

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ



Тема 1 Введение

История использования металлических конструкций насчитывает около двух тысячелетий. Первые металлические конструкции изготавливались из так называемого кричного железа, которое из-за несовершенного метода получения имело пористую и неоднородную структуру, а, в связи с этим, низкую прочность и высокую деформативность.

В период (от XII до начала XVII в.) металлические конструкции применялись в уникальных к тому времени сооружениях (церквей, дворцов и др.), выковывались из кричного железа в виде затяжек, распоров, скреп для каменной кладки. Соединение элементов осуществлялись на проушинах и штырях. Одним из первых таких конструкций являются затяжки Успенского собора во Владимире (1158 г.).

С начала XVIII до середины XIX веков металлические конструкции изготавливались преимущественно из чугуна. Используя хорошие литейные свойства чугуна, а также высокую коррозионную стойкость, строители Западной Европы и Российской Империи изготавливали из него, прежде всего, пролетные строения мостов. Первый чугунный мост был изготовлен в Англии в 1779 году, а в России в Петербурге в 1784 году. Тогда же с использованием металлоконструкций были воздвигнуты известнейшие общественные объекты: театр французской комедии (1786 г.), Александрийский театр (1830 г.), Зимний дворец (1837 г.), купол Исакиевского собора (1840-х гг.) и др. Существенно усложнились конструктивные формы: появились арочные конструкции и шпренгельные балки. Для металлических деталей использовались уже уголки и швеллеры,

изготавливаемые гнутьем разогретых полос. С 1830 года для соединений металлических конструкций стали применяться заклепки.

С середины XIX и начала XX веков, характеризуется бурным развитием металлических конструкций. В это время появились эффективные способы выплавки стали, которая и становится доминирующим металлом в строительстве. В 1840 г. Был освоен процесс получения профильного металла и прокатного листа. Другим фактором, обусловившим резкое увеличение объемов изготовления металлоконструкций, явилось изобретение в 1881 году в России электросварки. На этот период приходится появление новых конструктивных форм: плоских стержневых конструкций (ферм), рамно-арочных систем, стержневых башен, листовых висячих покрытий, стальных резервуаров. Тогда же был освоен прокат стали -появились уголки, швеллеры, двутавры.

Множество замечательных сооружений было построено в этот период: павильоны парижских выставок (1867, 1878, 1889 гг.), где пролеты достигли 115 м, Эйфелева башня (1889г.), павильоны ярмарки в Нижнем Новгороде (1896г.), дебаркадер Киевского вокзала (1913 г.), ажурные стержневые башни Шухова в Москве и т.д. В это же время было возведено первое производственное здание со стальным каркасом (США) и множество стальных железнодорожных мостов.

Во второй половине XX века, кроме применения обычных сталей, широкое применение получили легированные стали и сплавы алюминия. Были разработаны предварительно напряженные металлоконструкции, вантовые покрытия, пространственные стержневые конструкции (структуры), тонколистовые металлические оболочки покрытий зданий и сооружений, трансформируемые конструкции. Были усовершенствованы сечения профилей, появились профили с параллельными гранями полок и профили (в основном из сплава алюминия), изготавливаемые методом прессования. Основным видом соединения осталась сварка. Кроме того, получили распространение соединения на обычных и на высокопрочных болтах, стали применяться клеевые соединения и соединения на дюбелях. Значительным событием явилась разработка и внедрение нового метода расчета конструкции по предельным состояниям.

Среди уникальных сооружений XX века с использованием металлических конструкций можно назвать, прежде всего, олимпийские объекты в Торонто, Мюнхене и Москве, среди которых следует выделить крытый стадион размером в плане 224x183 м и велотрек размером 168x138 м в Москве, мост пролетом 1420 м в Англии, стальные каркасы небоскребов в США и Малайзии, башня высотой 370 м в Киеве, мачта высотой 646 м в Польше.

В РБ к уникальным объектам с применением металлических конструкций можно отнести: Дворец спорта, Легкоатлетический манеж,

Футбольный манеж, Минск-арена, Конькобежный стадион, Велотрек, Крытый каток.

Номенклатура металлических конструкций. Металлические конструкции применяются сегодня во всех видах зданий и инженерных сооружений, особенно если необходимы значительные пролеты, высота и нагрузки. Потребность в металлических конструкциях очень велика и непрерывно увеличивается. В зависимости от конструктивной формы и назначения металлические конструкции можно разделить на семь видов:

1. Промышленные здания, в том числе здания тепловых и атомных электростанций. Каркасы промышленных зданий бывают полностью металлическими и смешанными (металлическое покрытие по железобетонным колоннам). Промышленные здания при необходимости оборудуются мостовыми и подвесными кранами.

2. Большепролетные здания. Это, как правило, здания общественного назначения: спортивные, рынки, павильоны, ангары. Они имеют пролеты до 100 – 150 м. Для большепролетных зданий применяются балочные, рамные, арочные, висячие, комбинированные конструктивные схемы каркасов.

3. Мосты, эстакады. В конструктивном отношении мосты и эстакады имеют разнообразные системы: балочные, арочные, висячие, комбинированные.

4. Листовые конструкции. Листовые конструкции применяются в резервуарах, газгольдерах, бункерах, баках, метантенках, трубопроводах большого диаметра.

5. Башни, мачты. Применяются для радио, телевидения и сотовой связи, в геодезической службе, в опорах линий электропередач, в нефтяных вышках, дымовых и вентиляционных трубах.

6. Каркасы многоэтажных зданий. Применяются в промышленных и гражданских зданиях.

7. Прочие конструкции. К ним относятся каркасы радиотелескопов, трамплинов, платформ по разводке нефти, газа в море, каркасы надшахтных копров, конструкции атомной энергетики и др.

Основные особенности металлических конструкций и предъявляемые к ним требования

Металлические конструкции характеризуются большим разнообразием систем и конструктивных форм. Однако они объединены двумя основными факторами:

1) Исходным материалом для всех конструкций является прокатный металл, выпускаемый по единому сортаменту;

2) Все конструкции имеют единый технологический процесс изготовления, в основе которого лежит холодная обработка металла, и имеют единый вид соединения деталей в конструктивные элементы (на сварке и на болтах).

Металлические конструкции обладают следующими достоинствами:

1. Надежность. Надежность обеспечивается совпадением действительной работы конструкций в упругой стадии с расчетными предпосылками. Материал металлических конструкций однороден и изотропен.

2. Легкость. Металлические конструкции легче каменных, деревянных и железобетонных. Легкость конструкций с определяется отношением плотности материала ρ к его расчетному сопротивлению R

$$s = \rho / R .$$

Чем меньше s , тем относительно легче конструкция.

Например, для малоуглеродистой стали $s = 3,7 \cdot 10^{-4}$ (1/м), для бетона С 25/30 $s = 1,85 \cdot 10^{-3}$ (1/м), для дерева $5,4 \cdot 10^{-4}$ (1/м). Таким образом, из рассмотренных конструкций металлические являются самыми легкими.

3. Индустриальность. Металлические конструкции изготавливаются на заводах ЗМК с высокой степенью заводской готовности. Монтаж конструкций производится индустриальными методами с применением высокопроизводительной техники.

4. Непроницаемость. Непроницаемость обеспечивается высокой плотностью металлов. Непроницаемость является необходимым условием для применения металлических конструкций в резервуарах, газгольдерах, трубопроводах и т.п.

5. Ремонтнопригодность и сохраняемость металлического фонда (эксплуатация, разборка и переплавка)

Металлические конструкции имеют недостатки:

1. Коррозия. Повышение коррозионной стойкости металлических конструкций достигается включением в сталь специальных легирующих элементов, покрытием конструкций защитными пленками (лаками, красками, эмалями и т.п.), выбором рациональной конструктивной формы элементов (без щелей, пазух). Коррозионная стойкость алюминиевых сплавов и чугуна значительно выше коррозионной стойкости стали.

2. Небольшая огнестойкость. У сталей при температуре $t \geq 200^\circ\text{C}$ уменьшается модуль упругости E уменьшается и при $t \geq 500^\circ\text{C}$ модуль упругости равен $E=0$ (закон Гука $\sigma = \epsilon E$), наступает температурная пластичность. Требуемая огнестойкость конструкции достигается легированием стали, их защитой огнестойкими облицовками

(вспучивающимися покрытиями, матами из минеральной ваты, гипсокартонными плитами, строительным раствором, бетоном, керамикой и т.п.).

При проектировании металлических конструкций необходимо учитывать следующие требования технического прогресса:

1. Условия эксплуатации.
2. Экономия металла.
3. Транспортабельность.
4. Технологичность в изготовлении.
5. Скоростной монтаж.

6. Долговечность (физический и моральный износ; физический износ связан с процессами коррозии, а также с повреждениями и дефектами, а моральный – с изменением условий эксплуатации).

7. Эстетичность (гармоничные формы).

Основные направления развития металлостроительства:

1. Снижение массы конструкций.
2. Технологичность в изготовлении.
3. Технологичность в монтаже.
4. Снижение стоимости эксплуатации конструкций.

Развитие этих направлений может осуществляться через принцип типизации и унификации конструкций (типовые серии, типовые здания). В конечном итоге это приводит к повышению качества проектирования, изготовления и монтажа конструкций, а также к снижению стоимости их возведения и эксплуатации.

Тема 2

Методы расчета

Расчет и конструирование железобетонных конструкций необходимо производить по методу предельных состояний в соответствии с действующими техническими нормативными правовыми актами, другими документами и методической литературой.

Предельное состояние – это состояние, при превышении которого конструкция теряет способность сопротивляться внешним нагрузкам и воздействиям или получает недопустимые деформации или местные повреждения, т. е. перестает удовлетворять требованиям, предъявляемым к ней в процессе эксплуатации или возведения.

Расчеты должны с назначенной надежностью гарантировать конструкцию от наступления предельных состояний первой и второй групп.

Расчеты по предельным состояниям первой группы включают:

- расчет по прочности;
- расчет по выносливости (при действии многократно повторяющейся нагрузки);
- расчет по устойчивости формы;
- расчет по устойчивости положения (опрокидывание, скольжение, всплывание и т. п.).

Расчеты по предельным состояниям второй группы включают:

- расчет по образованию трещин;
- расчет по ширине раскрытия трещин;
- расчет по деформациям.

Нагрузки и воздействия на элементы железобетонных конструкций

На все инженерные конструкции действуют нагрузки и воздействия, которые в зависимости от продолжительности действия разделяют на постоянные и временные (переменные). Временные, кроме того, бывают трех видов: длительные, кратковременные и особые. Примером *постоянных нагрузок* являются собственный вес конструкций, давления грунтов, гидростатическое давление в гидротехнических сооружениях при нормальном подпорном уровне и др. К *длительным временным* относятся: вес стационарного оборудования, давления жидкостей и газов в трубопроводах, воздействия влажности, усадки, ползучести и др. *Кратковременными нагрузками и воздействиями* являются нагрузки от подвижного подъемно-транспортного оборудования, снеговые и ветровые нагрузки, вес людей, деталей, переносного оборудования, волновые и ледовые нагрузки на гидротехнические сооружения и др. К *особым нагрузкам* относят сейсмические и взрывные воздействия, ледовые нагрузки при прорыве заторов, нагрузки и воздействия, вызываемые неисправностью или поломкой оборудования, и др.

Также нагрузки и воздействия разделяют на нормативные и расчетные. *Нормативные нагрузки* – это нагрузки, значения которых устанавливаются нормативно-техническими документами из заранее заданной вероятности превышения средних значений (характеристические значения воздействий). *Расчетные нагрузки и воздействия* – это нагрузки и воздействия, принимаемые в расчетах и получаемые умножением их нормативных значений на соответствующие частные коэффициенты безопасности по нагрузке, т. е.

$$g = g_k \cdot \gamma_f,$$

где g – расчетная нагрузка;

g_k – нормативная нагрузка;

γ_f – частный коэффициент безопасности по нагрузке.

Частный коэффициент безопасности по нагрузке – это коэффициент, учитывающий возможное отклонение нагрузок в неблагоприятную сторону от их нормативных значений вследствие изменчивости нагрузок или отступлений от условий нормальной эксплуатации. Значения частного коэффициента по нагрузке принимаются по СН 2.01.01-2019.

При расчете конструкций необходимо учитывать и степень ответственности зданий, учитывающую последствия разрушения или повреждения конструкции, путем умножения нагрузки на соответствующий коэффициент надежности по степени ответственности (по надежности) γ_n . Чем выше степень ответственности сооружения, тем больше коэффициент γ_n .

Расчет конструкций выполняется на наиболее неблагоприятное, физически возможное сочетание нагрузок или усилий. В железобетонных конструкциях при расчете по предельным состояниям первой группы при постоянных и переходных (временных) расчетных ситуациях, кроме многократно повторяющихся нагрузок или действия усилия предварительного напряжения, следует принимать наиболее неблагоприятное из следующих сочетаний нагрузок:

первое основное сочетание:

$$\sum_j (\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}) + \sum_{i \geq 1} (\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i});$$

второе основное сочетание:

$$\sum_j (\xi \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}) + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} (\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}),$$

где $\gamma_{G,j}$ – частный коэффициент безопасности для постоянных нагрузок;

$G_{k,j}$ – нормативные постоянные нагрузки;

$\gamma_{Q,i}$ – частный коэффициент безопасности для переменных нагрузок;

$\gamma_{Q,1}$ – частный коэффициент безопасности для доминирующей переменной нагрузки;

$\Psi_{0,i}$ – коэффициент сочетаний переменных нагрузок;

$Q_{k,i}$ – нормативные переменные нагрузки;

$Q_{k,1}$ – нормативная доминирующая переменная нагрузка;

$\xi = 0,85$ – коэффициент уменьшения для неблагоприятно действующей постоянной нагрузки.

При расчете железобетонных конструкций по предельным состояниям второй группы следует принимать наиболее неблагоприятное из следующих сочетаний нагрузок:

нормативное (редкое, характеристическое) сочетание:

$$\sum_j G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i>1} (\Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}) ;$$

частое сочетание:

$$\sum_j G_{k,j} + \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} (\Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}) ;$$

практически постоянное сочетание:

$$\sum_j G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} (\Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}) ,$$

где $\Psi_{1,1}$, $\Psi_{2,i}$ – коэффициенты сочетаний переменных нагрузок.



Тема 3

Материалы, применяемые для изготовления металлических строительных конструкций

Строительные стали и алюминиевые сплавы

Сталь – это сплав железа с углеродом (углерода до 2%) и легирующими компонентами (которые вводятся для улучшения свойства стали) и вредными примесями (которые попадают из руды или образуются в процессе выплавки).

Качество стали определяется ее механическими характеристиками (прочность, упругость, пластичность, хрупкость) и свариваемостью, которая зависит от химического состава и технологии производства стали. Прочность – сопротивляемость внешним силовым воздействиям.

Упругость – свойство восстанавливать первоначальное состояние после снятия нагрузки.

Пластичность – свойство получать остаточные деформации после снятия нагрузки.

Хрупкость – разрушение материала при малых деформациях в пределах упругой работы.

Прочность, упругость и пластичность стали определяют испытанием на растяжение специальных образцов. Полученная при этом диаграмма показывает зависимость между напряжениями и деформацией.

Прочность стали характеризуется сопротивлением материала внешним без разрушения, к которым относятся:

– предел текучести σ_y и предел прочности σ_u (в EN соответственно f_y и f_u);

- упругость – пределом пропорциональности σ_p ;
- пластичность – относительной деформацией ε ;
- хрупкость – показателем ударной вязкости КС при различных температурах.

По химическому составу стали подразделяются на углеродистые и легированные.

Для углеродистых сталей, прочность определяется содержанием углерода (легирующие элементы специально не вводятся). Стали по содержанию углерода подразделяются на:

- малоуглеродистые, содержание углерода до 0,25% ;
- среднеуглеродистые, содержание углерода 0,25 – 0,6%
- высокоуглеродистые, содержание углерода 0,6-2%.

Для строительных металлических конструкций применяют малоуглеродистые стали, поскольку они обладают высокой прочностью, пластичностью, хорошо свариваются.

В легированных сталях содержание углерода до 0,18%, прочность стали повышают добавлением легирующих элементов, таких как марганец (Г), кремний (С), медь (Д), алюминий (Ю), никель (Н), хром (Х), ванадий (Ф), молибден (М), титан (Т) и др.

В зависимости от содержания легирующих компонентов, которые вводятся для улучшения свойств стали, стали делятся на:

- низколегированные, суммарное содержание легирующих элементов до 2,5%;
- среднелегированные, легирующих элементов 2,5 – 10%;
- высоколегированные, легирующих элементов более 10%;

За счет введения легирующих компонентов прочность стали значительно повышается (в 1,5-2 и более раза), но сталь становится менее пластичной, хуже сваривается. Влияние химических элементов на свойства стали указано в таблице 3.1.

Таблица 3.1

Влияние химических элементов на свойства стали

Наименование хим. Элемента	Символ	σ_y	σ_u	ε	кС	Свариваемость	Коррозионная стойкость
Углерод		«+»	+	«-»	-	«-»	
Кремний	С	+	+	-	«-»	-	-

Марганец	Г	+	+	-	+		
Медь	Д	+				-	«+»
Хром	Х	+	+		+	-	+
Никель	Н						
Фосфор	П	+	+	«-»	«-»	-	«+»
Сера		-	-		«-»		
Алюминий	Ю				+		

Примечания: Знак “+” обозначает увеличение (улучшение); “ «+» ” - означает значительное увеличение; “-” уменьшение (ухудшение); “ «-» ” - означает значительное уменьшение.

При выплавке стали из руды остаются вредные примеси такие как сера S и фосфор P, из воздуха в расплавленный металл попадают водород, кислород и азот, все эти примеси ухудшают качество стали. Сера уменьшает прочностные характеристики и главное делает ее красноломкой (хрупкой и склонной к образованию трещин при температуре 800 – 1000°C), что влечет за собой появление сварочных трещин. Фосфор резко уменьшает пластичность и ударную вязкость стали, делает ее хладноломкой (хрупкой при отрицательных температурах). Водород, кислород и азот ухудшают структуру стали и способствуют увеличению ее хрупкости.

Для строительных металлических конструкций применяют в основном низколегированные стали (и среднелегированные с содержанием легирующих компонентов до 5%), которые относительно хорошо свариваются. Среднелегированные и высоколегированные стали (конструкционные и инструментальные), как правило, используются в других отраслях промышленности.

Малоуглеродистые стали поставляются по ГОСТ 380-2005. Стали с одинаковым химическим составом и механическими свойствами составляют одну марку. По этому ГОСТ стали маркируют Ст0, Ст1, Ст2, Ст3, Ст4, Ст5 и Ст6. Для строительных конструкций применяют Ст3, а именно Ст3кп, Ст3пс, Ст3сп и Ст3Гпс. Цифры 1,2...6 обозначают условный порядковый номер стали, чем больше цифра, тем большее содержание в ней углерода. Для стали Ст3 содержание углерода 0,14 - 0,22%, предел текучести $\sigma_y = 235 - 255 \text{ МПа}$ и предел прочности $\sigma_u = 360 - 380 \text{ МПа}$, чем толще прокат, тем прочностные свойства стали ниже, эта сталь хорошо

сваривается. Степень раскисления стали обозначается индексами «СП» (спокойная), «пс» (полуспокойная) и «кп» (кипящая). При разливе стали в изложницы она кипит, бурно выделяются, имеющиеся в ней газы способствуют образованию газовых пузырей (дефектов кристаллической решетки) и расслоению металла при прокатке. Для того чтобы сталь застывала спокойно в расплавленный металл в ковше добавляют раскислители, обычно это кремний (С), для СТЗсп, содержание кремния 0,15 – 0,3%, для СТЗпс, содержание кремния 0,05 – 0,15%, для СТЗкп, содержание кремния не более 0,05 %. Спокойная сталь имеет лучшую, упорядоченную, мелкозернистую структуру и однородное строение, более высокие прочностные свойства. Эти показатели в полуспокойной и кипящей сталях соответственно ниже, поэтому для ответственных конструкций с большими усилиями, а также при знакопеременных и вибрационных воздействиях и низких отрицательных температурах эксплуатации применяют спокойные стали, в менее ответственных – полуспокойные и кипящие стали. Кроме кремния хорошими раскислителями являются марганец, алюминий и титан. Сталь СтЗГпс имеет содержание кремния не более 0,15 %, дополнительно раскислена марганцем (0,8 -1,1%), относится к спокойной стали.

При проектировании стальных конструкций применяют строительные конструкционные стали по ГОСТ 27772, созданному в 2015 году. Этому документу был присвоен статус Межгосударственного стандарта. В соответствии с этим стандартом строительные стали обозначаются: С235, С245, С255, С345, С355, С375и др., где С - строительная сталь, а цифра – предел текучести в МПа наиболее тонкого листа проката. По способу раскисления сталь С235 относится к кипящей (КП), С245 – к полуспокойной (ПС) и С255 – к спокойной (СП) сталям. Стали С345, С355, С375и др (относятся к низколегированным) – по способу раскисления являются спокойными.

Механические характеристики сталей определяются: предел текучести и предел прочности на образцах по результатам испытаний на растяжение, ударная вязкость – испытаниями на удар образцов типа КСU и КСV. Чтобы исключить хрупкое разрушение при самой низкой температуре эксплуатации минимальное значение ударной вязкости для таких образцов при положительной «+20°С, 0°С» и отрицательной «-20°С, -40°С» температуре должны быть не менее 29 Дж/см² для образцов типа КСU и не менее 27 Дж/см² для образцов типа КСV. Выбор стали для конструкции принимается в зависимости от условий эксплуатации здания или сооружения.

Низколегированные стали. Низколегированные стали относятся к сталям повышенной прочности. Содержание углерода не более 0,18%, а повышение прочности достигается введением легирующих элементов. Обозначение марок построено по следующему принципу: первые цифры обозначают среднее количество углерода в сотых долях процента, буквы показывают наличие легирующих компонентов, цифры за буквами указывают количество легирующих компонентов в целых процентах (цифра 1 обычно не проставляется); если легирующего компонента меньше 0,3%, то он в обозначение марки не вводится. Например, 15ХСНД (ГОСТ 19282) обозначает сталь со средним содержанием углерода 0,15%, легированную хромом, кремнием, никелем и медью в количествах более 0,3% и менее 1% каждого; 09Г2С (ГОСТ 19282) сталь со средним содержанием углерода 0,09%, легированную марганцем до 2% и кремнием в количестве более 0,3% и менее 1% (содержание количества всех компонентов и вредных примесей приводится в ГОСТах и в таблице 3.1).

В соответствии с ГОСТ 27772 к низколегированным сталям относятся стали С345, С375, С390 и др. Например, С345, сталь с пределом текучести 345 МПа.

Европейский Стандарт сталей по Еврокоду. Европейский стандарт к конструкционным сталям EN 10025 подготовлен Техническим комитетом ECISS/TC 10 (Европейский комитет по стандартизации железа и чугуна) “Конструкционные стали – Марки и качество”, одобрен CEN (Европейским комитетом по стандартизации) 1 апреля 2004 г. Европейскому стандарту присвоен статус Национального стандарта без каких-либо изменений для стран ЕС. Вступающие с ним в противоречие национальные стандарты стран CEN должны были быть убраны из обращения.

В данном документе определены восемь марок стали S185, S235, S275, S355, S450, E295, E335, E360. Они различаются по своим механическим свойствам. Символ S принят для конструкционной стали, символ E - для инженерной стали. Цифра обозначает – номинальное значение предела текучести f_y в МПа. Для проверки соответствия конструкции EN 1993 1-1 и достаточности пластичности к стали установлены следующие требования.

Для упругого расчета:

$f_u / f_y \geq 1,10$; удлинение разрыва не менее 15% (при длине образца $5,65\sqrt{A_0}$, где A_0 – площадь поперечного сечения); $\varepsilon_u \geq 15 \varepsilon_y$ (ε_u – деформация предела прочности, а ε_y – деформация предела текучести).

Для пластического расчета:

$f_u / f_y \geq 1,15$; удлинение разрыва не менее 15% (при длине образца $5,65\sqrt{A_0}$); $\varepsilon_u \geq 20 \varepsilon_y$.

Модуль упругости при расчете принят равным $E = 210000 \text{ Н/мм}^2$, что на 2% отличается от наших норм.

По качеству стали различаются в зависимости от заданных требований к работе удара (ударной вязкости). Марки стали S235 и S275 могут поставляться с качеством JR, J0 и J2. Марка S355 может поставляться с качеством JR, J0, J2 и K2. Марка S450 поставляется с качеством J0. Для всех сталей гарантируется значение ударной вязкости на образцах типа KCV, значение которого должно быть не менее 27 Дж/см^2 , для JR - при $t = +20^\circ \text{ C}$; J0 - при $t = 0^\circ \text{ C}$; J2 - при $t = -20^\circ \text{ C}$ и K2 - при $t = -40^\circ \text{ C}$.

Способы раскисления стали обозначаются следующим образом: FN - неуспокоенная (кипящая) сталь, которая не допускается; FF - полностью раскисленная сталь, содержащая азотосвязывающие элементы в количестве, достаточном для связывания присутствующего азота (например, 0,020 % общего алюминия минимум). Обычно в качестве руководства принимается минимальное соотношение алюминия к азоту 2:1, если не присутствуют другие азотосвязывающие элементы. Раскисление стали осуществляется добавками Al, Si, Mn, Ti.

Стали могут поставляться в катаном состоянии (+AR), это состояние поставки без проведения какой-либо специальной прокатки и/или термообработки. Нормализующая прокатка (+N), это такой процесс прокатки, при котором конечная деформация производится в определенном температурном диапазоне и в результате которого состояние материала эквивалентно состоянию, достигаемому после нормализации, с тем, чтобы заданные значения механических свойств сохранялись даже после нормализации. Термомеханическая прокатка (M), процесс прокатки, при котором конечная деформация производится в определенном температурном диапазоне и в результате которого материал приобретает такие свойства, которые не могут быть достигнуты или повторены только с помощью термообработки. Можно относить процессы, в которых используется охлаждение с повышенной скоростью, в том числе самоотпуск, но исключая прямую закалку и закалку и отпуск. Температурный режим очень важен, поскольку последующий нагрев свыше 580° C может снизить значение прочности. (В некоторых публикациях также используется аббревиатура TMCP (термомеханический контролируемый процесс)).

Ниже приведен пример маркировки стали по стандарту EN:

Сталь EN 10025-2 – S355J0C+N (или +AR)

Обозначение включает:

- номер данного документа (EN 10025-2);
- название стали, символ S (для конструкционной стали);

-минимальное значение заданного предела текучести в МПа (1 МПа = 1 Н/мм²) для толщин ≤ 16 мм;

- обозначение качества стали относительно заданных значений работы удара (JR, J0, J2 и K2);

- символ С пригодность к отбортовке в холодном состоянии;

- указание «+N или +AR», если продукция заказывается и поставляется в состоянии нормализующей прокатки или в катаном состоянии.

Для данного примера указанная марка стали будет читаться: конструкционная сталь (S), заданный минимальный предел текучести 355 МПа при температуре окружающей среды равной 0°C, минимальная величина работы удара 27 Дж при t= 0°C (J0), пригодность к отбортовке в холодном состоянии (C), состояние поставки после нормализующей прокатки (+N) (или в катаном состоянии (+AR)).

В таблице 3.2 приведена выборка химического состава и значение ударной вязкости стали из стандарта EN 10025-2 и ГОСТ 27772.

Таблица 3.2 Химический состав стали и значение ударной вязкости.

Обоз- наче- ние	Спо- соб рас- кисле- ния	С в % max для номинальной толщины продукции в мм			Si	Mn	P	S	Ni	Cr	Cu %	Работа удара (ударная вязкость)	
		≤ 16	> 16	40	% max	% max	% max	% max	% max	% max	% max		
		≤ 40	d		d, e	f	g						
По EN 10025-2 (FN – неустойчивая (кипящая) сталь не допускается); (FF—полностью раскисленная сталь)												KCV дж/см²	t° C
S235JR	FN	0,17	0,17	0,20	-	1.4	0,035	0,035	0,12	-	0,55	27	+20
S235J0	FN	0,17	0,17	0,17	-	1.4	0,030	0,030	0,12	-	0,55	27	0
S235J2	FF	0,17	0,17	0,17	-	1.4	0,025	0,025	-	-	0,55	27	-20
S355JR	FN	0,24	0,24	0,24	0.55	1,6	0,035	0,035	0,12	-	0,55	27	+20
S355J0	FN	0,20j	0,20k	0,22	0.55	1,6	0,030	0,030	0,12	-	0,55	27	0
S355J2	FF	0,20j	0,20k	0,22	0.55	1,6	0,025	0,025	-	-	0,55	27	-20
S355K2	FF	0,20j	0,20k	0,22	0.55	1,6	0,025	0,025	-	-	0,55	40	-40
По ГОСТ 27772-2015 (кп - кипящая сталь, допускается для 3 и 4 групп конструкций);												KCV KCU дж/см²	t° C
C235	кп	0,22	0,22	0,22	0,05	0,6	0,04	0,04	0,3	0,3	0,3	-	-
C245	пс	0,22	0,22	0,22	0,06-0,15	1,0	0,04	0,025	0,3	0,3	0,3	34 29	-20 0
C255	сп	0,17	0,17	0,17	0,15-0,3	1,0	0,035	0,025	0,3	0,3	0,3	34 29	-20 -40
C345	сп	0,15	0,15	0,15	0,8	1,3-1,7	0,03	0,025	0,3	0,3	0,3	34 29	-20 -40 -40
C355	сп	0,14	0,14	0,14	0,15-0,8	1-1,8	0,025	0,025	0,3	0,3	0,3	34	-20 -40

Анализ химического состава стали показывает, что по ГОСТ содержание С должно быть не более 0,22%, вредных примесей - $S \leq 0,05\%$, $P \leq 0,04\%$, повышенное содержание Ni и Cr. Повышенное содержание S способствует явлению красноломкости в стали, P повышает хрупкость при понижении температуры, ухудшается свариваемость стали. Несвязанный азот способствует старению стали. Улучшение свойств сталей достигается термической обработкой - нормализацией.

По EN для стали S235 содержание С должно быть не более 0,17%, сталь более чистая по содержанию примесей - $S \leq (0,035-0,025\%)$, $P \leq (0,035-0,025\%)$ и N, качество стали выше и достигается повышением чистоты сталей по химическому составу, по содержанию ликваций и неметаллических включений, проведению нормализующей и термомеханической прокатки.

Структура стали

Структура малоуглеродистой стали, определяющая её механические свойства, зависит от температуры охлаждения (рис.3.1). Температура плавления чистого железа 1535°C. При охлаждении (ниже 1535°C) в процессе кристаллизации образуется так называемое δ -железо, имеющее кристаллическую решётку объёмно центрированного куба (ОЦК-решётку) (рис.3.2 , а).

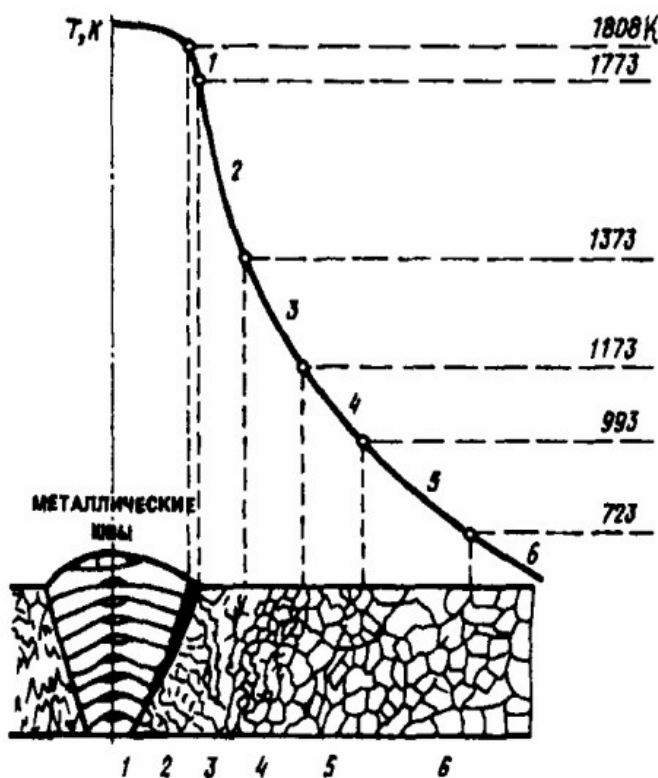


Рис 3.1 Зоны термического влияния сварного шва малоуглеродистой стали

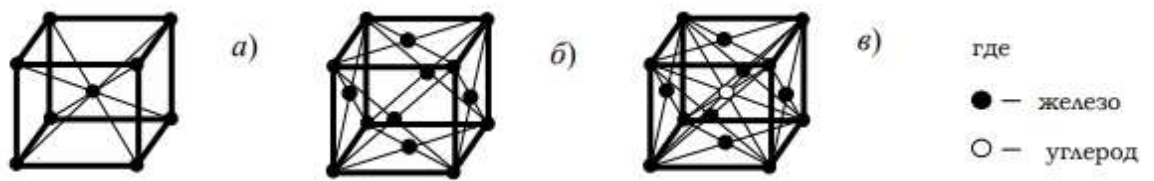


Рис 3.2 Структурное превращение железа

При температуре 1400°C железо находится в твердом состоянии и в процессе охлаждения происходит изменение структуры и образование из δ -железа – структуры γ -железо, обладающей гранецентрированной решеткой (ГЦК– решеткой) рис. 3.2 , б. При остывании вплоть до температуры, примерно, 910°C образуется твердый раствор углерода в γ -железе, называемый аустенитом, в котором атомы углерода располагаются в центре ГЦК- решетки (рис. 3.2 , в).

При температуре ниже 910°C начинается распад аустенита. Образующееся α -железо с ОЦК-решеткой, называется ферритом; α -железо в отличие от γ -железа плохо растворяет углерод, и поэтому его в феррите содержится незначительное количество. Свободный углерод входит в химическое соединение с железом, образуя карбид железа Fe_3C , называемого цементитом. По мере выделения феррита из аустенита, последний все более обогащается углеродом и при температуре 723°C превращается в перлит, то есть смесь, состоящую из пластинок феррита и цементита (карбида железа Fe_3C). Таким образом, при нормальной температуре сталь состоит из двух основных фаз – феррита и цементита, которые образуют самостоятельные зерна, а также входят в виде пластинок в состав перлита (светлые зерна – феррит, темные – перлит).

Феррит весьма пластичен и малопрочен, цементит тверд, обладает высокой прочностью и хрупок, перлит обладает промежуточными свойствами между ними. В зависимости от содержания углерода преобладает та или иная структурная составляющая. Величина зерна оказывает значительное влияние на механические свойства стали. Чем меньше зерна, тем выше качество стали.

Структура низколегированной стали аналогична малоуглеродистой стали. Углерода в низколегированных сталях обычно не более 0,18%. Введение легирующих добавок упрочняет ферритовую основу и прослойки между зернами, сталь становится более прочная, но менее пластичная.

Термическая обработка стали

Значительное повышение прочности, деформативности и других свойств стали помимо легирования достигают термической обработкой благодаря тому, что под влиянием температуры, а также режима нагрева и охлаждения изменяется структура, величина зерна и растворимость легирующих элементов стали. Для улучшения свойств стали используются следующие виды термической обработки:

Нормализация – нагрев стали до температуры образования аустенита ($> 910^{\circ}\text{C}$) и охлаждение на воздухе (при температуре $\approx 20^{\circ}$). Нормализация способствует упорядочению структуры стали, снимает внутренние дефекты, уменьшает количество дефектов кристаллической решетки. В результате нормализации повышается прочность, пластичность и ударная вязкость. Закалка – нагрев до температуры образования аустенита (весь перлит и феррит превращаются в аустенит) и последующее быстрое охлаждение. В результате быстрого охлаждения ГЦК-решетка превращается в тетрагональную решетку, при этом перемещения углерода для образования феррита и перлита произойти не успевают. В итоге закалки образуется структурная модификация, называемая мартенситом. Закалка увеличивает прочность стали, но снижает пластичность, что повышает склонность стали к хрупкому разрушению. Отпуск. Эта термическая операция осуществляется после закалки. Металл нагревается до температуры $600^{\circ} - 680^{\circ}$ и затем медленно охлаждается. В результате отпуска уменьшается внутреннее напряжение, образуется мелкозернистая ферритная структура. Сталь после отпуска обладает оптимальным сочетанием прочностных и пластических свойств. Малоуглеродистые и низколегированные стали подвергаются термическому упрочнению.

Общая характеристика сортамента

Сортамент – это каталог профилей с указанием их формы, размеров, геометрических характеристик и массы называется. Современный сортамент включает в себя листовой прокат, профили в виде уголков, швеллеров, двутавров, тавров, круглых и прямоугольных труб (см. рис. 3.3), а так же усложненные профили с отгибами, "бульбами" и пр.

Уголки и швеллеры могут быть прокатными или холодногнутыми. Листовой прокат включает: сталь толстолистовую, толщиной 4...160 мм, ширина листов 600...3600 мм, длина до 12 м; сталь тонколистовую, толщиной 0.2...4 мм с шириной листов в пределах 600...1400 мм и длиной 1.2...5 м; сталь широкополосную толщиной 4...60 мм с шириной полос 200...1050 мм и длиной 9...12 мм.

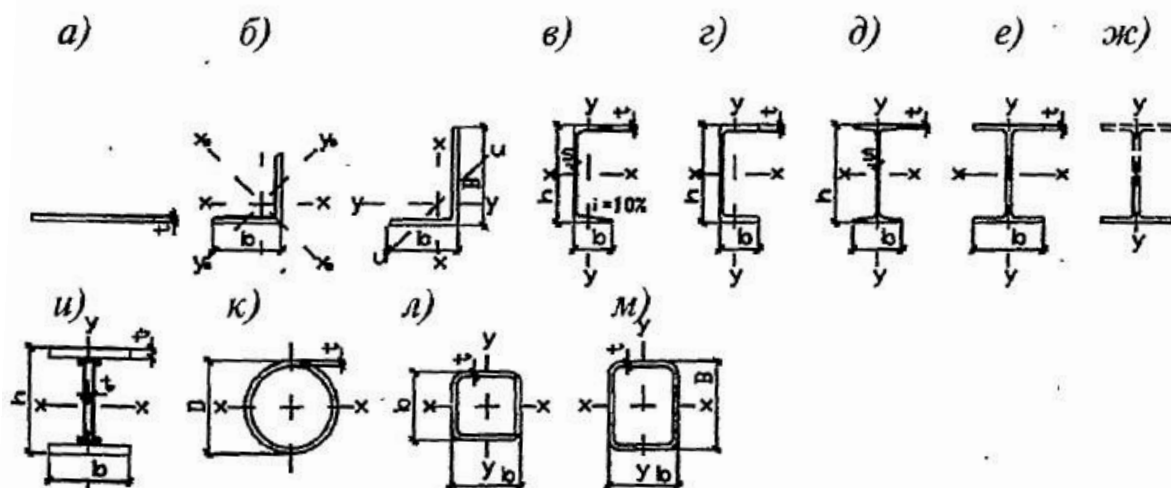


Рис. 3.3. Основные виды профилей

а) – лист; б) – уголки; в) – швеллер; г) швеллер с параллельными гранями полков; д) – двутавр; е) – двутавр с параллельными гранями полков; ж) – тавр; и) сварной двутавр; к) – круглая труба; л), м) – квадратный и прямоугольный гнутозамкнутый профиль.

Кроме указанных листов, металлургическая промышленность поставляет листовую сталь рулонную, рифленую, просечновытяжную, оцинкованную, кровельную. На чертежах сечение листовых деталей обозначается чертой с двумя числами, например: - 100x8, где первое число указывает ширину детали, а второе - толщину. Сортамент уголковых профилей включает уголки равнополочные и неравнополочные. Сортамент стали прокатной уголковой равнополочной (ГОСТ8509) состоит из 118 типоразмеров, размер полков изменяется от 20 мм до 250 мм, а толщина полков от 3 мм до 30 мм.

Сортамент неравнополочных прокатных уголков (ГОСТ8510) состоит из 66 типоразмеров, при этом размеры полков изменяются в пределах 16...250 мм, а толщины в пределах

3...20 мм. На чертежах прокатные уголки обозначаются уголковым знаком и двумя (для равнополочных уголков) или тремя (для неравнополочных уголков) числами, например: 375x8, где первая цифра обозначает размер полков, а вторая - толщину полков; 3250x160x20, где первые два числа обозначают размеры полков, а третья - толщину полков. Уголки гнутые также бывают равнополочные и неравнополочные. Для их обозначения на чертежах перед уголковым знаком ставятся две буквы "Гн", например: Гн 3120x6. Длина холодногнутых профилей определяется длиной листовых заготовок.

Сортамент прокатных швеллеров (ГОСТ8240) включает в себя швеллеры с уклоном внутренних граней полков и с параллельными гранями полков. Сортамент первых и вторых состоит из 22-х типоразмеров. На чертежах

швеллеры обозначаются знаком "[" и числом, которое обозначает высоту швеллера в "см", например: [40. При параллельных гранях добавляется буква «п» например, [40п.

Сортамент двутавров включает в себя двутавры с уклоном внутренних граней полок (ГОСТ8239) и с параллельными гранями полок (ГОСТ26020). Количество типоразмеров двутавров с уклоном внутренних полок равно 28. На чертежах такие двутавры обозначаются знаком "I" и числом, обозначающим высоту двутавра в "см", например I24. Двутавры с параллельными гранями полок подразделяются на двутавры нормальные (обозначаются буквой "Б"), широкополочные (Ш), колонные (К) и колонные уширенные (КУ). Пример обозначения широкополочного двутавра: I100Ш2, где "100" - это номинальная высота сечения в "см", Ш - широкополочный, "2" - номер двутавра с номинальной высотой, равной 100см. Аналогичную классификацию имеют и тавры, к указанным выше буквенным символам добавляется буква "Т". Пример обозначения широкополочного тавра: Т20ШТ2. Длины уголков, швеллеров, двутавров и тавров находятся в интервале 4...13 м.

Тема 4

Работа и расчет элементов металлических конструкций

Общие сведения о работе элементов металлических конструкций под нагрузкой. Понятия о прочности металлов, устойчивости элементов конструкций

Работа металлов при одноосном напряженном состоянии. Одноосное напряженное состояние иллюстрируется диаграммой " σ - ϵ " (см. рис.4.1).

При одноосном напряженном состоянии в металле возникают нормальные ($\sigma=N/A$) и касательные ($\tau=\sigma \cdot \sin 2\alpha/2$) напряжения, где A – площадь поперечного сечения образца до приложения нагрузки. Нормальные напряжения изменяют расстояния между атомами в направлении силы " N ". Касательные напряжения сдвигают атомы относительно друг друга. При $\sigma < \sigma_p$ (σ_p -предел пропорциональности) деформации являются только упругими (обратимыми). Упругие деформации вызываются нормальными и касательными напряжениями и распределяются равномерно по всему объему напрягаемой части образца. Упругие продольные деформации сопровождаются поперечными деформациями. Отношение последних к продольным деформациям (относительным) определяется коэффициентом Пуассона (ν). При упругой работе металла $\nu=0.3$. На этой стадии работы металла зависимость " σ - ϵ " является линейной и соблюдается закон Гука: $\sigma=\epsilon E$. Упругая работа металла заканчивается (условно) при напряжениях равных пределу пропорциональности, чему соответствует $\epsilon=0.1\%$. При напряжениях, превышающих предел пропорциональности, кроме упругих деформаций появляются пластические (необратимые) деформации. Особенностью пластических деформаций является то, что они вызываются только касательными напряжениями и концентрируются по отдельным плоскостям. Плоскости, по которым происходят пластические деформации, направлены, как правило, под углом примерно 45° к направлению силы " N ", т.е. совпадают с направлением наибольших касательных напряжений. Между плоскостями, где появились пластические деформации, материал работает упруго.

При напряжениях, равных пределу текучести, начинается интенсивное развитие пластических деформаций: деформации увеличиваются без увеличения нагрузки (металл, как бы течет). На диаграмме " σ - ϵ " этому этапу работы металла соответствует горизонтальный участок диаграммы " σ - ϵ " (для сталей с содержанием углерода в пределах 0.1...0.3%). Этот участок, называемый площадкой текучести, имеет протяженность от 1.5 до 3%. Плоскости интенсивного развития пластических деформаций на поверхности образца проявляются в виде линий, называемых линиями "Чернова-Людерса". На этом этапе нагружения продольные деформации, как и при упругой работе металла, сопровождаются поперечными деформациями.

При этом в местах развития пластических деформаций коэффициент Пуассона равен 0.5.

После того, как относительные деформации достигнут $\approx 3\%$, наступает зона самоупрочнения, т.е. для дальнейшего увеличения деформаций необходимо увеличение нагрузки. При напряжениях, равных временному сопротивлению (σ_u), происходит резкое уменьшение поперечного сечения образца (образуется "шейка") в месте наиболее интенсивного развития пластических деформаций. На диаграмме " σ - ϵ " этому этапу соответствует ниспадающая часть графика. За образованием "шейки" следует разрыв образца. Разрыв образца при одноосном напряженном состоянии является пластическим разрывом. Его характерными признаками являются: образование "шейки" и грани места разрыва примерно совпадают с направлением наибольших касательных напряжений.

Поскольку, наибольшее развитие пластических деформаций происходит при напряжениях, равных пределу текучести, то принято считать, что при одноосном напряженном состоянии переход металла в пластическую стадию осуществляется при $\sigma = \sigma_y$.

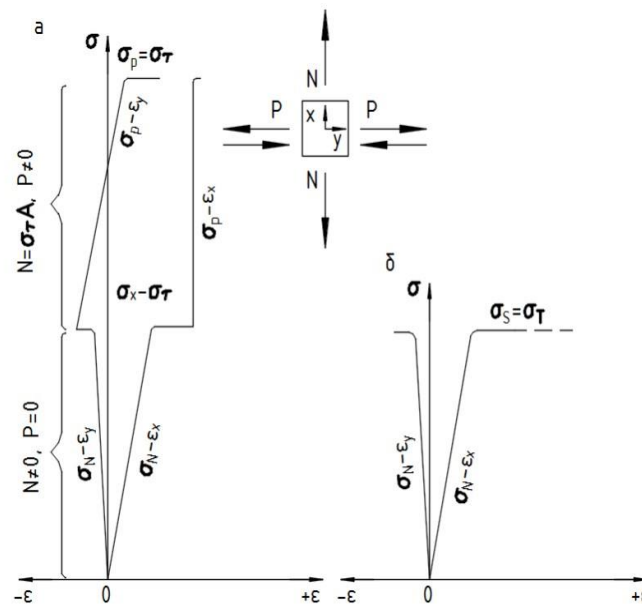


Рис. 4.1. Диаграммы «напряжения-деформации» при последовательном нагружении: а – при растяжении образца в двух направлениях; б – при растяжении в одном и сжатии в другом направлении.

Работа металлов при двухосном и трехосном напряженном состоянии. Работа стали при двухосном растяжении иллюстрируется диаграммами " σ - ϵ " на рис.4.2.

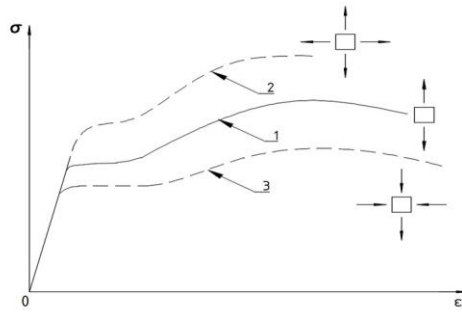


Рис.4.2. Диаграммы «напряжения-деформации» при одновременном нагружении: 1 – при одноосном растяжении; 2 – при двухосном растяжении; 3 – при растяжении в одном и сжатии в другом направлении.

Образец и усилия в нем представлены в правой части рисунка. Индексы при " σ " указывают усилие, в результате которого появились эти напряжения. Нижние индексы при " ϵ " указывают направление деформаций (в направлении оси "x" или "y"), а верхние - усилие, порождающее эти деформации.

При действии усилия N ($P=0$) образец увеличивается в длине по направлению оси "x" и уменьшается по направлению оси "y". Это иллюстрируется нижней частью рисунка. При достижении напряжениями " σ_N " предела текучести увеличение нагрузки в направлении оси "x" прекращается. После этого к образцу прикладывается усилие "P" в направлении оси "y". В этом направлении образец работает так, как если бы $N=0$, т.е. растяжение образца в направлении "x" не сказывается на несущей способности в направлении "y". Этот вывод получен при условии, что "N" и "P" являются усилиями одного знака: или растягивающими или сжимающими.

На рис.4.2 приведены диаграммы " σ - ϵ " для образца растянутого в одном направлении и сжатого в другом. При загрузке образца в направлении "x" до предела текучести силой N его несущая способность становится практически равной нулю в направлении "y", если сила "P" противоположна по знаку усилию "N". На рис. 4.2 приведены диаграммы для образцов, нагруженных одновременно в двух направлениях. Из приведенных диаграмм видно, что при однозначных напряжениях (диаграмма 2) зона упругой работы металла увеличивается, а зона упруго-пластической работы уменьшается. При разнозначных напряжениях наоборот: упругая зона уменьшается, а упруго-пластическая увеличивается. На основании проделанных экспериментальных исследований можно сделать следующие выводы:

- при двухосном и трехосном напряжении одинакового знака материал переходит в пластическое состояние при тех же величинах, что и при одноосном, но

уже по двум или трем взаимно перпендикулярным наклонным плоскостям. При этом, развитие пластических деформаций в одном направлении почти не сказывается на работе материала в другом направлении;

- при двухосном и трехосном напряжении разного знака переход в пластическое состояние ускоряется: наличие напряжений в одном направлении приводит к ускорению появления пластических деформаций в другом.

Работа металлов при концентрации напряжений. При резком изменении сечения образца в нем возникает концентрация напряжений - неравномерное распределение напряжений по сечению (см.рис.4.3).

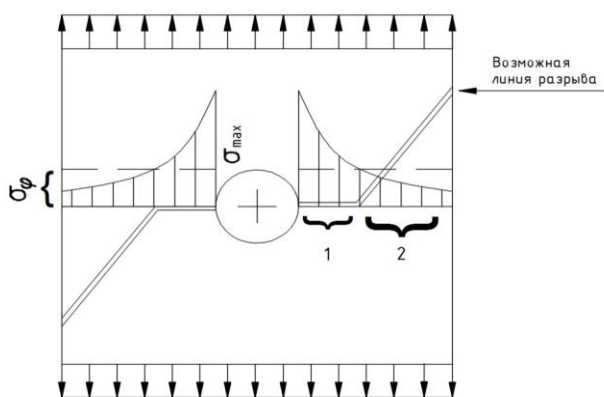


Рис. 4.3. Распределение напряжений в образце с отверстием

Отношение наибольшего напряжения к среднему называется коэффициентом концентрации. Чем резче меняется сечение, тем больше будет коэффициент концентрации. При концентрации напряжений можно выделить два участка в эпюре напряжений: участок, где происходит резкое изменение напряжений (участок 1 на рис.4.3) и участок, где напряжения меняются плавно (участок 2 на рис.4.3). В местах резкого изменения напряжений развитие пластических деформаций становится затруднительным (из-за задержки соседними менее напряженными участками). Поэтому разрыв образца на участке 1 происходит за счет нормальных напряжений, а на участке 2 за счет касательных напряжений. Подтверждением этого является форма разрыва. На участках 1 происходит хрупкий разрыв, характерными признаками которого является отсутствие шейки и перпендикулярность поверхности разрыва к направлению усилия. Из-за задержки развития пластических деформаций разрушающие напряжения (средние) оказываются выше, чем для гладких образцов (см.рис.4.4).

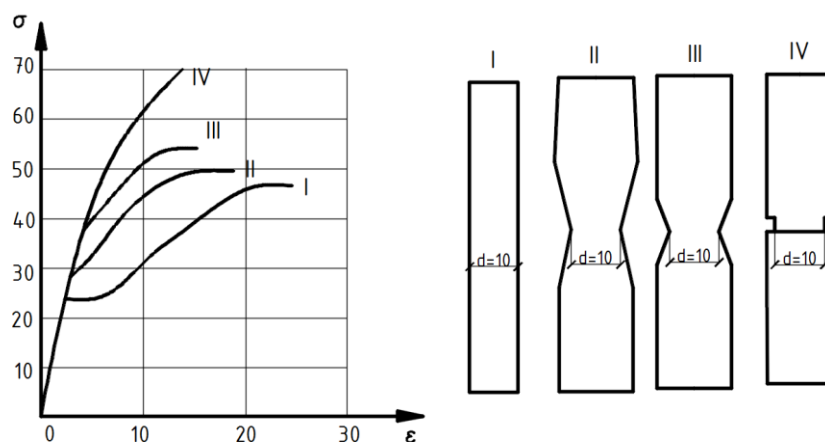


Рис. 4.4. Диаграммы «напряжения-деформации» для образцов с разной концентрацией напряжений

В связи с тем, что концентрация напряжения как бы увеличивает прочность материала, в расчетах конструкций она не учитывается. Но это при нормальных условиях эксплуатации (при положительной температуре и статическом нагружении). При пониженных температурах прочность образцов с концентраторами напряжений может оказаться ниже. В образцах с "наклепом" и с острым концентратором напряжений разрушающие напряжения получаются ниже σ_y уже при температуре равной - 30 °С. Особо неблагоприятное влияние концентраторы напряжений оказывают при сочетании низких температур и динамических воздействий, а также при резком снижении температуры носящим характер температурного удара.

Работа металлов при повторяющихся нагрузках. Повторное нагружение может осуществляться с перерывом и без перерыва. В первом случае, если напряжения не превышают предел текучести, повторное нагружение не сказывается на механических свойствах металла. Если напряжения превышают предел текучести, то повторное нагружение сопровождается увеличением прочности, но снижением пластичности. Это явление называется наклепом.

При многократных непрерывных нагружениях (в лабораторных условиях это примерно 30...50 циклов в минуту) в металлах наблюдается явление, именуемое усталостью. Усталость – это процесс постепенного накопления повреждений материала под действием непрерывно повторяющихся нагрузок, приводящих к разрушению. Время появления усталости металла зависит от значений напряжений: чем больше напряжение, тем меньше требуется циклов нагрузки для разрушения образца (см.рис.4.5). Из рис.4.5, где приведены результаты исследований для стали С245, видно, что при некотором напряжении разрушение образца не происходит

при сколь угодно большом количестве циклов.

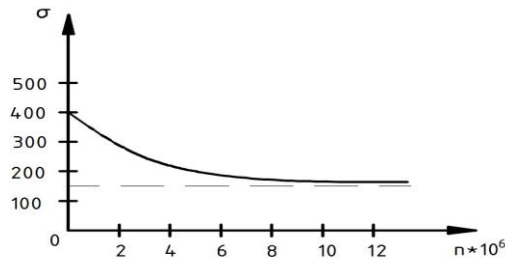


Рис.4.5. График зависимости разрушающих напряжений от количества циклов нагружения

Такое напряжение называется пределом выносливости ($\sigma_{вб}$). Предел выносливости зависит, прежде всего, от характеристики цикла ($\rho = \sigma_{\min} / \sigma_{\max}$). На рис.4.5 приведены некоторые характеристики циклов. Наиболее неблагоприятным является цикл с $\rho = -1$: для стали С245 при $\rho = 0$ $\sigma_{вб} = 240$ МПа, а при $\rho = -1$ $\sigma_{вб} = 140$ МПа. Другим фактором, оказывающим влияние на предел выносливости, является прочность металла - с увеличением прочности предел выносливости также увеличивается. Наиболее существенное влияние на предел выносливости оказывают концентраторы напряжений. Так, для стали С245 - при концентраторе в виде начала сварного шва - предел выносливости равен лишь 40 МПа. При концентраторах напряжений - предел выносливости высокопрочных сталей мало отличается от предела выносливости малопрочных сталей. На предел выносливости оказывает влияние также вид напряжения - при преобладании сжатия он больше, чем при растяжении.

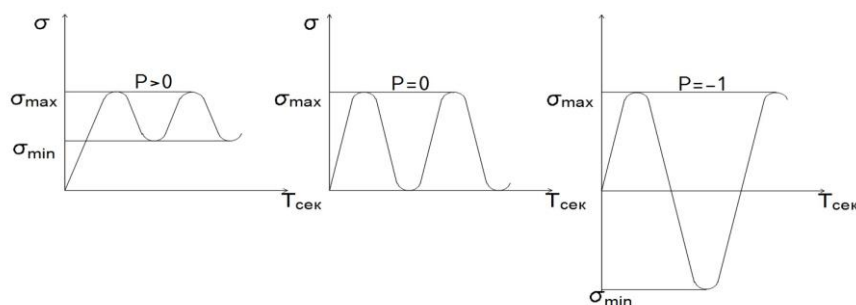


Рис. 4.5. Характеристики циклов изменения напряжений

При многократных непрерывных нагружениях разрыв металлических элементов является хрупким. Поверхность разрушения имеет два ярко выраженных участка: гладкий (здесь образовались первые микротрещины и при повторных нагружениях поверхности отшлифовались) и зернистый (здесь произошел окончательный разрыв).

Особенности расчета металлических конструкций и их элементов по предельным состояниям

Целью расчета металлических конструкций является определение геометрических параметров конструкций, обеспечивающих заданные условия их эксплуатации в течение определенного периода времени при минимальном расходе материалов, трудозатрат и при достаточной степени надежности. Расчет конструкций производится методом предельных состояний. Под понятием "предельное состояние" подразумевается состояние конструкции, когда она перестает удовлетворять предъявленным к ней требованиям. Для металлических конструкций различают две группы предельных состояний: 1 - потеря несущей способности (конструкция разрушается или теряет устойчивость); 2 - появление недопустимых по условиям эксплуатации перемещений (прогибов, осадок, углов поворота), колебаний. Аналитически предельные состояния можно представить в виде:

$$N \cdot \gamma_n \geq F \cdot \gamma_c, \quad (4.1)$$

$$f \cdot \gamma_n \leq f_{\text{пр}} \quad (4.2.)$$

где N - усилие, действующее на конструкцию (функция нагрузок и пролета конструкций); F - предельное усилие, которое может воспринять конструкция (функция геометрических параметров, механических характеристик материала); f - перемещение конструкции (функция нагрузок, геометрических параметров, модуля деформации); $f_{\text{пр}}$ - предельное значение перемещений, допустимое по условиям эксплуатации; γ_c - коэффициент условий работы, учитывает влияние температуры, влажности и агрессивности среды, длительность воздействия и его многократную повторяемость, приближенность расчетных схем и принятых предпосылок расчета, перераспределение силовых факторов и деформаций; γ_n - коэффициент надежности по назначению (по ответственности), принимаемый в зависимости от уровня ответственности здания или сооружения, которая, в свою очередь, определяется размером материального и социального ущерба, возможного при достижении конструкциями предельного состояния.

По этому признаку здания и сооружения подразделяются на три уровня: для 1-го уровня (атомные станции, гидротехнические плотины и т.д.) $0,95 < \gamma_n \leq 1,2$; для 2-го уровня (промышленные и гражданские здания и сооружения массового строительства) $\gamma_n = 0,95$; для 3-го уровня (склады, одноэтажные жилые постройки, временные здания и сооружения со сроком службы до 5 лет) $0,8 \leq \gamma_n < 0,95$.

Выбор значений коэффициента γ_n производится проектной организацией по согласованию с заказчиком.

Нормативные и расчетные сопротивления материалов

При расчете металлических конструкций в качестве характеристик прочности металла используются нормативные и расчетные сопротивления. В связи с тем, что характеристики прочности, например, предел текучести или временное сопротивление, для одного или того же материала не имеют строго определенного постоянного значения, то в качестве нормативного сопротивления применяется значение, обеспеченность которого составляет не менее 0.95. Конкретные значения нормативных характеристик определяются на основе статистических данных (результатов испытаний) при их обработке методами теории вероятностей и теории надёжности. Расчетные сопротивления получаются делением нормативных сопротивлений на коэффициент надежности по материалу (γ_m), который учитывает возможные отклонения характеристик прочности в неблагоприятную сторону от их нормативных значений. Численные значения коэффициента надежности по материалу принимаются в зависимости от свойств материала, их статистической изменчивости, а также от нестатистических факторов, например, от уровня прочности материала: чем выше прочность, тем больше значения указанного коэффициента при прочих равных условиях. Значения этого коэффициента изменяются в пределах 1.025...1.1 в зависимости от марки стали и стандарта, по которому эта сталь поставляется.

Таблица 4.1.

Расчетные сопротивления стали для различных видов напряженного состояния

Вид напряженного состояния	Обозначения и расчетные формулы
Растяжение (вдоль или поперек проката), сжатие, изгиб (по пределу текучести) То же по временному сопротивлению	$R_y = R_{yn} / \gamma_m$ $R_u = R_{un} / \gamma_m$
Сдвиг	$R_s = 0,58 R_{yn} / \gamma_m$
Смятие торцевой поверхности	$R_p = R_{un} / \gamma_m$
Смятие местное в цилиндрических шарнирах	$R_{lp} = 0,5 R_{un} / \gamma_m$
Диаметральное сжатие катков	$R_{cd} = 0,025 R_{un} / \gamma_m$
Растяжение в направлении толщины проката	$R_{th} = 0,5 \cdot R_{un} / \gamma_m$

Нагрузки и воздействия

При проектировании строительных конструкций должны учитываться нагрузки, возникающие как в стадии эксплуатации, так и при изготовлении, транспортировке, хранении и монтаже конструкций.

По времени действия нагрузки бывают: постоянные (вес постоянных частей зданий, давление грунта, пред. напряжение- эти нагрузки неизменны во времени) и временные, которые, в свою очередь, подразделяются на: временные- длительные (вес стационарного оборудования, давление газов, сыпучих и др.);

- кратковременные (нагрузки от снега, ветра, гололеда, температурные воздействия, нагрузки от подъемных механизмов, от людей, нагрузки, возникающие при ремонте, транспортировке, монтаже и др.);

- особые (сейсмические воздействия, нагрузки, вызванные неисправностью оборудования и неравномерной осадкой грунта).

Некоторые кратковременные нагрузки могут рассматриваться как длительные, но с пониженным значением (примерно 20-30% от полного значения). Это делается в расчетах, где учитывается длительность воздействия нагрузки, например, в расчетах на выносливость.

Значение нагрузок являются случайными, изменяющимися во времени и пространстве. В нормах основными характеристиками нагрузок являются их нормативные значения. В дальнейшем эти нагрузки будут обозначаться буквами с индексом "n" (q_n , p_n , и т.д.). Нормативная нагрузка - это детерминированное значение нагрузки как случайной величины. Оно назначается на основе статистических наблюдений при их обработке методами теории вероятностей и теории надежности. Например, нормативная ветровая нагрузка определяется по формуле:

$$q_n = \rho \cdot V^2 / 2, \quad (4.3)$$

где ρ - плотность воздуха; V - скорость ветра (величина переменная во времени и пространстве).

Значения скорости ветра определяются на основании многолетних наблюдений для каждого района на уровне 10 метров от поверхности земли (этим занимаются метеостанции, расположенные по всей стране). В качестве значения скорости ветра для определения нормативной нагрузки принимается значение, вероятность превышения которого является незначительной, например, которая может быть превышена только один раз в течение 5-7 лет. Иногда статистических данных нет, и тогда значение нормативной нагрузки назначается на основе инженерного опыта. Например, нагрузки от людей, нагрузки, возникающие при ремонте и т.д.

Изменчивость нагрузки и влияние (значимость) этой изменчивости учитывается коэффициентом надежности по нагрузке (коэффициентом перегрузки). Нормативная нагрузка умноженная на коэффициент надежности по нагрузке называется

расчетной. Значение коэффициента надежности по нагрузке зависит от вида нагрузки, например, для ветровой нагрузки он равен 1.4; крановой - 1.1. Если нагрузка оказывает благоприятное влияние на работу конструкций, то значение этого коэффициента принимается меньше единицы.

Нагрузки действуют на конструкции не раздельно, а в сочетании друг с другом, т.е. конструкции находятся под воздействием, как правило, нескольких из них. Например, балки покрытия находятся под воздействием собственного веса и снега; колонны промзданий воспринимают нагрузки от собственного веса, грузоподъемного крана и т.д. Сочетания нагрузок устанавливаются исходя из физически реальных вариантов одновременного их действия. При расчете строительных конструкций используют, в большинстве случаев, два сочетания: основное, которое включает в себя постоянные, временные длительные и кратковременные нагрузки, и особое сочетание, куда входят те же нагрузки, что и в основном сочетании плюс одна особая нагрузка. Во всех сочетаниях постоянная нагрузка учитывается всегда, другие нагрузки могут быть, а могут и отсутствовать. При одновременном действии нескольких нагрузок вероятность того, что все они в одно и то же время и в одном и том же месте будут иметь наибольшее значение, как правило, не равна единице. Этот фактор учитывается введением в расчетные формулы коэффициента сочетаний Ψ , значения которого ≤ 1.0 . В основном сочетании, включающем только две нагрузки (постоянную и одну временную) коэффициент сочетаний принимается равным единице. В основном сочетании, включающем две и более временных нагрузок, значение временной длительной нагрузки понижается умножением ее на коэффициент сочетаний равный 0.95, а кратковременной нагрузки - на 0.9. При возможности разграничения удельного влияния кратковременных нагрузок допускается учитывать их в основном сочетании следующим образом: первую по степени влияния принимать без понижения, вторую - умножать на 0.8, все остальные - на 0.6. В особом сочетании временные длительные нагрузки умножаются на 0.95, кратковременные - на 0.8, а особая нагрузка учитывается без понижения. Приведенные выше значения коэффициентов сочетаний не имеют строгого математического обоснования и приняты на основе инженерного опыта. Расчеты по 1-ой группе предельных состояний выполняются на действие расчетных нагрузок, а по 2-ому на действие нормативных нагрузок. Все расчеты на прочность выполняются с использованием геометрических характеристик сечений, вычисленных с учетом ослаблений, а на устойчивость и жесткость - без учета ослаблений. При этом ослабления не должны превышать 15% от площади всего сечения. В расчетах на прочность и общую устойчивость расчетные характеристики металла необходимо умножать на коэффициент условий работы (γ_c), а нагрузочный фактор на коэффициент надежности по назначению (γ_n). В расчетах по 2-ой группе предельных состояний на коэффициент γ_n также следует умножать нагрузочный фактор. В дальнейшем с целью

упрощения записи проверочных и других формул указанные коэффициенты в аналитических зависимостях не присутствуют.

Расчет центрально-нагруженных элементов

Элементы считаются центрально-нагруженными, если направление действия растягивающей или сжимающей силы совпадает с осевой линией элемента. Центрально-нагруженные элементы рассчитываются только по первому предельному состоянию.

При этом растянутые только на прочность, а сжатые - на прочность и общую устойчивость.

Расчет на прочность выполняется по формуле:

$$N/A \leq R_y \quad (4.1)$$

Расчет на прочность элементов из стали с пределом текучести до 530 МПа не подвергающихся непосредственному воздействию динамических нагрузок допускается выполнять по другой формуле:

$$N/A \leq R_u/\gamma_u, \quad (4.2)$$

где N - растягивающее или сжимающее усилие, вызванное расчетными нагрузками; A - площадь сечения с учетом ослаблений; γ_u - коэффициент надежности равный 1.3.

Расчет центрально сжатых элементов на устойчивость базируется на критическом напряжении, при котором сжатый стержень может иметь две формы равновесия: прямолинейную и деформированную (см. рис.4.6).

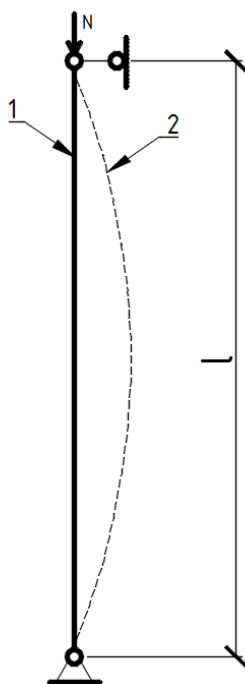


Рис.4.6 Формы равновесия центрально сжатого стержня

Значение критического напряжения при центральном сжатии определяется по формуле Эйлера:

$$\sigma_{cr} = \pi^2 T / \lambda^2, \quad (4.3)$$

где T - приведенный модуль деформаций. При упругой работе металла приведенный модуль деформаций равен модулю упругости (E);

λ - гибкость стержня, определяемая по формуле:

$$\lambda = l_{ef} / i \quad (4.4)$$

где i , l_{ef} - соответственно, радиус инерции и расчетная длина стержня:

$$l_{ef} = \mu \cdot l, \quad (4.5)$$

l - длина стержня; μ - коэффициент расчетной длины, зависящий от способов закрепления концов стержня и способа передачи на него сжимающего усилия (см. табл.4.2)

Проверка устойчивости центрально сжатого элемента производится по формуле:

$$\sigma = N / (\varphi \cdot A) \leq R_y, \quad (4.6)$$

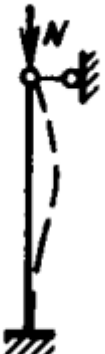
где A - площадь сечения без учета ослаблений; φ - коэффициент продольного изгиба:

$$\varphi=\sigma_{cr}/(R_y\cdot K_{\phi}) \; , \; (4.7)$$

где K_{ϕ} - коэффициент, учитывающий снижение критических напряжений из-за случайного эксцентриситета приложения нагрузки, а также из-за возможного присутствия в стержне собственных, например, сварочных напряжений.

Таблица 4.2.

Значения коэффициентов расчетной длины для стержней постоянного сечения

Схема закрепления и вид нагрузки						
μ	1	0.725	0.7	0.5	2	1.12

Значения коэффициента продольного изгиба, приводятся в нормативных документах в зависимости от гибкости и расчетного сопротивления. Анализ, расчетных формул показывает, что устойчивость центрально сжатых стержней мало зависит от прочности металла, поэтому использование высокопрочных сталей для этих элементов, как правило, не эффективно.

Расчет изгибаемых элементов

Изгибаемые элементы рассчитываются по 1-му предельному состоянию на прочность и устойчивость и по 2-му предельному состоянию - по прогибам. Расчет по 1-му предельному состоянию ведется на действие расчетных нагрузок, по 2-му - на действие нормативных нагрузок. При расчетах изгибаемых элементов может учитываться как упругая так и упруго-пластическая стадия работы металла.

Расчет на прочность при упругой работе металла

Один из вариантов расчетной схемы изгибаемого элемента приведен на рис.4.7. Наиболее часто сечение изгибаемых элементов принимается в виде двутавра, как наиболее экономичное по расходу металла.

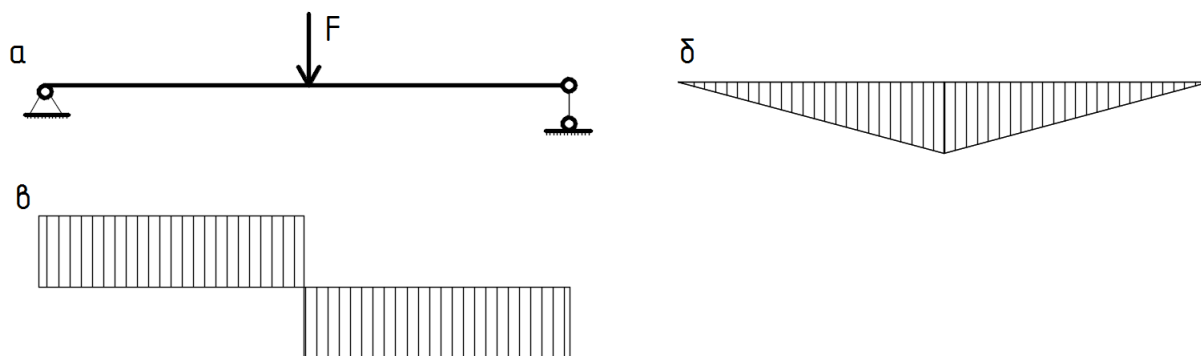


Рис.4.7 Расчетная схема изгибаемого элемента (а), эпюра моментов (б), эпюра поперечных сил (в)

Двутавровое сечение состоит из двух полок (поясов) и стенки, которая может быть усилена ребрами жесткости (см. рис.4.8). В дальнейшем все формулы и эпюры напряжений будут даны применительно к двутавровому сечению.

На рис.4.8 приведены также эпюры нормальных напряжений, направленных вдоль продольной оси изгибаемого элемента, нормальных напряжений (локальных) поперек продольной оси, т.е. вдоль оси Y и эпюры касательных напряжений. Напряжения вдоль продольной оси определяются по формуле:

$$\sigma_x = M_x / W_x \leq R_y \quad (4.8)$$

При изгибе в двух плоскостях:

$$\sigma = M_x / W_x \pm M_y / W_y \leq R_y \quad (4.9)$$

где индекс при M и W указывает относительно какой оси определяется изгибающий момент и момент сопротивления.

Локальные напряжения, направленные вдоль оси "у", учитываются только в стенке при действии сосредоточенного (локального) давления и при отсутствии в этом месте ребер жесткости:

$$\sigma_y = F/t_w \cdot l_1 \leq R_y \quad (4.10)$$

где t_w - толщина стенки; l_1 - условная длина распределения сосредоточенного давления. Для сварных балок $l_1 = b_1 + 2t$, для прокатных $l_1 = b_1 + 2(t + r)$, где b_1 - ширина опоры передающей сосредоточенное давление, t - толщина полки и r - радиус закругления в месте сопряжения полки со стенкой.

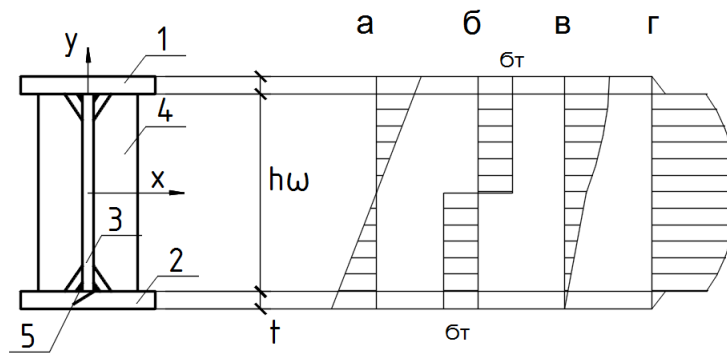


Рис.4.8 Эпюры напряжений в двутавровом сечении изгибаемого элемента: а- эпюра нормальных напряжений направленных вдоль оси балки; б- эпюра нормальных напряжений при образовании «шарнира пластичности»; в- эпюра нормальных (локальных) напряжений направленных перпендикулярно к оси балки; г- эпюра касательных напряжений; 1, 2- полки (пояса) балки; 3- стенка; 4- рёбра жесткости; 5- поясные сварные швы.

Если стенка укреплена ребрами жесткости, то она рассчитывается на устойчивость как центрально сжатый элемент. При этом, в расчетное сечение включаются оба ребра жесткости и часть стенки, шириной равной $0.65 \cdot t_w \cdot \sqrt{E/R_y}$ с каждой стороны от ребра жесткости.

Касательные напряжения распределяются по всей высоте сечения и определяются по формуле:

$$\tau = Q \cdot S / (J_x \cdot t_w) \leq R_s, \quad (4.11)$$

где Q - поперечная сила в проверяемом сечении; J_x - момент инерции сечения относительно оси "х"; S - статический момент сдвигаемой части сечения относительно оси "х". Например, при определении касательного напряжения в месте сопряжения полки со стенкой S - это есть статический момент полки относительно

нейтральной оси "х". Для определения наибольших касательных напряжений в качестве S принимается статический момент полусечения. При наличии отверстий в стенке сечения значения, полученные по формуле (4.11) умножаются на отношение $a/(a-d)$, где a - шаг отверстий, d - диаметр отверстий.

Прочность стенки, где действуют несколько напряжений, проверяется по приведенному напряжению:

$$\sigma_{пр} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3\tau^2} \leq 1.15 \cdot R_y \quad (4.12)$$

Коэффициент 1.15 предполагает развитие локальных неупругих деформаций. Все напряжения в формуле (4.12) определяются для одного сечения и одной и той же точки проверяемого сечения и на воздействие одних и тех же нагрузок.

Расчет на прочность при упруго-пластической работе металла

Учет упруго-пластической работы позволяет уменьшить расход металла на 5...15%. Однако, при упруго-пластической работе металла увеличивается риск исчерпания несущей способности конструкции, поэтому в нормах учет работы металла за пределом упругости допускается лишь при выполнении следующих условий: предел текучести стали не должен превышать 530 МПа, а касательные напряжения - $0.9R_s$ (кроме опорных сечений); нагрузка на сжатый пояс должна передаваться через сплошной жесткий настил, обеспечивающий общую устойчивость изгибаемого элемента.

При учете пластической работы металла, допускается появление напряжений, равных пределу текучести по всей площади поперечного сечения (см. рис.4.8 б). Охват пластичностью всей площади может быть только в одном, наиболее напряженном сечении. Проверочные формулы имеют следующий вид:

$$\sigma_x = M_x / c_1 \cdot W_x \leq R_y \quad (4.13)$$

при изгибе в двух плоскостях:

$$\sigma = M_x / c_x W_x \pm M_y / c_y W_y \leq R_y \quad (4.14)$$

При $\tau \leq 0.5R_s$ коэффициент "с₁" равен "с". Значения c, c_x, c_y - определяются по специальным таблицам, в зависимости только от геометрии сечения (касательные напряжения в виду их малости не учитываются). При $\tau > 0.5R_s$ коэффициент c_1 определяется уже с учетом касательных напряжений:

$$c_1 = 1.05 \cdot c \cdot \beta, \quad (4.15)$$

$$\text{где} \quad \beta = \sqrt{[1 - (\tau/R_s)^2][1 - \alpha(\tau/R_s)^2]} \quad (4.16)$$

Для двутавра при его изгибе в плоскости стенки $\alpha=0.7$. В остальных случаях $\alpha=0$. В формуле (4.16) значение касательного напряжения определяется по упрощенной формуле:

$$\tau = Q / (t_w \cdot h_w) \quad (4.17)$$

При $\tau > 0.5R_s$ расчет с учетом упруго-пластической работы металла допускается лишь при изгибе в одной плоскости. Если по длине изгибаемого элемента имеется зона чистого изгиба (см. рис.4.9), то вместо коэффициентов c_1, c_x, c_y используются коэффициенты c_{1m}, c_{xm}, c_{ym} , определяемые по формулам:

$$c_{1m} = 0.5(1 + c_1), \quad c_{xm} = 0.5(1 + c_x), \quad c_{ym} = 0.5(1 + c_y) \quad (4.18)$$

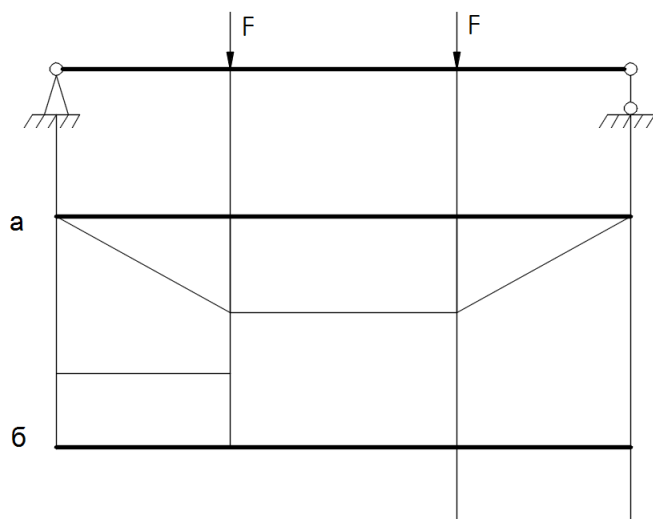


Рис. 4.9 Изгибаемый элемент с зоной чистого изгиба: а- эпюра моментов; б- эпюра поперечных сил

Уменьшение коэффициентов c_1, c_x, c_y обусловлено тем, что здесь наибольший изгибающий момент действует не в одном сечении, а на протяжении определенного участка, что значительно увеличивает риск исчерпания несущей способности.

Проверка общей устойчивости

Изгибаемые элементы могут исчерпать несущую способность в результате потери общей устойчивости. При потере общей устойчивости перемещения изгибаемых элементов происходит не только в направлении действия нагрузки, но и в перпендикулярном направлении. На рис.4.10 изображена консоль после потери общей устойчивости.

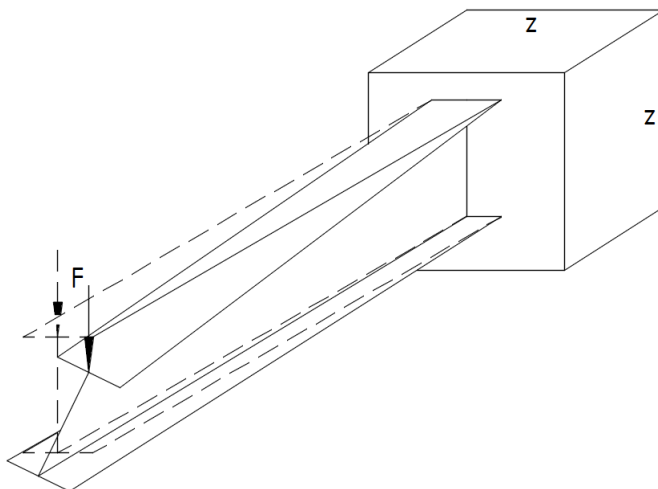


Рис.4.10 Потеря общей устойчивости изгибаемого элемента

Проверка общей устойчивости производится по формуле:

$$M/\varphi_b \cdot W \leq R_y \quad (4.19)$$

где W - момент сопротивления для сжатого пояса в точке, наиболее удаленной от центра тяжести сечения;

$$\varphi_b = \sigma_{cr} / R_y \quad (4.20)$$

Значение коэффициента φ_b определяется в зависимости от типа сечения, соотношения геометрических характеристик, наличия или отсутствия промежуточных закреплений сжатого пояса, вида нагрузки и места ее приложения (к сжатому или растянутому поясу или между ними). Проверка общей устойчивости не требуется, если выполняется одно из двух условий:

- нагрузка на изгибающий элемент передается через жесткий настил, непрерывно опирающийся на сжатый пояс и надежно с ним связанный (соединение

настила с поясом должно быть рассчитано на действие фактической или условной силы, действующей в плоскости сжатого пояса);

- отношение расстояния между точками сжатого пояса, закрепленными от горизонтальных перемещений к ширине этого пояса не превышает предельных значений, приведенных в нормативных документах.

При выполнении указанных условий общая устойчивость обеспечивается конструктивными элементами, и критическое напряжение превышает расчетное сопротивление ($\sigma_{cr} > R_y$).

Проверка жесткости

Прогиб изгибаемых элементов определяется по формуле:

$$f = M_n \cdot l^2 / 9,8 \cdot E \cdot J \quad (4.21)$$

где M_n - изгибающий момент от нормативной нагрузки.

Значение найденного прогиба необходимо сравнить с его предельным значением ($f_{пр}$):

$$f \leq f_{пр} \quad (4.22)$$

В нормативных документах, как правило, даны предельные значения относительных перемещений (n_o). В этом случае, проверочная формула имеет следующий вид:

$$l / f \geq n_o \quad (4.23).$$

Расчет элементов, подверженных действию осевой силы с изгибом

В практике проектирования не делается различия между элементами внецентренно-сжатыми (рис.4.11а) и сжато-изогнутыми (рис.4.11б). Первые можно рассматривать, как сжатые силой N и изогнутые моментом $M = N \cdot e$, а вторые, как внецентренно-сжатые с эксцентриситетом $e = M/N$. В дальнейшем оба вида загрузения будут называться внецентренным сжатием.

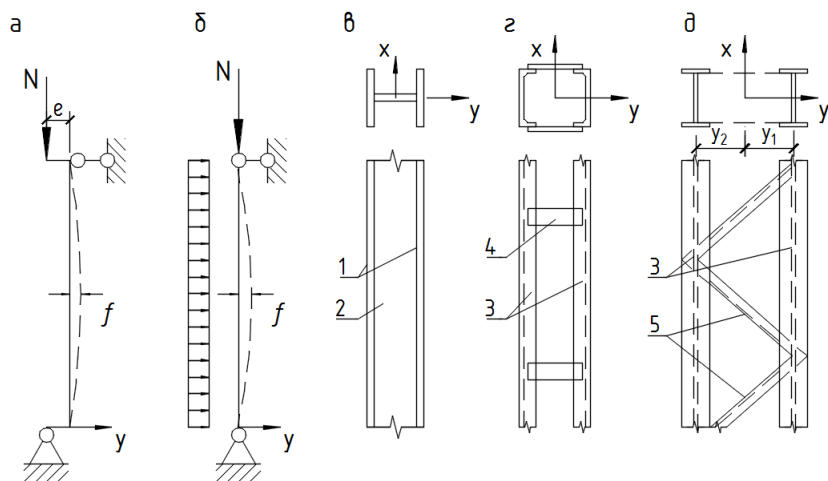


Рис. 4.11 Элементы подверженные действию осевой силы с изгибом: а- внецентренно сжатый; б- сжато-изгибаемый; в- сплошностенчатый; сквозной с планками; г- сквозной с раскосами; 1- полки (пояса); 2- стенка; 3- ветви; 4- планки; 5- раскосы.

Расчет внецентренно сжатых элементов производится только по 1-му предельному состоянию, т.е. на прочность (при упругой и упруго-пластической работе металла) и на общую устойчивость (в плоскости и из плоскости действия изгибающего момента). При проектировании внецентренно сжатых элементов делается различие между сплошностенчатыми и сквозными стержнями. Первые состоят из двух полок (поясов), соединенных сплошной стенкой, а вторые - из двух ветвей, соединенных между собой планками или раскосами.

Расчет на прочность при упругой работе металла

Напряжения в элементе складываются из напряжений, вызванных сжимающей силой (N) и изгибающим моментом (M).

Исходя из этого проверочные формулы имеют вид:

при изгибе в одной плоскости:

$$N/A \pm M/W \leq R_y \quad (4.24)$$

при изгибе в двух плоскостях:

$$N/A \pm M_x/W_x \pm M_y/W_y \leq R_y \quad (4.25)$$

Все геометрические характеристики определяются с учетом ослаблений. При расчете сквозных колонн сжимающая сила и изгибающий момент распределяются между ветвями:

$$N_1=(N \cdot y^2+M)/(y_1+y_2), \quad N_2=(N \cdot y_2-M)/(y_1+y_2,) \quad (4.26)$$

где y_1 и y_2 - расстояние от центра тяжести соответствующей ветви до центра тяжести всего сечения (см. рис.4.11д).

В дальнейшем каждая ветвь сквозного стержня рассчитывается, как центрально-сжатый элемент.

Расчет на прочность при упруго-пластической работе металла

Расчетная формула, используемая при проверке прочности внецентренно-сжатых элементов с учетом упруго-пластической работы металла, основана на предположении, что в предельном состоянии наибольшие напряжения в металле равны расчетному сопротивлению этого металла или, по другому, их отношение равно единице. Исходя из этого предположения, при действии на элемент только нормальной силы: $N/(A \cdot R_y) \leq 1$;

при действии только изгибающего момента относительно оси "х":

$$M_x/(C_x \cdot W_x \cdot R_y) \leq 1;$$

при действии только изгибающего момента относительно оси "у":

$$M_y/(C_y \cdot W_y \cdot R_y) \leq 1.$$

При действии на элемент всех указанных выше усилий проверочная формула имеет следующий вид:

$$(N/A \cdot R_y)^n + M_x/C_x \cdot W_x \cdot R_y + M_y/C_y \cdot W_y \cdot R_y \leq 1, \quad (4.27)$$

где n - зависит от формы сечения (для наиболее распространенных сечений - двутавров и труб $n=1.5$). Другие символы означают то же самое, что и в формулах (4.1), (4.14).

Приведенная формула не учитывает уровень развития касательных напряжений, поэтому она может быть использована только при их небольших значениях. По нормам касательные напряжения не должны превышать половины расчетного сопротивления на сдвиг ($\tau \leq 0.5 R_s$). Если указанное условие не выполняется, то расчет следует выполнять по формуле (4.15). Другим условием применимости формулы (4.27) является уровень напряжений, вызванных нормальной силой:

$$N/(A \cdot R_y) > 0,1 \quad (4.28)$$

Если условие (4.28) не выполняется, то проверка делается как для изгибаемого элемента. Формула (4.27) используется также и при проверке прочности растянуто-изгибаемых элементов.

Расчет на прочность элементов, подверженных действию осевой силы с изгибом, оказывается решающим лишь для стержней с ослаблениями. В других случаях решающим расчетом для таких элементов является проверка на общую устойчивость.

Расчет на общую устойчивость в плоскости изгиба

Методика расчета, изложенная ниже, предусматривает лишь один, частный случай загрузки, когда плоскость действия изгибающего момента (плоскость изгиба) совпадает с плоскостью симметрии.

Внецентренно-сжатые элементы, в отличие от центрально-сжатых, изгибаются с момента приложения нагрузки (устойчивость 2-го рода). При некотором значении N дальнейшее увеличение нагрузки становится невозможным: малейшее увеличение нагрузки вызывает беспредельное нарастание прогибов (см. рис.4.12). Значение N , соответствующее этому моменту, является критическим (N_{cr}), а отношение N_{cr}/A дает значение критического напряжения (σ_{cr}).

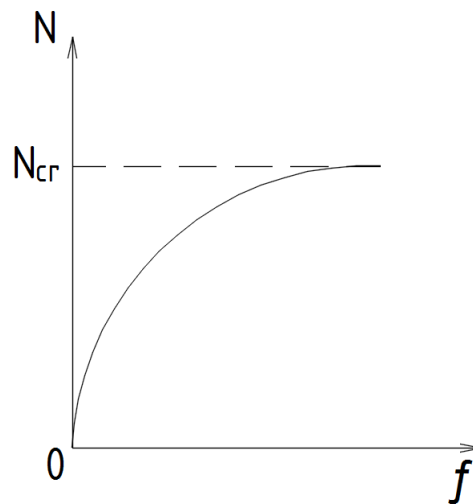


Рис.4.12 График зависимости прогиба от нагрузки

Значение критического напряжения для внецентренно-сжатого стержня, как правило, меньше, чем для центрально-сжатого. Критическое напряжение для внецентренно-сжатых элементов зависит от трех фактов: гибкости, эксцентриситета и формы сечения. При постоянном эксцентриситете (e) с увеличением гибкости увеличивается нарастание прогиба (f) и изгибающего момента:

$$M = N(e + f). \quad (4.29)$$

В итоге, критическое состояние наступает при меньшем значении силы N и, следовательно, критического напряжения, т.е. с увеличением гибкости критическое напряжение уменьшается.

С увеличением эксцентриситета также происходит уменьшение критических напряжений. Однако, влияние эксцентриситета не одинаково для различных сечений и зависит от ядрового расстояния (ρ). Ядровое расстояние - это расстояние от центра тяжести сечения до границы ядра сечения, которое, в свою очередь, характеризуется тем, что, если сжимающая сила находится в пределах этого ядра, то все сечение будет сжато, а если за пределами этого ядра, то кроме сжатия в сечении появятся растягивающие напряжения. На рис. 4.13 ядро сечения обозначено штриховой линией.

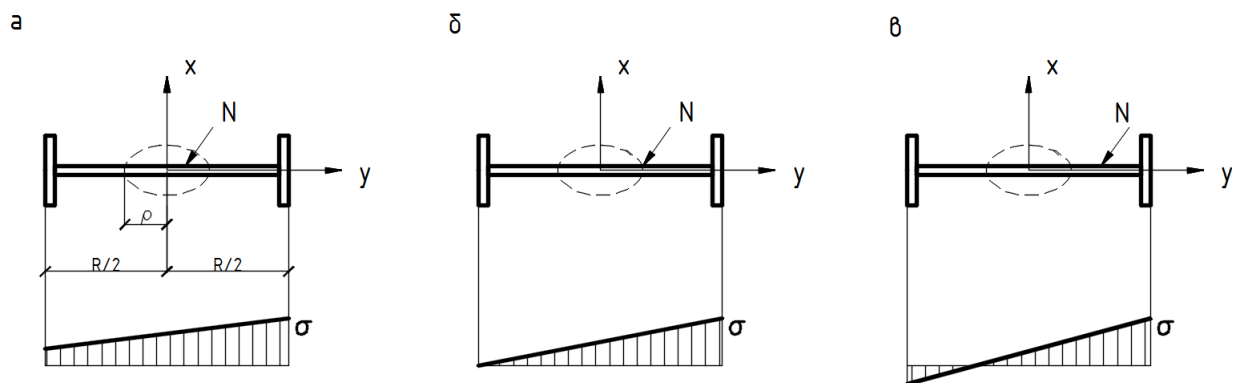


Рис.4.13 Распределение напряжений по сечению: а- сила N в пределах ядра сечения; б- сила на границе ядра сечения; в- сила за пределами ядра сечения.

Для двутаврового сечения радиус ядра в плоскости стенки составляет примерно $0.37 h$, а для прямоугольного $0.16 h$, т.е. для сечения, например, высотой 50 см и при эксцентриситете равном 16 см двутавр будет только сжат, а прямоугольник будет иметь уже разнозначную эпюру напряжений. Для того, чтобы увязать эксцентриситет с радиусом ядра сечения, в нормах используют относительный эксцентриситет:

$$m = e \cdot \rho = M \cdot A / (N \cdot W), \quad (4.30)$$

где W - момент сопротивления для наиболее сжатого волокна сечения.
Для сквозных колонн:

$$m = M \cdot A \cdot a / (N \cdot J), \quad (4.31)$$

где a - расстояние от центра тяжести всего сечения до оси наиболее сжатой ветви, но не меньше расстояния до оси стенки наиболее сжатой ветви.

Третий фактор - форма сечения, учитывается только для стержней со сплошной стенкой. С этой целью для этих стержней вычисляется приведенный эксцентриситет:

$$m_{ef} = m \cdot \eta \quad (4.32)$$

где η - коэффициент влияния формы сечения на развитие пластических деформаций.

Коэффициент η зависит от того, какая часть сечения охватывается пластичностью при одной и той же эпюре напряжений. На рис.4.14 приведена эпюра напряжений, где часть напряжений достигла предела текучести, и два двутавровых сечения, различно ориентированных относительно плоскости изгиба. Из рисунка видно, что в первом случае (стенка двутавра совпадает с плоскостью изгиба) пластичностью охвачена значительно большая часть сечения, (на рис.4.14 эта часть сечения заштрихована) чем во втором (стенка двутавра перпендикулярна плоскости изгиба). Коэффициент влияния формы отражает указанную разницу: чем большая часть сечения охватывается пластичностью при одинаковой эпюре напряжений, тем больше значение этого коэффициента. Например, для прямоугольника, а также для двутавра на рис.4.14в $\eta=1$, для двутавра на рис.4.14б $\eta \approx 1.25$.

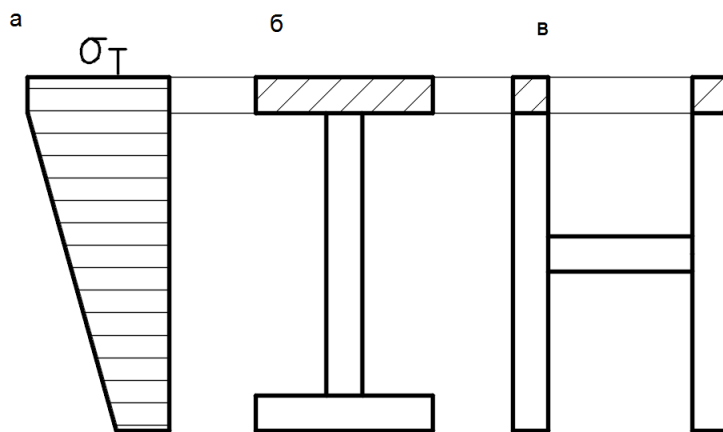


Рис. 4.14 Распределение пластических деформаций по сечению двутавра: а- эпюра напряжений; б, в- положения двутавров.

Значения коэффициента η приведены в нормативных документах в зависимости от вида сечения, относительного эксцентриситета и условной гибкости, которая равна:

$$\lambda = \lambda \sqrt{R_y/E}.$$

В сквозных внецентренно-сжатых элементах коэффициент влияния формы не учитывается - предполагается, что напряжения в ветвях распределяются равномерно по сечению.

Проверка устойчивости внецентренно-сжатых элементов в плоскости изгиба производится по формуле:

$$N/\varphi_e \cdot A \leq R_y, \quad (4.33)$$

где φ_e – коэффициент снижения расчётных сопротивлений при внецентренном сжатии. Значение этого коэффициента определяются по таблицам в зависимости от условной гибкости в плоскости изгиба и приведенного эксцентриситета для сплошностенных стержней, и относительного эксцентриситета для сквозных стержней.

Расчет на общую устойчивость внецентренно-сжатых элементов.

а). Из плоскости изгиба

Если $J_x < J_y$, то проверка устойчивости элемента из плоскости изгиба производится, как для центрально-сжатого стержня:

$$N/\varphi_y \cdot A \leq R_y, \quad (4.34)$$

где коэффициент продольного изгиба, определяется в зависимости от гибкости относительно оси "y" и расчетного сопротивления. Очевидно, что указанная проверка имеет смысл лишь при $\lambda_y > \lambda_x$.

В случае, если $J_x \geq J_y$, проверка устойчивости из плоскости изгиба производится по другой формуле:

$$N/c \cdot \varphi_y \cdot A \leq R_y, \quad (4.35)$$

где коэффициент "с" учитывает наличие изгибающего момента в плоскости наибольшей жесткости. При $m_x \leq 5$ значение коэффициента "с" определяется по формуле:

$$c = \beta / (1 + \alpha \cdot m_x). \quad (4.36)$$

При $m_x \geq 10$ предполагается, что стержень может потерять устойчивость как от сжатия, так и от изгиба и, следовательно, в этом случае, проверочная формула должна учитывать обе эти возможности:

$$N/\varphi_y \cdot A + M_x/\varphi_b \cdot W_x \leq R_y, \quad (4.37)$$

После алгебраических преобразований формула (4.37) принимает вид формулы (4.35), где

$$c = 1/(1 + m_x \cdot \varphi_y/\varphi_b) \quad (4.38)$$

Если относительный эксцентриситет (m_x) находится в интервале 5...10, то используется интерполирующая формула:

$$c = c_5(2 - 0,2m_x) + c_{10}(0,2 \cdot m_x - 1), \quad (4.39)$$

где c_5 и c_{10} - значения коэффициента "с", найденные соответственно по формуле (4.36) при $m_x=5$ и (4.38) при $m_x=10$.

В формуле (4.36) коэффициенты α и β определяются по таблице норм в зависимости от типа сечения, относительного эксцентриситета (m_x), и гибкости относительно оси "у". При определении относительного эксцентриситета используется момент в заделке, если стержень относительно оси "у" - консоль. Если оба конца стержня закреплены от смещений из плоскости изгиба, то используется наибольший изгибающий момент в пределах средней трети длины стержня, но не меньше половины наибольшего изгибающего момента. В формуле (4.38) коэффициент φ_b определяется, как для изгибаемого элемента. Для стержней замкнутого сечения $\varphi_b = 1$. Если выполняется условие:

$$J_y \cdot E \cdot h_1^2 / J_x \cdot R_y \cdot l_b^2 \geq 0,68 \quad (4.40)$$

то φ_b также равно единице и для других сечений. В приведенном выражении: l_{by} - расстояние между точками колонны, закрепленными от горизонтальных перемещений из плоскости изгиба; h_1 - расстояние между центрами тяжести поясов.

Для сквозных стержней проверка общей устойчивости из плоскости изгиба сводится к проверке общей устойчивости относительно оси "у" каждой ветви в отдельности, как центрально-сжатого элемента.

Расчет на общую устойчивость внецентренно-сжатых элементов при двух эксцентриситетах

1). Сплошностенчатые элементы (см. рис.4.15)

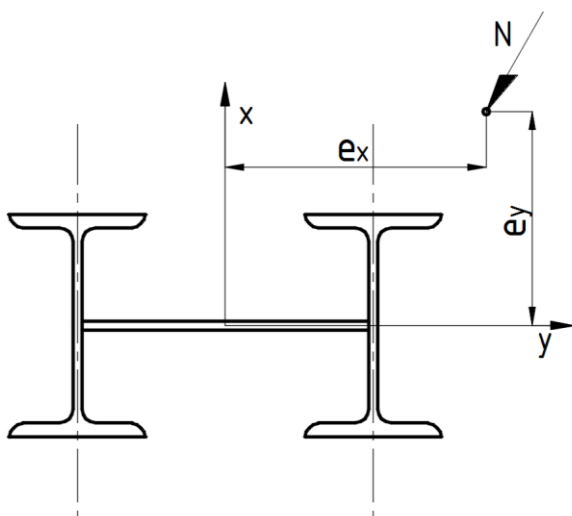


Рис.4.15 Сечение внецентренно-сжатого сплошностенчатого элемента при двух эксцентриситетах.

Проверка общей устойчивости производится по формуле:

$$\frac{N}{\varphi_{exy} \times A} \leq R_y \times \gamma_c, \quad \text{где } \varphi_{exy} = \varphi_{ey} (0,6\sqrt[3]{C} + 0,4\sqrt[4]{C})$$

φ_{ey} – коэффициент снижения расчетных сопротивлений при внецентренном сжатии в плоскости наименьшей жесткости (относительно оси «у») определяется: в зависимости от условной гибкости относительно оси «у» и приведенного эксцентриситета, а также относительно оси «у»:

$$m_{ef,y} = e_y \frac{A}{w_y} \eta$$

Влияние момента в плоскости наибольшей жесткости (M_x) учитывается параметром «с». Определение параметра «с» см. предыдущий раздел «Проверка устойчивости из плоскости изгиба».

Из общего правила проверки устойчивости, изложенного выше, имеются три исключения:

1. Если плоскость наибольшей жесткости не является плоскостью симметрии, то значение относительного эксцентриситета (m_x), используемого для определения параметра «с», умножается на 1,25;

2. Если приведенный эксцентриситет в плоскости наименьшей жесткости ($m_{e,y}$) меньше относительного эксцентриситета в плоскости наибольшей жесткости (m_x), то требуются дополнительные проверки элемента как внецентренно-сжатого, но только при одном эксцентриситете относительно оси «Х» ($e_y=0$). Проверки делаются в плоскости и из плоскости изгиба (см. выше);

3. Если гибкость в плоскости наименьшей жесткости ($\lambda_y = l_y / i_y$) меньше гибкости в плоскости наибольшей жесткости ($\lambda_x = l_x / i_x$), то требуется дополнительная проверка устойчивости элемента относительно оси «X» при $e_y = 0$.

2). Сквозные элементы (см. рис.4.16)

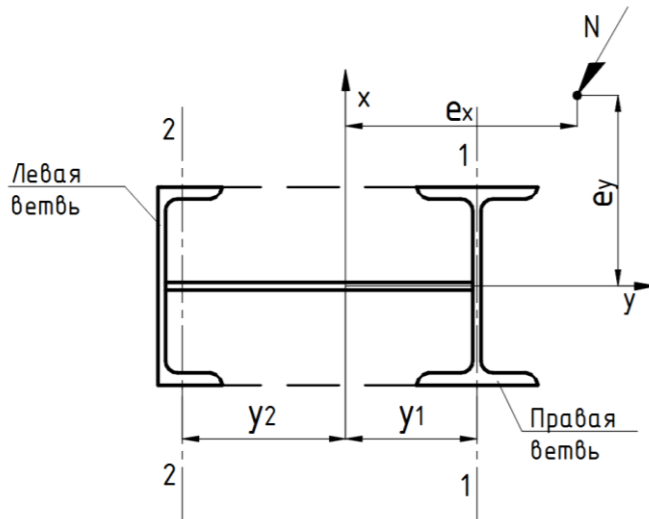


Рис. 4.16 Сечение внецентренно-сжатого сквозного элемента при двух эксцентриситетах.

Проверка устойчивости сквозных стержней с двумя эксцентриситетами производится в следующей последовательности:

1. Проверяется устойчивость всего стержня относительно оси «X». При этом принимается, что $e_y = 0$. Описание этой проверки приведено выше.

2. Усилия, действующие на сквозной элемент, распределяются между ветвями:

$$N_{\text{л}} = \frac{N \times y_1 - N \times e_x}{y_1 + y_2}; \quad N_{\text{пр}} = \frac{N \times y_2 - N \times e_x}{y_1 + y_2}$$

$$M_{y,\text{л}} = N \times e_y \frac{i_{\text{л}}}{i_{\text{л}} + i_{\text{пр}}}; \quad M_{y,\text{пр}} = N \times e_y \frac{i_{\text{пр}}}{i_{\text{л}} + i_{\text{пр}}}$$

Индексы означают: «л» — для левой ветви, «пр» — для правой ветви. i — погонная жесткость относительно оси «Y».

3. После распределения усилий каждая ветвь рассчитывается как внецентренно-сжатый сплошностенчатый элемент: левая ветвь на усилия $N_{\text{л}}$ и $M_{y,\text{л}}$; правая ветвь на усилия $N_{\text{пр}}$ и $M_{y,\text{пр}}$.

Местная устойчивость металлических конструкций

Сечения элементов металлических конструкций образуются тонкими пластинками, соединенными между собой тем или иным способом. Например,

двутавр на рис.4.17 образован тремя пластинками: двумя полками и одной стенкой. Сжатие может привести к выпучиванию пластинок, т. е. к потере местной устойчивости (на рис.4.17 изображена потеря местной устойчивости одной из полок). Следствием этого становится резкое уменьшение несущей способности всей конструкции. Для того, чтобы местная устойчивость не ограничивала несущую способность всей конструкции, необходимо превышение или равенство напряжений, вызывающих потерю местной устойчивости отдельных пластинок, и напряжений, определяющих несущую способность конструкции по прочности или по общей устойчивости.

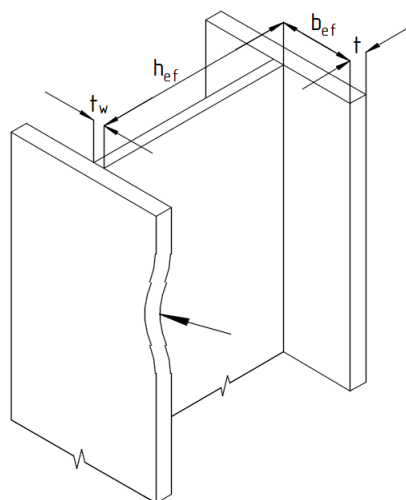


Рис. 4.17 Потеря местной устойчивости полки двутавра

При определении значений напряжений, при которых происходит потеря местной устойчивости, составные части сечений (пластинки) рассматриваются, как отдельные элементы с соответствующими закреплениями краев. Например, в двутавровом сечении полка рассматривается, как пластинка с одним защемленным и другим свободным краем, а стенка - как пластинка с двумя защемленными краями. Условия закрепления краев пластинок не меняют качественную сторону потери местной устойчивости, а только изменяют количественные значения критических напряжений. Следует отметить также, что потеря местной устойчивости зависит не от длины, а от ширины пластинки.

Критическая сила потери местной устойчивости для отдельной пластинки может быть определена по формуле, подобной формуле Эйлера, определяющей критическую силу потери общей устойчивости центрально-сжатого стержня:

$$N_M = k\pi^2 E_c \cdot J / h^2 \quad (4.41)$$

где k - коэффициент, учитывающий распределение напряжений по сечению пластинки, и вид закрепления ее краев; $E_{\text{ц}}$ - цилиндрический модуль деформаций:

$$E_{\text{ц}} = E / (1 - \nu^2),$$

где ν - коэффициент Пуассона; I - момент инерции пластинки ($J = th^3/12$); h - ширина пластинки (для полки двутавра на рис. 4.10 $h = b_{\text{ef}}$, а для стенки $h = h_{\text{ef}}$).

Разделив N_M на площадь сечения пластинки ($t \cdot h$) и подставив в (4.41) выражение для определения $E_{\text{ц}}$ и J , можно получить выражение для критического напряжения:

$$\sigma_M = k \pi^2 E t^2 / 12 (1 - \nu^2) h^2 \quad (4.42)$$

В нормах проверка местной устойчивости при однородном напряженном состоянии сводится к сравнению отношения h/t с предельным отношением:

$$h/t \leq [h/t] \quad (4.43)$$

Для конструкций, несущая способность которых ограничивается прочностью, например, для изгибаемых элементов предельное отношение определяется из равенства:

$$\sigma_M = R_y \quad (4.44)$$

Для конструкций, несущая способность которых определяется общей устойчивостью, например, для центрально-сжатых элементов:

$$\sigma_M = \sigma_{\text{кр}} \quad (4.45)$$

где $\sigma_{\text{кр}} = \pi^2 \cdot E / \lambda^2$

Из равенства (4.42) и (4.44) следует: чем больше прочность металла, тем меньше должно быть отношение ширины пластинки к толщине, а из сравнения (4.42) и (4.45): чем больше гибкость, тем больше это отношение.

Если пластинка находится в сложном напряженном состоянии (имеются нормальные напряжения σ_x , σ_y , и касательное τ), то проверочная формула имеет следующий вид:

$$\sqrt{\left(\sigma_x / \sigma_{\text{хкр}} + \sigma_y / \sigma_{\text{укр}} \right)^2 + \left(\tau / \tau_{\text{кр}} \right)^2} \leq \gamma_c, \quad (4.46)$$

где $\sigma_{\text{хкр}}$, $\sigma_{\text{укр}}$ и $\tau_{\text{кр}}$ - соответствующие критические напряжения.

Расчет металлических конструкций на выносливость

На выносливость рассчитываются металлические конструкции, воспринимающие многократно действующие, подвижные и вибрационные (динамические) нагрузки с количеством циклов загрузений за весь период эксплуатации не менее 10^5 . Принятый в нормах метод расчета основан на предположении, что появление усталости определяется действием наибольших нормальных напряжений. Исходя из этого предположения, проверочная формула имеет вид:

$$\sigma_{\max} \leq \alpha \cdot R_v \gamma_v, \quad (4.47)$$

где $\sigma_{\max}$ - наибольшее по абсолютному значению напряжение, определяемое с учетом ослаблений сечения и без учета коэффициента динамичности и коэффициентов φ , φ_e и φ_b , используемых при расчетах элементов на общую устойчивость;

α - коэффициент, зависящий от количества циклов нагружения; γ_v - коэффициент, учитывающий характеристику цикла нагружения (отношение $\sigma_{\min}/\sigma_{\max}$), а также вид напряженного состояния (растяжения или сжатие);

R_v - расчетное сопротивление усталости, назначаемое в зависимости от прочности металла и группы элементов, которые определяются видом концентратора напряжений.

Следует отметить, что расчетное сопротивление усталости слабо зависит от прочности металла. Например, при увеличении прочности металла (временного сопротивления) в 1.5 раза расчетное сопротивление усталости увеличивается только в 1.2 раза. Кроме того, высокопрочные стали более чувствительны ко всякого рода изменениям сечений, что имеет место, прежде всего, в болтовых и сварных соединениях. В этих местах расчетное сопротивление усталости высокопрочных сталей имеет такое же значение, как и сталей малопрочных. Из сказанного следует, что применение высокопрочных сталей в металлических конструкциях, воспринимающих многократно повторяющиеся нагрузки, в большинстве случаев является неэффективным.

Расчет элементов стальных конструкций на прочность с учетом хрупкого разрушения

Центрально- и внецентренно-растянутые элементы, а также растянутые зоны изгибаемых элементов, эксплуатируемых при температурах ниже -30°C , необходимо проверять на прочность с учетом хрупкого разрушения:

$$\sigma_{\max} \leq \beta \times R_u / \gamma_u, \quad (4.48),$$

где $\sigma_{\max}$ – наибольшее растягивающее напряжение в проверяемом сечении с учетом ослаблений, но без учета коэффициентов динамичности и коэффициента снижения расчетного сопротивления при потере общей устойчивости изгибаемого элемента (φ_b);

β – коэффициент, определяемый в зависимости от группы элементов (вида концентратора напряжений), толщины, климатического района и прочности стали;

γ_u – коэффициент безопасности, равный 1,3.

Значение коэффициента « β » изменяется в пределах 0,6-1,0. Способствует хрупкому разрушению, кроме вышеуказанных факторов, вид реза металла: при гильотинной резке вероятность хрупкого разрушения возрастает. Также следует отметить, что стали повышенной и высокой прочности ($\sigma_u > 420$ МПа) более подвержены хрупкому разрушению, чем стали обычной прочности ($\sigma_u \leq 420$ МПа).

Другие факторы, способствующие хрупкому разрушению: низкая температура, динамические нагрузки, местные (локальные) напряжения, концентрация напряжений.

Для повышения сопротивляемости хрупкому разрушению следует: избегать расположения сварных швов в растянутой зоне, особенно сварных швов, расположенных перпендикулярно к направлению напряжений; избегать пересечения сварных швов; при сварке применять выводные планки; по возможности не использовать решетчатые конструкции; отдавать предпочтение тонкостенным профилям.

Тема 5

Соединения металлических конструкций

Болтовые соединения

По способу восприятия сдвиговых усилий различают болтовые соединения на обычных болтах и на высокопрочных. В соединениях на обычных болтах сдвиг воспринимается за счет работы самих болтов на срез и соединяемых элементов на смятие. В соединениях на высокопрочных болтах сдвиг воспринимается силами трения, возникающими между соединяемыми элементами, при их обжатии болтами, при этом сами болты работают на растяжение. Сила натяжения обычного болта не контролируется и не учитывается при расчете. Натяжение высокопрочных болтов является величиной контролируемой, т.к. оказывает решающее влияние на несущую способность соединения. Кроме сдвигоустойчивых соединений существуют еще фланцевые соединения, где болты работают на растяжение. Такие соединения рекомендуется выполнять на высокопрочных болтах с контролируемым натяжением.

Болтовые соединения на обычных болтах

Соединения образуются постановкой в проколотые или просверленные отверстия болтов с последующим закручиванием гаек. Под гайку, а иногда и под головку болта, ставят шайбу. По точности изготовления болты подразделяются на классы "С", "В" и "А". Класс точности "С" допускает плюсовые и минусовые допуски при изготовлении болта, например, при номинальном диаметре болта 20 мм его фактический диаметр может быть в интервале 19.45...20.84 мм. Тоже допускается для болтов класса точности "В", но в меньшем интервале. Болты класса точности "А" могут иметь только минусовые допуски. Для болта с номинальным диаметром 20 мм его фактический диаметр может быть в интервале 19.72...20 мм. Болты точности "С" и "В" ставят в отверстия, диаметр которых на 2...3 мм больше диаметра стержня болта. При сборке соединений на болтах точности "С" и "В" допускается несовпадение ("чернота") отверстий. Болты точности "А" ставятся в отверстия, равные диаметру болта ("чернота" здесь не допускается). Соединения на болтах класса точности "В" и "С" являются более простыми в изготовлении (отверстия можно сверлить или колоть отдельно в каждом соединяемом элементе), но такие соединения являются более деформативными и в них возможна неравномерность в распределении усилия между болтами. Соединения на болтах класса точности "А" являются более трудоемкими, но зато менее деформативными. Такие соединения используются преимущественно в конструкциях, работающих на динамические нагрузки. При динамических нагрузках для предотвращения самооткручивания гаек

следует использовать контргайки или пружинные шайбы, если соединение работает на сдвиг и только контргайки, если соединение работает на отрыв.

При размещении болтов ограничиваются как минимальные расстояния между болтами, так и максимальные. Минимальные расстояния определяются из условия прочности металла соединяемых элементов, максимальные - из условия плотности соединений. Из этих же условий определяются минимальные и максимальные расстояния от центра болта до края элемента. При размещении болтов следует также учитывать минимальные расстояния, необходимые для закручивания гаек.

Расчет соединений на обычных болтах

Металлы для болтов подразделяются на классы: 4.6, 5.6, 4.8, 5.8, 6.6, 8.8, 10.9. Первая цифра, умноженная на 10, - это временное сопротивление в кН/см^2 ; произведение первой и второй цифр равно пределу текучести металла также в кН/см^2 . Выбор болтов производится в зависимости от климатического района, вида нагрузки (статическая или динамическая) и вида напряженного состояния (растяжение или срез).

Несущая способность болтового соединения определяется как прочностью металла болта, так и прочностью металла соединяемых элементов. Металл болта находится в сложном напряженном состоянии (см. рис. 5.1). В рабочем состоянии в болтах возникают следующие усилия: растяжение, изгиб, срез и скручивание. По действующим нормам расчет болтов выполняется только на срез, поэтому этот расчет следует считать условным.

Также в сложном напряженном состоянии находятся и соединяемые элементы (см. рис. 5.2). В соединяемых элементах возникают напряжения растяжения, сжатия и смятия. При этом имеет место концентрация напряжений (неравномерное распределение напряжений по сечению). Расчет же соединяемых элементов ведется только на смятие.

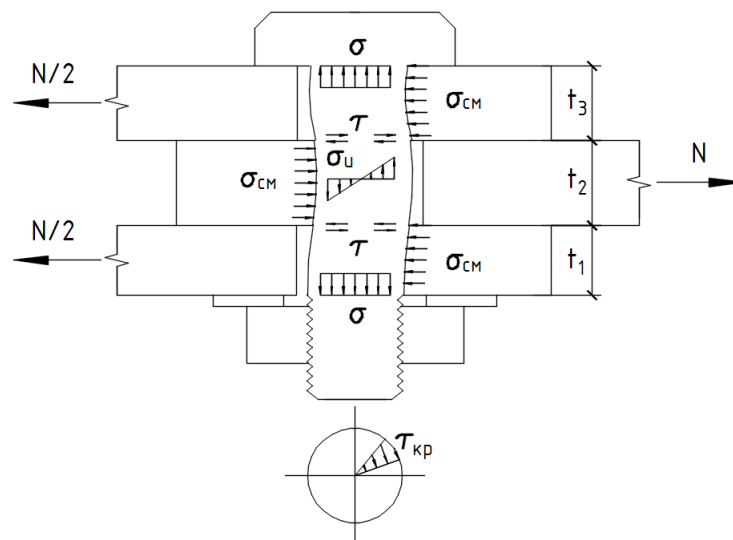


Рис. 5.1. Напряженное состояние болта

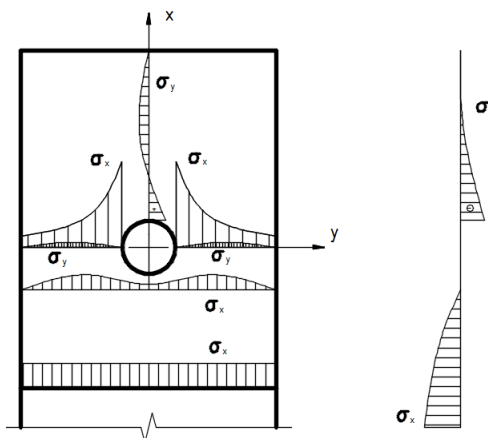


Рис. 5.2. Напряженное состояние соединяемого элемента вблизи отверстия

Расчетное усилие, которое может быть воспринято одним болтом:

на срез: $N_{bs} = R_{bs} \cdot \gamma_b \cdot A \cdot n_s,$ (5.1)

на смятие: $N_{bp} = R_{bp} \cdot \gamma_b \cdot d \cdot \sum t_{min},$ (5.2)

на растяжение: $N_{bt} = R_{bt} \cdot A_{bh},$ (5.3)

где R_{bs} , R_{bp} , и R_{bt} - расчетные сопротивления, соответственно, металла болта - на срез, металла соединяемых элементов - на смятие, металла болта - на растяжение; γ_b - коэффициент условий работы соединения (зависит от класса точности изготовления); A - площадь болта брутто; n_s - число плоскостей среза в болте; d - диаметр болта; $\sum t_{min}$ - наименьшая сумма толщин элементов, сминаемых в одном направлении; A_{bh} - площадь сечения болта нетто.

При расчете болтовых соединений диаметр болта, как правило, предварительно назначается в интервале $(1.0...2) \cdot t$, где t наименьшая толщина крайних элементов. В монтажных соединениях рекомендуется диаметр болтов принимать не меньше 16мм.

Требуемое количество болтов определяется по формуле:

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

где N_{bmin} - меньшее значение расчетного усилия, которое может быть воспринято одним болтом и определяемое по формуле (5.1), (5.2) или (5.3).

В нахлесточных соединениях с эксцентриситетом (см. рис. 5.3а) количество болтов увеличивается по сравнению с расчетным на 10%. В болтовых соединениях с применением “коротышей” (см. рис. 5.3б), удлиняется путь передачи усилия с одного элемента на другой и, как следствие этого, увеличивается деформативность. Для уменьшения деформативности рекомендуется количество болтов на одной из

сторон "коротыша" увеличивать на 50%. При одновременном действии на болтовое соединение сдвигающей и отрывающей силы (см. рис. 5.3в) болты рассчитываются отдельно на срез и на растяжение.

Если на болтовое соединение действует изгибающий момент, вызывающий сдвиг в соединении (см. рис. 5.3г), то усилия в болтах распределяются прямо пропорционально расстоянию от центра болта до центра соединения. Например, для соединения изображенного на рис. 5.3в наибольшее усилие (в крайнем ряду) будет равно:

$$N_1 = M \cdot h_1 / (h_1^2 + h_2^2) \quad (5.5)$$

Соединяемые элементы, кроме проверки прочности на смятие, проверяются еще на прочность по ослабленному сечению:

$$\sigma = N/A_n \leq R_y \text{ или } \sigma = M/W_n \leq R_y, \quad (5.6)$$

где A_n , W_n - площадь и момент сопротивления соединяемого элемента с учетом ослаблений (отверстий под болты).

При размещении болтов в нахлесточном соединении рекомендуется количество рядов в направлении усилия принимать не более четырех .

Болтовые соединения на высокопрочных болтах

Высокопрочные болты изготавливаются из высокопрочных, термически упрочняемых сталей. Точность изготовления болтов принимается по классу "В", поэтому отверстия под болты на 1...6 мм превышают диаметр болтов. В соединениях на высокопрочных болтах шайбы ставятся как под гайку, так и под головку болта. Натяжение болтов контролируется с помощью специальных динамометрических ключей. Для увеличения сил трения и, следовательно, для увеличения несущей способности болтового соединения контактные поверхности соединяемых деталей обрабатываются химическим или механическим способом, например, стальными щетками. При этом, обработку поверхностей для получения наибольшего коэффициента трения рекомендуется делать непосредственно перед сборкой болтового соединения.

К преимуществам соединений на высокопрочных болтах можно отнести нулевую подвижность и хорошую работу соединения при динамических нагрузках. Кроме того, соединения на высокопрочных болтах не требуют высокой точности

изготовления и удобны при ремонте заклепочных соединений, особенно в условиях действующих предприятий. К недостаткам следует отнести высокую трудоемкость и большую стоимость, что обусловлено необходимостью термообработки (закалки и отпуска) готовых изделий, обработки контактных поверхностей соединяемых элементов и контроля натяжения болтов.

Расчет сдвигоустойчивых соединений на высокопрочных болтах

Расчетные формулы получены, исходя из двух основных положений: сдвигу соединяемых элементов относительно друг друга препятствуют силы трения; сами болты работают только на растяжение. В настоящее время экспериментально и теоретически исследованы соединения, в которых высокопрочные болты работают на растяжение и на срез. Однако, результаты указанных исследований не вошли в нормативные документы, и поэтому в данном разделе не рассматриваются.

Сила трения, создаваемая одним болтом, определяется по формуле:

$$Q_{bh} = R_{bh} \cdot \gamma_b \cdot A_{bn} \cdot \mu \cdot n_s / \gamma_h, \quad (5.7)$$

где γ_b - коэффициент условий работы болтового соединения, учитывающий неравномерность распределения сдвигающего усилия между болтами, а также неточность натяжения болтов; A_{bn} - площадь сечения нетто болта; μ - коэффициент трения, зависящий от способа обработки контактных поверхностей соединяемых элементов; n_s - количество контактов соединяемых элементов между собой; γ_h - коэффициент надежности, зависящий от вида нагрузки (статическая или динамическая), способа обработки поверхностей, разности между номинальными диаметрами отверстий и болтов, способа контроля натяжения болтов (по крутящему моменту или по углу поворота гайки); R_{bh} - расчетное сопротивление растяжению:

$$R_{bh} = 0.7 \cdot R_{bun}, \quad (5.8)$$

где R_{bun} - временное сопротивление металла болта после термообработки.

Множитель "0.7" обусловлен тем, что в металле болта действуют не только напряжения растяжения, но и касательные напряжения, возникающие в процессе закручивания гаек, т.е. в этом случае проверка прочности болта должна производиться по приведенному напряжению:

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq R_{bun}. \quad (5.9)$$

Как показывают экспериментальные исследования, левую часть формулы (5.9) можно принять равной $1.35 \cdot \sigma$, тогда: $\sigma \leq 0.7 R_{bun}$. Требуемое количество болтов определяется по формуле: $n = N / Q_{bh}$.

Проверка соединяемых элементов на прочность с учетом ослаблений отверстиями под болты имеет одну особенность по сравнению с аналогичной проверкой для соединений на обычных болтах. Она заключается в том, что сила, действующая в проверяемом сечении, уменьшается на половину усилия, приходящегося на болты, расположенные в этом сечении. Это уменьшение обусловлено тем, что сдвигающая сила передается с одного соединяемого элемента на другой не через болты, как это имеет место в соединениях на обычных болтах, а через силы трения (см. рис. 5.4). Проверочная формула имеет вид:

$$\sigma = (N - N_p) / A_c \leq R_y, \quad (5.10)$$

где $N_p = N \cdot n_p \cdot 0.5 / n$; n - общее количество болтов в соединении; n_p - количество болтов в проверяемом сечении; A_c - условная площадь проверяемого сечения. $A_c = A_n$ при динамической нагрузке. При статической нагрузке $A_c = A$, если $A_n \geq 0.85A$, и $A_c = 1.18 A_n$, если $A_n < 0.85A$ (A , A_n - площадь сечения брутто и нетто). При действии в сечении изгибающего момента структура проверочной формулы сохраняется, но вместо силы (N) подставляется изгибающий момент (M), а вместо условной площади (A_c) - условный момент сопротивления (W_c), который определяется через " W_n " и " W " также, как и условная площадь.

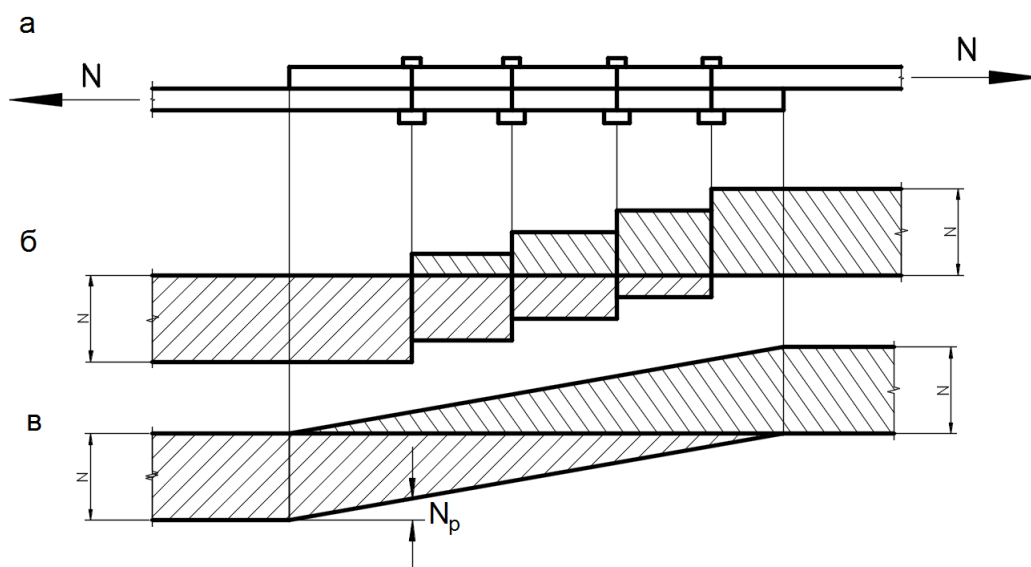


Рис. 5.4. Схема передачи усилия с одного соединяемого на другой: а- схема соединения; б- эпюры усилий в верхней и нижней пластинах в соединении на обычных болтах; в- тоже на высокопрочных болтах.

Фланцевые соединения

Во фланцевых соединениях используются высокопрочные болты с предварительным натяжением. Преднапряжение делается с целью предотвращения образования зазора между соединяемыми элементами.

Рекомендуемое значение преднапряжения:

$$N_i = 0,9 \times R_{bh} \times A_{bh}$$

Для фланцев следует применять сталь с гарантиями ударной вязкости при $T = -40^\circ\text{C}$ после механического старения и с гарантированными механическими свойствами в направлении толщины проката. При конструировании фланцевых соединений рекомендуется болты располагать безмоментно, то есть симметрично относительно центра тяжести сечения.

При расчете фланцевых соединений болты подразделяют на внутренние (ближайшие к центру тяжести) и внешние. Проверка прочности производится по формуле:

$$n_i \times N_i + n_e \times N_e \geq N, \quad (5.10a,$$

где n_i , n_e – количество внутренних и внешних болтов; N_i – несущая способность высокопрочного болта: $N_i = 0,9 \times R_{bh} \times A_{bh}$, $N_e = N_i / K$.

Коэффициент «К» учитывает неравномерное распределение усилия «N» между внутренними и внешними болтами. Значения этого коэффициента в зависимости от толщины фланца и диаметра болтов приведены в таблице. В этой же таблице приведены толщины фланцев, прочность которых соответствует несущей способности болтов.

Таблица толщин фланцев и значений коэффициента «k»

Диаметр болта, мм	Толщина фланца, мм	Коэффициент «k»
24	20	2,6
	25	1,8
	30	1,5
	40	1,1
27	25	2,1
	30	1,7
	40	1,2

При конструировании фланцевых соединений следует располагать болты на минимальных расстояниях от стенки соединяемого элемента :

$$a_n \geq k_f + \frac{d_w}{2} + 2_{мм}; \frac{5}{3}d \leq a_4 \leq 3,5d \quad (5.106)$$

При соблюдении указанного условия прочность фланца, изготовленного из стали с $R_{un} \geq 460$ МПа и с толщиной, приведенной в таблице будет обеспеченной. При этом прочность металла болтов (R_{bun}) должна быть не более 1100 МПа.

Сварные соединения

В настоящее время сварка является основным видом соединений при изготовлении металлических конструкций. Примерно 90% всех металлоконструкций изготавливаются сварными. По способу механизации сварку подразделяют на ручную, автоматическую и полуавтоматическую. При ручной сварке в качестве сварочных материалов используют электроды с защитным покрытием, которые подразделяются по типам: Э42, Э42А, Э46, Э46А, Э50, Э50А, Э60, Э70. Буква "Э" обозначает "электрод", а цифра указывает временное сопротивление наплавленного металла электрода в кН/см². Если к обозначению типа электрода, добавляется буква "А", то это свидетельствует о повышенной пластичности наплавленного металла электрода. Такие электроды используются для сварки конструкций работающих на динамические нагрузки.

При автоматической и полуавтоматической сварке используются сварочная проволока без каких-либо защитных покрытий или порошковая проволока. В первом случае, для защиты дуги и жидкого металла от окружающего воздуха, используют флюс (гранулированный порошок) или защитный газ. Во втором случае защитные функции выполняет порошок, располагаемый во внутренней полости порошковой проволоки. Выбор сварочных материалов осуществляется по нормативным документам в зависимости от прочности металла и условий эксплуатации конструкций.

При расчете различают сварные соединения со стыковыми и угловыми швами. Стыковые швы соединяют элементы, расположенные в одной плоскости, при этом, касательная "а-а" в средней точке внешней поверхности сварного шва параллельна этой плоскости (рис. 5.5 а, б). Угловые швы соединяют элементы, расположенные в разных (рис. 5.5 в, г) или в одной (рис. 5.5 д) плоскости, но, при этом, касательная "а-а" в средней точке внешней поверхности сварного шва не параллельна плоскостям соединяемых элементов. На чертежах сварные швы, выполняемые на заводе-изготовителе, обозначают "ресничками", а на монтажной площадке - "крестиками".

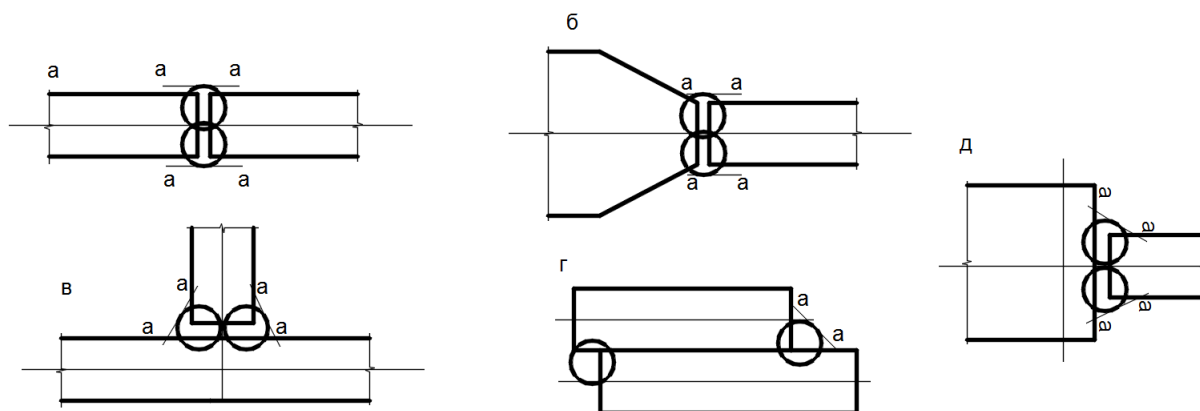


Рис. 5.5. Сварные соединения: а, б- соединения со стыковыми швами; в, г, д- с угловыми.

Расчет сварных соединений с применением стыковых швов

Расчет стыковых швов выполняется по аналогии с расчетом соединяемых элементов. При сжатии и растяжении расчетная формула имеет вид:

$$\text{при изгибе:} \quad N/(t \cdot l_w) \leq R_{wy}, \quad (5.11)$$

$$\text{при срезе:} \quad 6M/(t l_w^2) \leq R_{wy} \quad (5.12)$$

$$\text{при срезе:} \quad Q/(t l_w) \leq R_{ws'} \quad (5.13)$$

где t – меньшая толщина соединяемых элементов; l_w - расчетная длина сварного шва: $l_w = b - 2t$, где b - меньшая ширина соединяемых элементов (см. рис. 5.6).

Уменьшение расчетной длины, по сравнению с конструктивной, обусловлено тем, что начало и конец сварного шва не обладают достаточными прочностными характеристиками. Если сварной шов выполняется с применением выводных планок (см. рис. 5.6 б), т.е. начало и конец шва оказываются за пределами ширины соединяемых элементов, то расчетная длина принимается равной конструктивной ($l_w = b$). После сварки выводные планки срезают.

R_{wy} - расчетное сопротивление стыкового шва, которое принимается равным расчетному сопротивлению металла соединяемых элементов при сжатии (R_y). Тоже при растяжении, но только если предусматриваются физические методы контроля качества сварных соединений. В противном случае, при растяжении и изгибе: $R_{wy} = 0.85 \cdot R_y$. Если эксплуатация соединяемых элементов допускается не только при упругой, но и при упруго-пластической работе металла, то вместо R_{wy} следует принимать $R_{wu}/1.3$, где R_{wu} принимается равным расчётному сопротивлению основного металла, назначенному по временному сопротивлению. При этом для

растянутых элементов применение физических методов контроля является обязательным. Расчетное сопротивление стыкового шва сдвигу всегда принимается равным расчетному сопротивлению сдвигу металла соединяемых элементов.

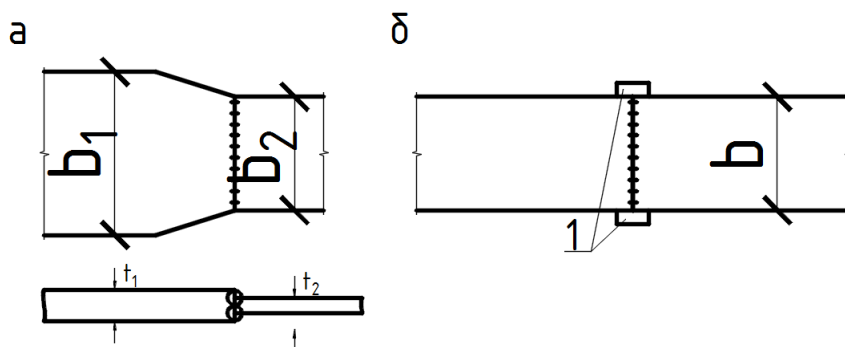


Рис. 5.6. Стыковые соединения: а- без выводных планок; б- с выводными планками (1).

При одновременном действии в отдельных точках сварного шва нормальных и касательных напряжений проверка прочности производится по приведенному напряжению:

$$\sigma_{пр} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3\tau^2} \leq 1.15 R_{wy} \quad (5.14)$$

Все вышеприведенные формулы действительны при выполнении двух условий: выбор сварочных материалов должен соответствовать требованиям нормативных документов и стыковой шов должен быть двусторонним и с полным проплавлением.

Расчет сварных соединений с применением угловых швов

Экспериментальные исследования показывают, что сварные соединения с угловыми швами могут разрушаться в двух местах: по продольному сечению шва и по продольному сечению совпадающему с границей сплавления металла шва и основного металла. На рис. 5.7 указанные сечения обозначены соответственно буквами "f" и "z". Основной геометрической характеристикой поперечного сечения шва является катет. Катет углового шва - это катет наибольшего прямоугольного треугольника вписанного во внешнюю часть сварного шва.

На рис. 5.7 катеты сварного шва обозначены " k_{f1} " и " k_{f2} ". Как правило, сварные швы имеют одинаковые катеты ($k_{f1} = k_{f2}$), но в некоторых случаях, например, когда

толщины соединяемых элементов существенно отличаются или когда нагрузка является динамической катеты шва могут иметь разные значения.

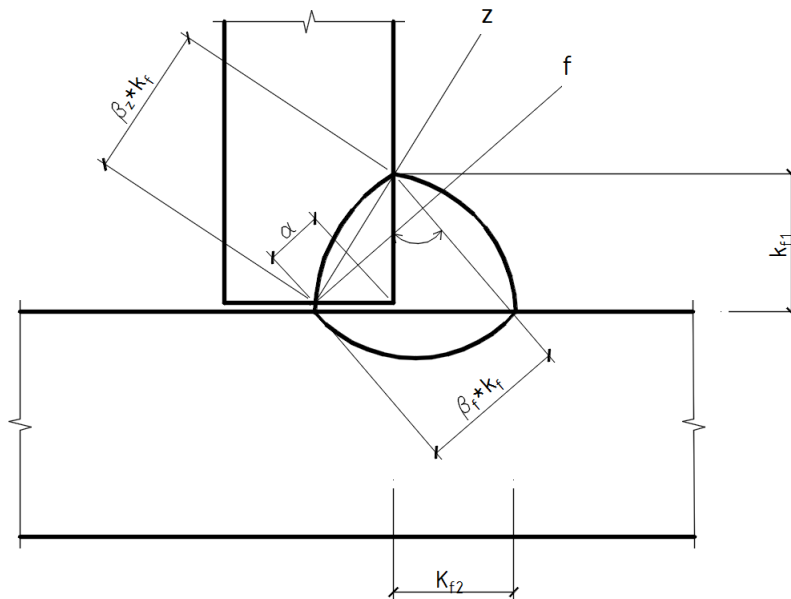


Рис. 5.7. Поперечное сечение углового шва

В проверочных формулах в качестве геометрических характеристик используются толщины сварного шва: по сечению шва и по границе сплавления, обозначаемые, соответственно, через " $\beta_f \cdot k_f$ " и " $\beta_z \cdot k_f$ " (см. рис. 5.7). В качестве k_f принимается меньшее: k_{f1} -с или k_{f2} , где «с» зазор между соединяемыми элементами допускаемый по нормативным документам на сварные соединения.

Значения коэффициента β_f зависят от глубины проплавления: чем больше глубина проплавления, тем больше значение " β_f ". В свою очередь, глубина проплавления прямо зависит от плотности сварочного тока, которая больше при автоматической сварки и меньше при ручной. Поэтому наибольшее значение коэффициенты " β_f " будут иметь при автоматической сварке, наименьшее при ручной и промежуточные при полуавтоматической. Другим фактором, определяющим значение β_f , является катет сварного шва: чем больше катет, тем меньше β_f . Аналогичная зависимость отмечается и для коэффициента β_z .

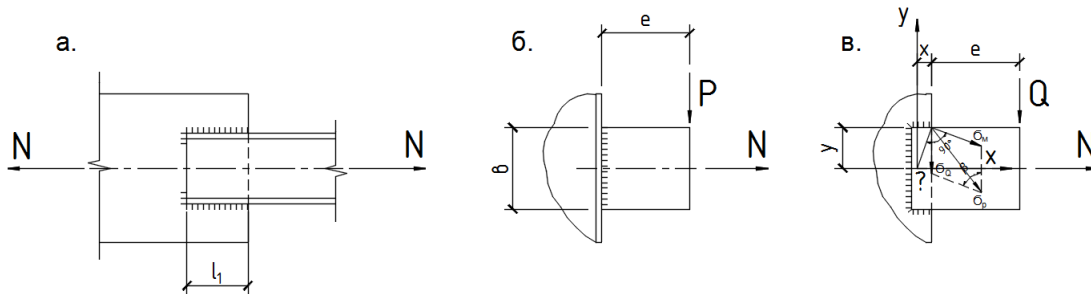
Ниже приведены проверочные формулы, основанные на предположении, что угловые швы работают только на срез. Прочность сварного соединения, работающего на сдвиг (см. рис. 5.8 а), проверяется по формулам:

по металлу шва:

$$N / \beta_f \cdot k_f l_w \leq R_{wf} \cdot \gamma_{wf}, \quad (5.16)$$

по границе сплавления:

$$N/\beta_z \cdot k_f \cdot l_w \leq R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \quad (5.17)$$



Рис, 5.8.Схемы сварных соединений с угловыми швами.

В дальнейшем приводятся проверочные формулы, относящиеся только к сечениям по металлу шва. Проверка прочности сварного соединения, работающего на срез, растяжение и изгибающий момент (см. рис. 5.8 б) производится по формуле:

$$\sqrt{\tau^2 + (\sigma_n + \sigma_m)^2} \leq R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \quad (5.18)$$

где $\tau = P/2\beta_f \cdot k_f \cdot l_w$, $\sigma_m = 6P \cdot e/2\beta_f \cdot k_f \cdot l_w^2$, $\sigma_n = N/2\beta_f \cdot k_f \cdot l_w$.

Сварные соединения, работающие на изгибающий момент, действующий в плоскости сварных швов, (см. рис. 5.8 в) проверяются по формулам:

$$\sigma_m = Q \cdot e \cdot \sqrt{x^2 + y^2} / (J_{fx} + J_{fy}). \quad (5.19)$$

$$\tau = Q / A_w, \quad \sigma_p = \sqrt{\tau^2 + \sigma_m^2} + 2 \tau \cdot \sigma_m \cdot \cos \beta \leq R_{wf} \cdot \gamma_{wf},$$

где σ_p - равнодействующее напряжение определяемое геометрически.

Для получения проверочных формул по границе сплавления необходимо в формулах (5.18) и (5.19) поменять индекс "f" на индекс "Z".

Обозначения, принятые в формулах (5.16), (5.17), (5.18), (5.19):

l_w - расчетная длина сварного шва, принимаемая равной фактической длине шва, уменьшенной на 10 мм. Указанное уменьшение учитывает снижение прочностных характеристик в начале и в конце сварного шва. Например, для сварного соединения на рис. 5.9б $l_w = b - 10$ мм; R_{wf} - расчетное сопротивление металла сварного шва, зависящее от прочности металла сварочной проволоки; R_{wz} - расчетное сопротивление металла по границе сплавления, зависящее от прочности металла

соединяемых элементов: $R_{wz} = 0.45 \cdot R_{un}$; R_{un} - нормативное сопротивление металла соединяемых элементов, назначенное по временному сопротивлению; γ_{wf} , γ_{wz} - коэффициенты условий работы сварного шва, зависящие от климатического района и временного сопротивления металла шва; J_{fx} , J_{fy} (J_{zx} , J_{zy}) - моменты инерции, определяемые относительно оси "x" и "y" для фигуры, образованной сварным швом. При этом, за толщину сварного шва принимается $\beta_f \cdot k_f$ и $\beta_z \cdot k_f$ соответственно, для определения момента инерции по сечению шва и по границе сплавления; x, y - координаты точки, наиболее удаленной от центра тяжести фигуры, образованной сварным швом.

Если на сварное соединение, изображенное на рис. 5.8в, кроме изгибающего момента, действуют другие усилия (поперечная или нормальная сила), то напряжения от каждого усилия определяются отдельно, и проверка прочности производится по равнодействующему напряжению, определяемому геометрическим способом. При этом, направление напряжения от изгибающего момента (σ_M) принимается перпендикулярным к радиусу, соединяющему центр тяжести с точкой, в которой определяется напряжение (см. рис. 5.8в).

Конструктивные требования к сварным соединениям

Образование сварных соединений сопровождается появлением сварочных напряжений и деформаций. На рис. 5.9 штриховой линией показана возможная форма тавра после выполнения сварных швов. Для уменьшения сварочных напряжений и деформаций следует придерживаться следующих рекомендаций: катеты сварных швов назначать по возможности минимально допустимыми; не допускать пересечения сварных швов и близкого их расположения; располагать сварные швы симметрично относительно центра тяжести сечения. Сварочные напряжения и деформации могут быть уменьшены также с помощью технологических мероприятий: правильным выбором параметров сварки и очередности выполнения сварных швов.

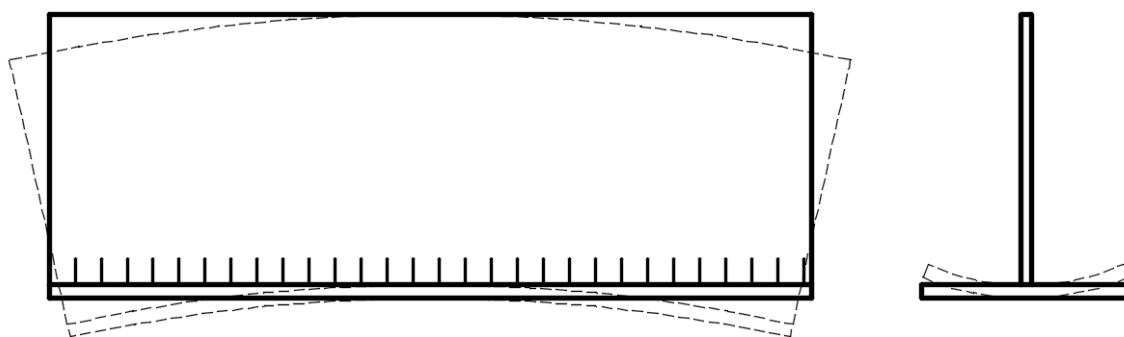


Рис. 5.9. Деформации таврового элемента, вызванные продольной и поперечной усадкой сварных швов

Другим отрицательным следствием сварки является концентрация напряжений в основном металле в местах расположения сварных швов. Для уменьшения этого явления следует ограничивать наименьшее значение как катета шва, так и расчетной длины. Наименьшее значение катета зависит от наибольшей толщины соединяемых элементов (чем больше толщина, тем больше катет), от глубины проплавления (при автоматической сварке меньше, чем при ручной) и от прочности металла соединяемых элементов (чем выше прочность, тем больше катет). Наименьшее значение катета шва, обусловленное технологией сварки равно 3 мм для автоматической и полуавтоматической сварки и 4мм для ручной сварки. Катеты швов могут иметь только целые значения, при этом до 10 мм они могут иметь как четные, так и нечетные значения, а свыше 10 мм, только четные. Расчетная длина сварного шва должна быть не меньше 40 мм или $4 \cdot k_f$.

Согласно нормативным документам ограничиваются также максимальное значение катета и максимальная длина флангового углового шва. Первое ограничение связано с тем, что чрезмерное увеличение катета, не повышая несущую способность соединения, может привести к прожогу основного металла, к увеличению концентрации напряжений и, кроме того, требует дополнительных трудозатрат и увеличивает расход сварочных материалов и электроэнергии. Согласно норм, катет сварного шва не должен быть более $1.2 \cdot t$, где t - меньшая толщина соединяемых элементов. При расположении шва вдоль закругленной кромки, например, вдоль полки уголка, наибольшее значение катета уменьшается и составляет 0.9 от толщины уголка.

С другой стороны, для сокращения трудозатрат катеты сварных швов следует назначать такими, чтобы их можно было выполнить за один проход, так как при многопроходном шве требуется зачистка каждого предыдущего слоя наплавленного металла от шлака и брызг. С этой точки зрения, оптимальный размер катета следует принимать равным 6- 8мм. При сварке "в лодочку" размер катета сварного шва выполняемого за один проход увеличивается примерно в полтора раза для ручной и полуавтоматической сварки и в два раза- для автоматической.

Ограничение максимальной длины флангового шва связано с неравномерным распределением напряжений вдоль длины сварного шва (см. рис. 5.10). Наибольшие напряжения возникают по краям сварного шва, уменьшаясь к его середине. При слишком длинных швах их средняя часть оказывается не вовлеченной в работу, и тогда несущая способность сварного шва с увеличением его длины не возрастает (см. рис. 5.10 б). Согласно норм расчетная длина сварного углового шва не должна

превышать $85 \cdot \beta_f \cdot k_f$. Исключение составляют сварные швы, усилия на которые передаются непрерывно по их длине, например, поясные швы в составных балках.

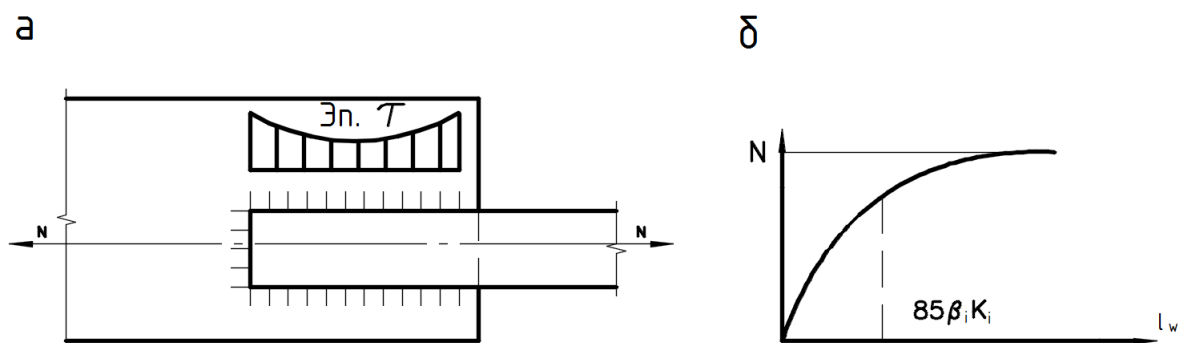


Рис. 5.10. Распределение напряжений вдоль флангового сварного шва

При соединении толстых элементов необходимо для полного проплавления предусматривать разделку кромок (см. рис. 5.11). При односторонней ручной сварке разделку кромок следует предусматривать при толщине более 8 мм, при полуавтоматической - более 12 мм и при автоматической более 14 мм. Если сварка двусторонняя, то наименьшая толщина, при которой требуется разделка кромок, увеличивается в 1.5 раза.

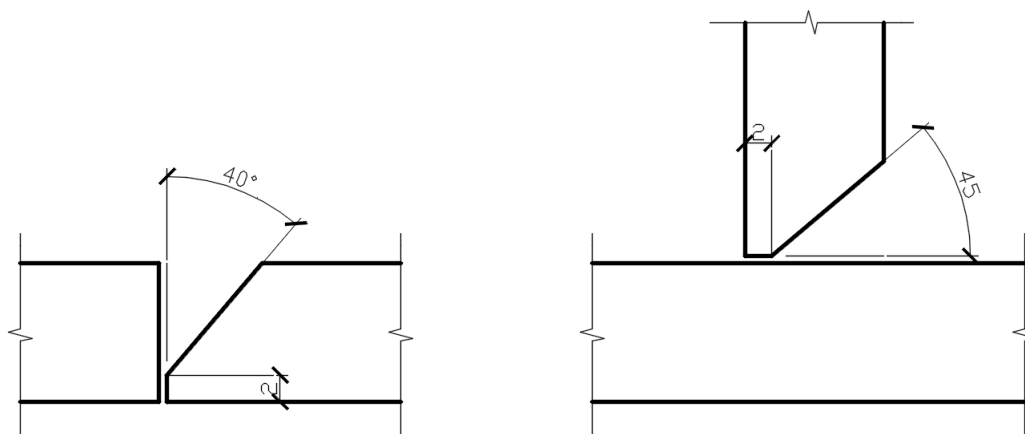


Рис.5.11. Разделка кромок соединяемых элементов.

Прерывистые сварные швы допускается применять лишь в слабонагруженных конструкциях ($\sigma \leq 0.4 R_y$), при этом расположение участков сварного шва должно соответствовать рис. 4.13. Размер "а" принимается равным $18t$ для сжатых элементов

и $24t$ для растянутых (t - наименьшая толщина соединяемых элементов). Расчетная длина участков сварного шва (размер "в") должна быть не меньше 40 мм или $4k_f$.

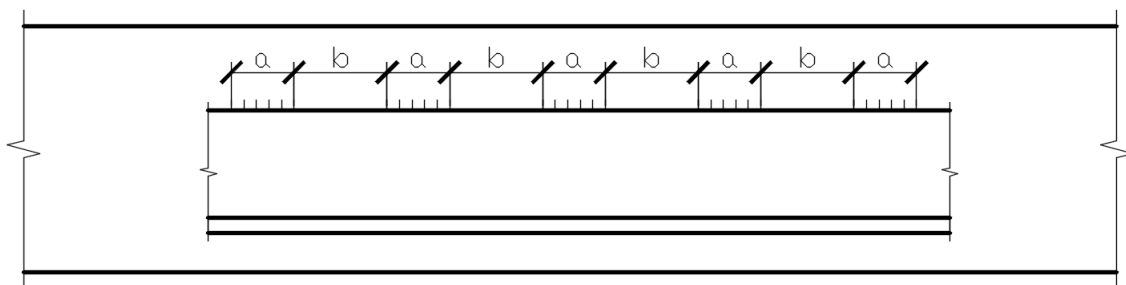


Рис. 5.12. прерывистый сварной шов.

Особенности сварки сплавов алюминия

Стыковые сварные швы рассчитываются по следующим формулам:

$$\sigma_w = \frac{N}{l_w \times t} \leq R_w \times \gamma_c; \quad \tau_n = \frac{Q}{l_w \times t} \leq R_{ws} \times \gamma_c \quad (5.20)$$

Если в стыковом шве возникают одновременно нормальные и касательные напряжения, то проверка прочности выполняется по формуле:

$$\sigma_{np} = \sqrt{\tau_n^2 + 3\tau_k^2} \leq 1,15 \times R_{wy} \times \gamma_c \quad (5.21)$$

где l_w – расчетная длина стыкового сварного шва: $l_w = l - 3t$, l – конструктивная длина сварного шва;

t – минимальная толщина соединяемых элементов;

R_w – расчетное сопротивление на сжатие и растяжение, назначается в зависимости от марки сплава. Для стыковых сварных швов без физических методов контроля R_w понижается умножением на 0,8;

R_{ws} – расчетное сопротивление на сдвиг, назначается в зависимости от марки сплава.

Угловые швы рассчитываются только по сечению сварного шва (по наплавленному металлу) по следующим формулам:

$$\frac{N}{\beta_f \times K_f \times l_w} \leq R_{wf} \times \gamma_c \text{ где } \beta_f - \text{коэффициент для расчета углового шва по}$$

наплавленному металлу. $\beta_f = 0,9$ при автоматической сварке, выполняемой за один или за два прохода, $\beta_f = 0,7$ при других видах сварки;

l_w – расчетная длина углового сварного шва: $l_w = l - 3k_f$;

R_{wf} – расчетное сопротивление углового сварного шва на срез. R_{wf} зависит от марки сплава соединяемых элементов и марки сварочной проволоки.

Расчет основного металла в зоне сварного шва следует выполнять с учетом разупрочнения.

Учитывая большую химическую активность сплавов алюминия, сварка этих металлов выполняется в среде инертных газов. Особенностью сварки сплавов АД31 в нахлесточных соединениях является недопустимость лобовых швов.

Минимальный катет сварного шва не должен быть меньше 4мм. Минимальная расчетная длина сварного углового шва 40мм или $4k_f$. Максимальная расчетная длина $50k_f$. Исключение составляют сварные швы, усилия на которые передаются непрерывно по их длине.

Организация проектирования металлических конструкций

Как правило, проектирование выполняется в две стадии:

на первой стадии разрабатывается проектное задание, в котором устанавливается целесообразность и техническая возможность строительства данного объекта, определяется основная схема объекта и подбираются соответствующие конструктивные формы и материалы для их изготовления;

на второй стадии разрабатывается рабочий проект, который включает в себя чертежи КМ (конструкции металлические) и чертежи КМД (конструкции металлических детализировочные).

Чертежи КМ разрабатываются в проектной организации. Эта часть рабочего проекта включает в себя: пояснительную записку, где приводятся данные о нагрузках, расчеты основных конструктивных форм, общие компоновочные чертежи, чертежи взаимного расположения конструкций, чертежи наиболее важных узлов сопряжений, сечения конструктивных элементов с указанием опорных усилий, полная сводная спецификация металла. На чертежах КМ указывается вид сварки, сварочные материалы, класс прочности и точности болтов, антикоррозионная защита конструкций.

По чертежам КМ заказывается металл и разрабатываются чертежи КМД. Чертежи КМД разрабатываются в конструкторском бюро завода-изготовителя металлических конструкций с учетом технологических особенностей и

возможностей завода. В свою очередь, чертежи КМД также состоят из двух частей: в первой части содержатся детализовочные чертежи конструкций, предназначенные для изготовления этих конструкций; во второй части содержатся чертежи, необходимые для монтажа конструкций.

Первая часть чертежей КМД должна содержать: детализовочные чертежи конструкций (отправочных марок) с указанием размеров конструкций в сборе и размеров отдельных деталей; спецификацию деталей, образующих конструкцию, таблицу отправочных марок, таблицу сварных швов, технические требования к изготовлению конструкций (вид сварки, сварочные материалы, катеты сварных швов, диаметр отверстий, способ образования отверстий, виды реза, антикоррозионная защита).

Вторая часть чертежей КМД должна содержать: общие данные (ведомость рабочих чертежей, типы монтажных соединений, натяжение болтов, сварочные материалы); схемы расположения конструкций, включая ведомость отправочных марок; ведомость монтажных метизов; чертежи узлов сопряжений конструктивных элементов с указаниями по применению монтажных крепежных деталей.

Тема 6

Стропильные фермы

Типы и области применения ферм

Ферма - это плоская, геометрически не изменяемая конструкция, составленная из отдельных прямолинейных стержней. Фермы состоят из верхнего и нижнего поясов, между которыми располагаются элементы решетки - раскосы и стойки (см. рис.6.1). Основными геометрическими параметрами ферм являются: пролет (l), расстояние между узлами верхнего пояса - размер панели (l_n), уклон верхнего пояса (i) и высота фермы на опоре ($h_{оп}$).

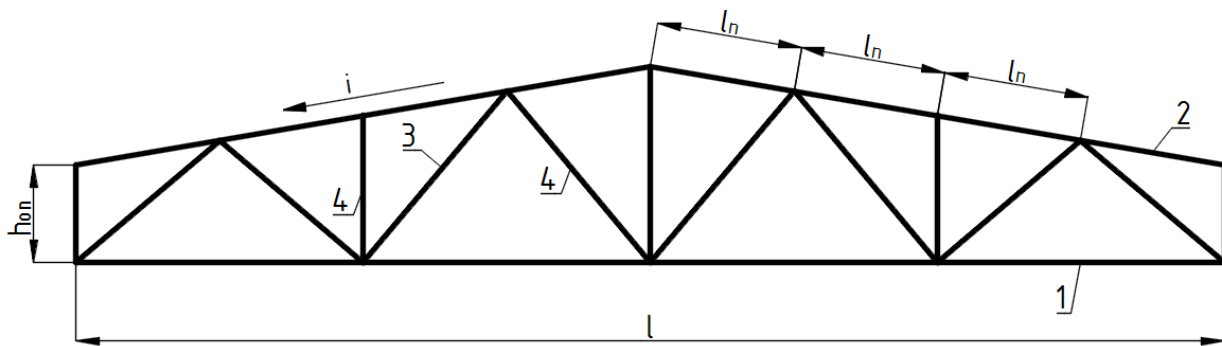


Рис. 6.1 Ферма: 1- верхний пояс; 2- нижний пояс; 3-раскосы; 4- стойки.

Преимущественно фермы используются в качестве несущих элементов покрытий. Кроме того, фермы используются в качестве пролетных строений мостов, и транспортных галерей, граней башен и мачт.

Наиболее употребительные очертания ферм, приведены на рис.6.2. Для крутоуклонных кровель используются фермы треугольного очертания. К их недостаткам можно отнести следующие: сопряжение с колонной может быть только шарнирным; в средней части раскосы получаются чрезмерно длинными и их сечение приходится часто назначать по предельной гибкости, т.е. прочность металла в них недоиспользуется. Кроме того, очертание треугольных ферм не в полной мере соответствует эпюре изгибающих моментов, которая при равномерной нагрузке будет очерчена по квадратной параболе.

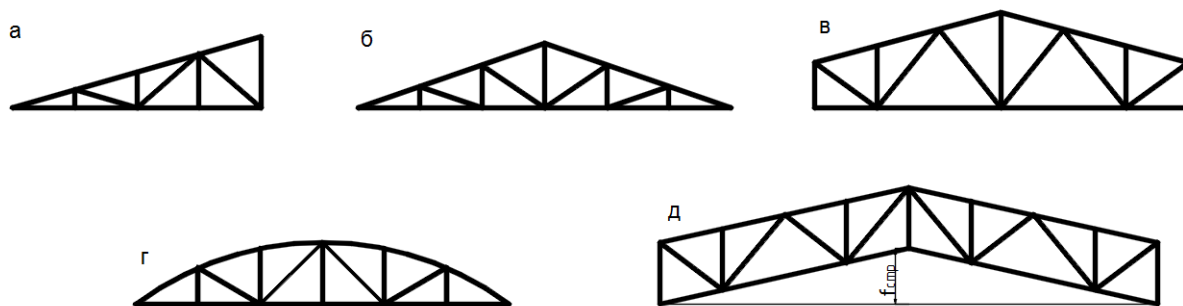


Рис.6.2 Очертания ферм: а, б- треугольное; в- трапецеидальное; г- полигональное; д- с параллельными поясами.

Трапецеидальные фермы являются наиболее распространенными, они в лучшей степени соответствуют эпюре моментов и лишены недостатков, указанных для треугольных ферм. Полигональные фермы в еще большей степени соответствуют эпюре изгибающих моментов. Однако, при этом увеличивается количество переломов верхнего пояса, т.е. верхний пояс собирается из большего количества элементов. Увеличение количества сборочных элементов существенно увеличивает трудоемкость изготовления. Фермы полигонального очертания находят применение преимущественно для пролетных строений мостов. Преимуществами ферм с параллельными поясами являются одинаковые углы наклона раскосов (т.е. узлы собираются по одному шаблону) и одинаковые длины элементов решетки.

Для большинства ферм нижний пояс при отсутствии нагрузки имеет прямолинейное очертание. Однако, в некоторых случаях, нижний пояс может иметь обратный выгиб, называемый строительным подъемом (см. рис. 6.2 д). Строительный подъем компенсирует прогиб фермы под нагрузкой и предусматривается для ферм пролетом более 36 м и для ферм с плоской кровлей. В первом случае, значение строительного подъема принимается равным прогибу фермы от постоянных и длительных нагрузок, а во втором случае - прогибу фермы от всех нагрузок плюс $1/200$ пролета.

Типы решеток, используемых в фермах, приведены на рис. 6.3. Треугольный тип решетки состоит из одних только раскосов, которые работают и на растяжение, и на сжатие. Количество раскосов равно удвоенному количеству панелей верхнего пояса. Поскольку элементы решетки воспринимают поперечную силу, то усилие в них будет тем меньше, чем больше угол между раскосом и горизонталью. Преимуществом второго типа решетки (треугольной со стойками) является резкое уменьшение количества элементов. Если в первом случае для шестипанельной фермы ($l = 18$ м) количество элементов решетки (без опорных стоек) равно 12, то во втором (при одинаковом количестве панелей) только 8. Преимуществом раскосной решетки (см. рис.6.2 в) является то, что здесь длинные элементы (раскосы) работают

на растяжение, а короткие (стойки) - на сжатие. Кроме того, раскосная решетка также, как и треугольная, обладает большой жесткостью и поэтому применяется при больших поперечных силах и при небольшой высоте ферм.

Решетки, изображенные на рис.6.3 г, д, е, ж, относятся к специальным. Шпренгельная используется для уменьшения расстояния между узлами верхнего пояса, например, при внеузловой нагрузке, вторая - при нагрузке переменной направленности (например, ветровой). Полураскосная и ромбическая решетки обладают повышенной жесткостью и поэтому используются в конструкциях с небольшими поперечными размерами (в башнях, мачтах, опорах ЛЭП).

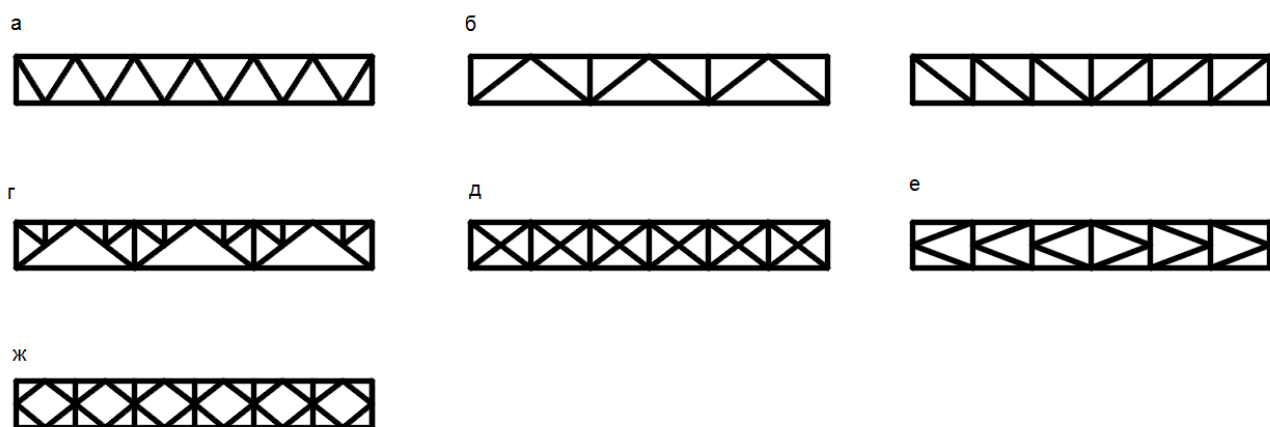


Рис.6.3 Типы решёток ферм: а- треугольная; б- треугольная со стойками; в- раскосная; г- шпренгельная; д- крестообразная; е- полураскосная; ж- ромбическая.

При реальном проектировании высота ферм ограничивается транспортными соображениями за исключением ферм, сборка которых осуществляется на монтажной площадке. При проектировании также следует учитывать требования унификации, стандартизации и вид ограждающих элементов покрытия.

Определение усилий в стержнях ферм

Расчет ферм начинается с определения нагрузок. Нагрузки на ферму могут быть равномерно распределенными (от собственного веса покрытия, снега, ветра) и сосредоточенными, приложенными к верхнему и нижнему поясу. Снеговую нагрузку на ферму необходимо учитывать как распределенную по всему пролету, так и на половине пролета (слева и справа) (см. рис.6.4). При нагрузке на половине пролета напряженное состояние средних раскосов может оказаться более неблагоприятным, чем при нагрузке по всему пролету. При расчете ферм следует также учитывать опорные моменты, если сопряжение ферм с колоннами жесткое.

От внешней нагрузки в стержнях ферм возникают осевые усилия (растяжение или сжатие), а также изгибающие моменты. При определении осевых усилий узлы ферм считаются шарнирными, а вся нагрузка приводится к узловой, включая опорные моменты, которые заменяются парой сил. Осевые усилия могут быть определены либо аналитически (вырезанием узлов или методом сечений), либо графически (построением диаграммы Максвелла-Кремоны). Усилия в стержнях ферм определяются отдельно от каждой нагрузки. Это дает возможность в дальнейшем находить наименее выгодные сочетания усилий для каждого стержня.

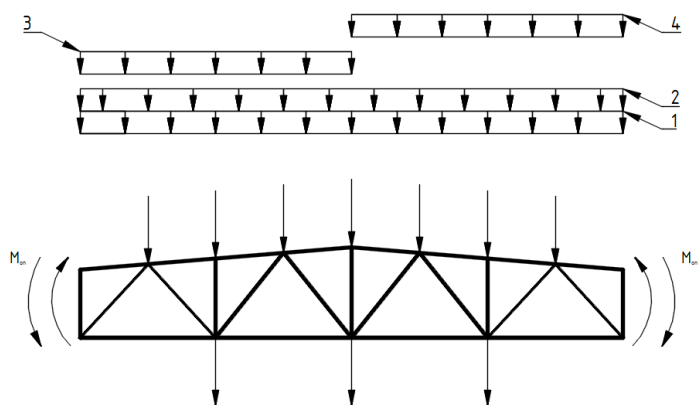


Рис.6.4 Нагрузки действующие на ферму: 1-нагрузка от собственного веса покрытия; 2- снеговая по всему пролёту; 3- снеговая на левой половине пролёта; 4- снеговая на правой половине пролёта.

Изгибающие моменты в стержнях ферм определяются при наличии внеузловой нагрузки, эксцентриситета в узлах (оси стержней в узле не пересекаются в одной точке), а также если поперечная жесткость стержней в плоскости фермы превышает предельные значения. Изгибающие моменты от внеузловой нагрузки на верхний или нижний пояс фермы могут быть определены как для неразрезной балки на упруго проседающих опорах, где опорами являются узлы фермы. Появление изгибающих моментов от эксцентриситетов в узлах ферм следует исключать на стадии конструирования: оси стержней в узлах должны пересекаться в одной точке. Неизбежность появления эксцентриситетов в узлах может быть обусловлена только в стыках поясов (см. рис.6.5), из-за того, что там сопрягаются профили разных размеров. При наличии эксцентриситета изгибающий момент в этом узле будет равен: $M = N_2 \cdot e$. Этот момент допускается распределять между стержнями, сопрягаемыми в данном узле, прямо пропорционально их погонной жесткости, например, для стержня №1:

$$M_1 = M \cdot i_1 / \sum i_i, \quad (6.1)$$

где M_1 - часть момента, приходящаяся на стержень №1; i_1 - погонная жесткость этого стержня; $\sum i_i$ - сумма погонных жесткостей стержней сопрягаемых в данном узле. Погонная жесткость здесь определяется делением момента инерции сечения стержня в плоскости фермы на длину стержня. Узловые эксцентриситеты допускается не учитывать, если отношение эксцентриситета к высоте сечения пояса не превышает 1.5% высоты пояса.

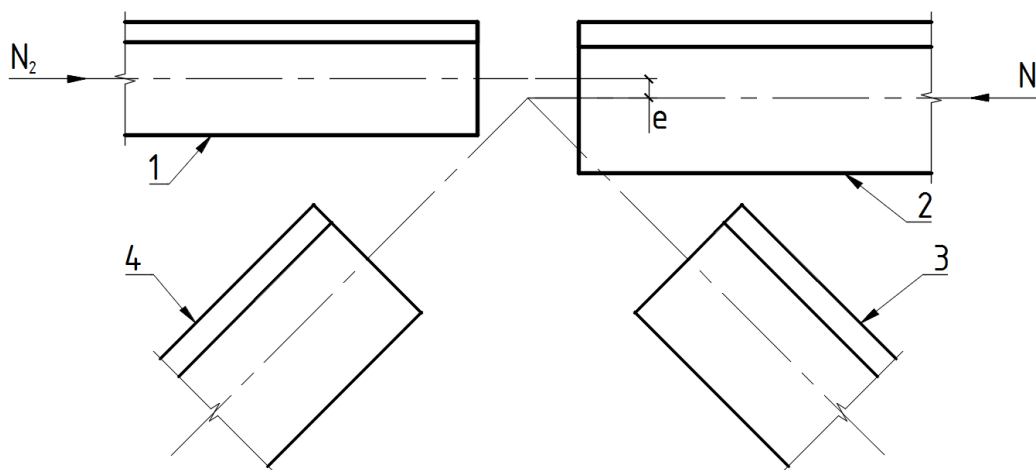


Рис.6.5 Эксцентриситет в месте стыка поясных стержней.

Изгибающие моменты, возникающие из-за жесткости узлов ферм, учитываются только для стержней из двутавров и труб при отношении высоты их сечения (размер в плоскости фермы) к его длине большей 1/10. Однако, как показывают экспериментальные исследования, изгибающие моменты, возникающие из-за жесткости узлов, не оказывают существенного влияния на напряженно-деформированное состояние стержней фермы.

Типы сечений стержней

Наиболее распространенным сечением стержней ферм является сечение из двух уголков (см. рис.6.6 а). Такое сечение удобно при конструировании узлов и позволяет варьировать радиус инерции в плоскости и из плоскости фермы, используя равнополочные или неравнополочные уголки. Однако, сечения из двух уголков имеют ряд недостатков: большая часть металла концентрируется у центра тяжести сечения, поэтому геометрические характеристики, например радиус инерции, получаются далеко не наибольшими при данной площади поперечного сечения, что влечет за собой увеличение расхода металла для сжатых стержней; большое

количество сборочных деталей, например для сборки узла, изображенного на рис. 6.6 а, требуется семь сборочных деталей, что увеличивает трудозатраты и объемы сварочных работ; большая поверхность для окраски и трудоемкость возобновление окраски между уголками.

Сечения стержней из прямоугольных и круглых труб (см. рис. 6.6 б, в) полностью свободны от недостатков сечений из уголков: металл не концентрируется у центра тяжести сечения, количество сборочных деталей в узле и поверхность для окраски минимальные. Однако, узлы ферм из труб следует проверять на вырывание или продавливание, что может потребовать увеличение поперечного сечения стержней по сравнению с расчетом на растяжение или сжатие.

Применение тавров для поясов ферм (см. рис. 6.6 г) также позволяет улучшить экономические показатели ферм по сравнению с фермами из спаренных уголков: сокращаются трудозатраты за счет уменьшения количества сборочных деталей и объема сварочных работ, снижается расход металла за счет лучших геометрических характеристик тавра и за счет уменьшения размеров фасонки.

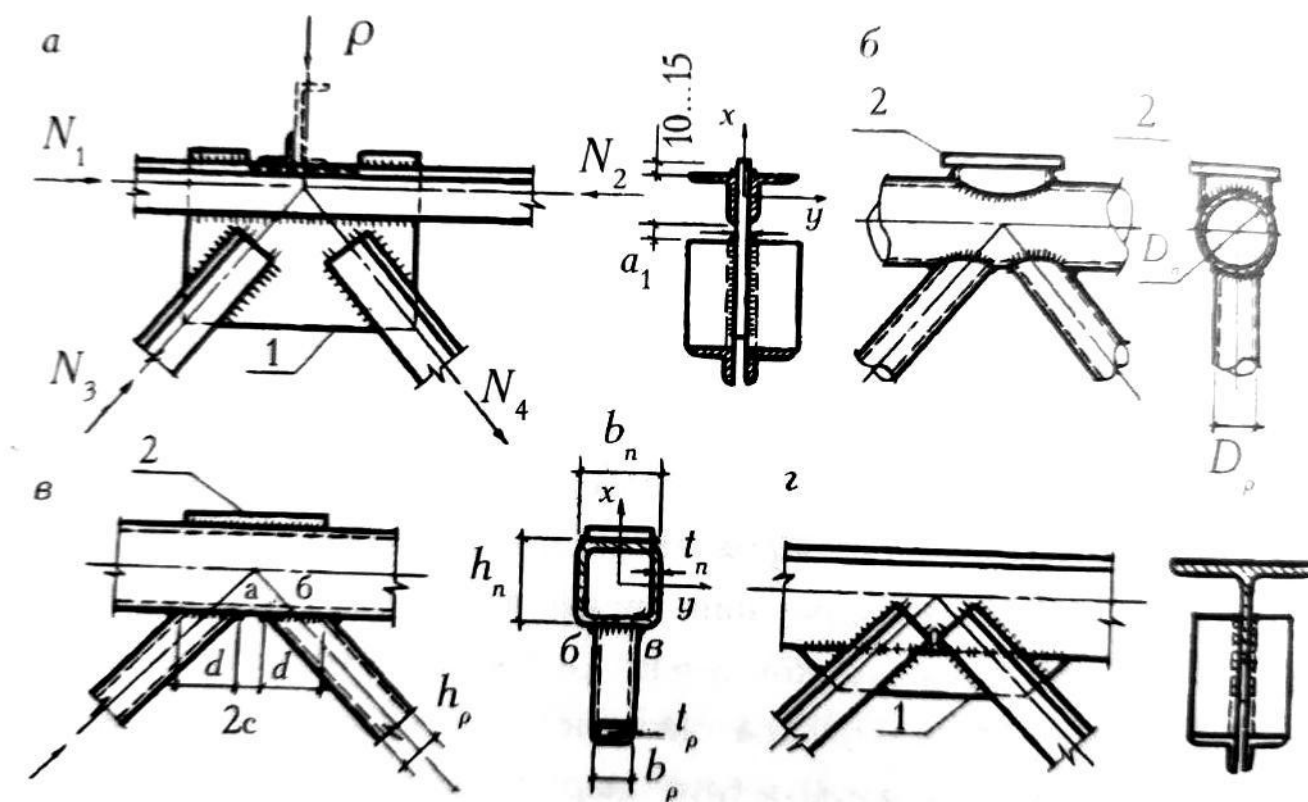


Рис. 6.6 Узлы ферм: а- из парных уголков; б- из круглых труб; в- из прямоугольных труб; г- пояса из тавров, раскосы из парных уголков; 1- фасонка; 2- распределительная деталь.

Изготовление стержней ферм из одиночных уголков примерно в два раза уменьшает количество сборочных деталей и существенно снижает объем сварочных работ по сравнению с фермами из парных уголков, также улучшаются условия для нанесения и возобновления антикоррозийного покрытия. Недостатком ферм из одиночных уголков является асимметрия относительно вертикальной плоскости, которая сопровождается появлением крутящих моментов, а также изгибающих моментов как в плоскости, так и из плоскости фермы. Узлы ферм из одиночных уголков решаются по аналогии с узлом, изображенным на рис. 6.6 г.

Для ферм больших пролетов ($l > 36$ м), а также для ферм, воспринимающих большие нагрузки, например, для ферм, используемых в качестве пролетных строений мостов, могут быть использованы двутавровые (Н-образные) профили как для поясов, так и для стержней решетки.

Определение расчетных длин стержней ферм

Для ферм различают расчетные длины в плоскости (l_x) и из плоскости фермы (l_y). Значение расчетной длины определяется, прежде всего, расстоянием между точками, закрепленными от смещений. Для раскосов и стоек такими точками в плоскости и из плоскости фермы являются геометрические центры узлов. То же для стержней поясов, но только в плоскости фермы. Из плоскости такими точками для стержней поясов являются узлы, закрепленные с помощью других конструктивных элементов (прогонов, связей). Другим фактором, определяющим значение расчетной длины, является жесткость узлового соединения стержней. Из плоскости фермы жесткость узла определяется его конструктивным решением. Например, жесткость узлового соединения, изображенного на рис. 6.6 а, будет меньше, чем узлового соединения на рис. 6.6 б. Жесткость узлового соединения в плоскости фермы также зависит от конструктивного решения, но в еще большей степени, от количества и мощности растянутых элементов, примыкающих к данному узлу, т.к. именно, растянутые элементы препятствуют повороту узла в плоскости фермы (относительно оси "х").

При переменном усилии по длине стержня, как это показано на рис. 6.7, его расчетная длина определяется по формуле:

$$l_y = (0.75 + 0.25 \cdot N_2 / N_1) \cdot l_1, \quad (6.2)$$

где $N_1 > N_2$. Формула (6.2) действительна при $l_2 \approx l_3$.

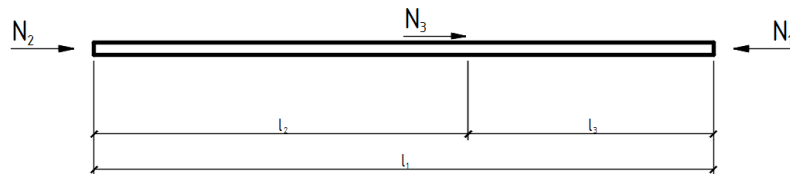


Рис. 6.7 К определению расчётной длины стержня с переменным осевым усилием.

Подбор сечений стержней ферм

Требуемая площадь и радиусы инерции сечений растянутых стержней определяются по следующим формулам:

$$A_{\text{тр}} = N/R_y, \quad i_{x\text{тр}} = l_x/\lambda_{\text{пр}}, \quad i_{y\text{тр}} = l_y/\lambda_{\text{пр}}, \quad (6.3)$$

где $\lambda_{\text{пр}}$ - предельная гибкость. Для растянутых стержней при статической нагрузке гибкость ограничивается только в вертикальной плоскости и равна 400, а при динамической в обеих плоскостях - 250 для поясов и опорных раскосов и 300...350 для прочих стержней. Ограничение гибкости здесь продиктовано предотвращением искривлений от случайных воздействий, провисаний от собственного веса и вибраций от динамических нагрузок.

По характеристикам, найденным по формулам (6.3) принимается соответствующий размер профиля, имеющий характеристики не меньше требуемых. При этом для ферм из труб необходимо учитывать следующие рекомендации:

- диаметр трубы для стержней решетки должен находиться в пределах: $(0.1...1) \cdot D_{\text{п}}$, а ширина трубы (b_p) для раскосов и стоек ферм из прямоугольных труб: $0.6b_{\text{п}}...[b_{\text{п}} - 2(t_{\text{п}} + t_p)]$ (значения использованных символов см. рис. 6.6 б, в);

- толщина стенки труб должна быть не меньше 3 мм;

отношение диаметра трубы к толщине стенки не должно быть больше значений, указанных в таблице 6.1, а отношение наибольшего размера прямоугольной трубы ("h" или "b") к толщине не более 45 для поясов и 60 для решетки.

Для сжатых стержней из уголков и тавров вначале задаются гибкостью (λ) в пределах 80...100 для поясов, опорных раскосов и стоек и 100...120 для прочих

элементов решетки. Затем определяются площадь поперечного сечения и радиусы инерций:

$$A_{тр} = N \cdot \gamma_n / \varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c, \quad i_{xтр} = l_x / \lambda, \quad i_{yтр} = l_y / \lambda. \quad (6.4)$$

После этого по сортаменту принимают соответствующий профиль. Для сжатых стержней из труб оптимальный средний диаметр (D_{cp}) и ширина прямоугольной трубы определяются по формулам:

$$D_{cp} = 0.12 \cdot ((N \cdot \Pi / \sqrt{R_y})^3 \cdot l_{ef}^2)^{1/8}; \quad (6.5)$$

$$b = 0.15 \cdot ((N \cdot \Pi / \sqrt{R_y})^3 \cdot l_y^2 / (3\alpha^2 + 4\alpha + 1))^{1/8}, \quad (6.6)$$

где Π - предельное отношение диаметра (ширины) трубы к толщине, определяемые для круглых труб по таблице 6.1, а для прямоугольных $\Pi = 45$ для поясов и опорных раскосов и стоек и $\Pi = 60$ для прочих стержней решетки; α - отношение высоты прямоугольной трубы к ее ширине, определяемое в зависимости от соотношения расчетных длин:

$$\alpha = \sqrt[3]{(l_x / l_y)^4}, \quad (6.7)$$

где l_x, l_y - расчетные длины, соответственно, в плоскости и из плоскости фермы ($l_y \geq l_x$). В формулах (6.5) и (6.6) осевое усилие подставляется в "МН", расчетное сопротивление в МПа, расчетная длина в "м".

Таблица 6.1

Предельные отношения диаметра к толщине

Значение предела текучности, МПа	Для поясов	Для решетки	
		при сжатии	при растяжении
<295	40	90	90
295...390	35	80	
>390	30	70	

Другие размеры труб определяются следующим образом: толщина круглой трубы: $t = D_{cp} / \Pi$, тоже прямоугольной: $t = b / \Pi$, высота прямоугольной трубы: $h = \alpha \cdot b$. После этого по сортаменту принимается труба, имеющая размеры ближайшие к найденным значениям. При этом должны быть соблюдены рекомендации, указанные

выше (см. подбор растянутых стержней). Принятая труба проверяется на общую устойчивость:

$$\sigma = N/\varphi \cdot A \leq R_y, \quad (6.8)$$

местную устойчивость:

$$D/t \leq \Pi; \quad b/t \leq \Pi \quad (6.9)$$

и по гибкости:

$$l_{\max}/i \leq \lambda_{\text{пр}}, \quad (6.10)$$

где $\lambda_{\text{пр}}$ - предельная гибкость. Для сжатых поясов, опорных раскосов и стоек предельная гибкость равна: $180 - 60\alpha_1$, тоже для прочих элементов решетки: $210 - 60\alpha_1$, где $\alpha_1 = N/(\varphi \cdot A \cdot R_y)$.

Конструирование и расчет рядовых узлов ферм

Конструктивное решение узлов ферм зависит, прежде всего, от вида используемых профилей. На рис.6.6 а изображен узел фермы со стержнями из спаренных уголков. При конструировании этого узла, также как и узлов из других профилей следует стремиться к тому, чтобы оси сопрягаемых стержней пересекались в одной точке.

Для снижения влияния сварочных напряжений расстояние между сопрягаемыми уголками (размер "а") не должен быть меньше $6t_{\text{ф}} - 20$ мм, но и не больше 80 мм. Здесь " $t_{\text{ф}}$ " - толщина фасонки, назначаемая по наибольшему усилию в стержнях решетки. При усилиях в пределах (150...1800) кН толщина фасонки назначается в интервале (6...20) мм. Размеры фасонки определяются длинами сварных швов, прикрепляющих уголки к фасонке. Сварные швы, прикрепляющие поясные уголки к фасонке, рассчитываются на равнодействующее усилие равное: $\sqrt{P^2 + (N_2 - N_1)^2}$. В пределах одного узла рекомендуется использовать сварные швы с катетом одного значения. Учитывая сложное напряженное состояние в фасонках, а также значимость сварочных напряжений в узлах ферм, рекомендуется сталь для фасонки принимать как для конструкций 1-ой группы (применение сталей С235 и С245 не допускается).

Узлы ферм из круглых и прямоугольных труб приведены соответственно на рис. 6.6 б и в. При действии на поясную трубу сосредоточенной нагрузки следует предусматривать распределительные детали в виде пластин для прямоугольных труб и отрезков трубы для круглых. Вместо отрезков труб могут быть использованы отрезки швеллеров (см. рис. 6.8 а). Если в узле происходит наложение труб решетки

(см. рис. 6.8 а), то "пропускаемой" является труба большего размера, при этом сварной шов на участке, перекрываемом другой трубой, может отсутствовать.

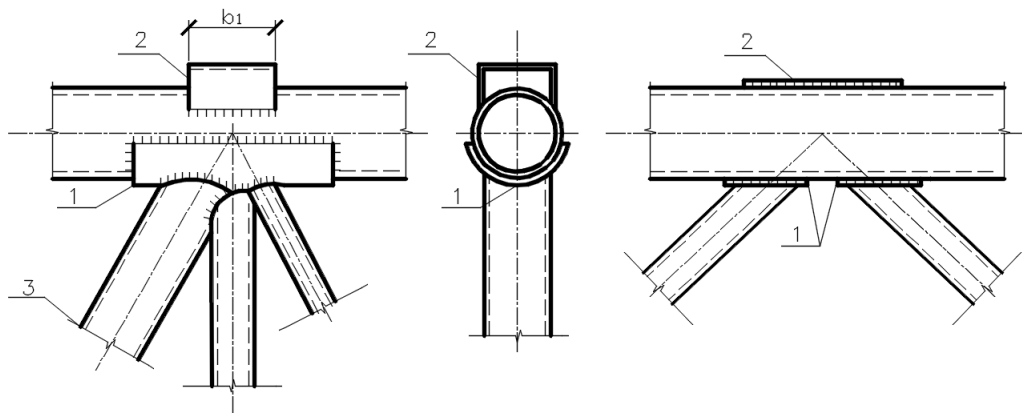


Рис. 6.8 Узлы ферм из труб с элементами усиления: 1-накладка; 2-распределительная деталь; 3- пропускаемая труба.

При конструировании узлов ферм с поясами из тавров следует стремиться к бесфасоночному варианту. Если высоты стенки тавра не достаточно для расположения сварных швов, прикрепляющих стержни решетки, то добавляется фасонка, именно такой вариант узла изображен на рис.6.6 г.

Расчет узлов ферм из сдвоенных уголков и тавров сводится к определению размеров сварных швов. Для узлов ферм из круглых труб выполняются следующие расчеты:

- расчет на продавливание поясной трубы от совокупности воздействий, передаваемых примыкающими стержнями решетки;
- расчет на прочность примыкания каждого элемента решетки к поясу;
- расчет на прочность сварных швов.

Последние два расчета выполняются и для узлов ферм из прямоугольных труб. Кроме того, узлы из прямоугольных труб рассчитываются:

- на продавливание (вырывание) участка горизонтальной стенки поясной трубы в месте примыкания каждого стержня решетки (этот расчет не делается, если $b_p/b_n > 0.9$);
- на прочность участка вертикальной стенки пояса в месте примыкания только сжатого стержня решетки (этот расчет не делается, если $b_p/b_n \leq 0.85$).

Расчеты на прочность стержней решетки в местах примыкания к поясам обусловлены разной сопротивляемостью участков поясной трубы по периметру примыкания, что влечет за собой неравномерное распределение напряжений (см. рис. 6.9). Т.е. при среднем напряжении (σ_{cp}), не превышающем расчетного

сопротивления (это контролируется на стадии подбора сечения стержня решетки), наибольшее напряжение в месте примыкания ($\sigma_{\max}$) может превышать этот предел.

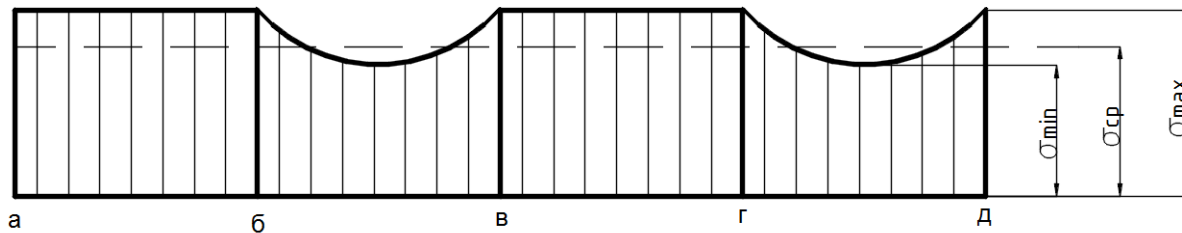


Рис.6.9 Распределение напряжений по периметру примыкающей прямоугольной трубы раскоса к поясной трубе. Расположение точек а, б, в, г см. рис.6.6г.

Опорные узлы ферм

Сопряжение ферм с колоннами может быть жестким или шарнирным. На рис. 6.10 приведены возможные конструктивные решения опорных узлов при жестком сопряжении. Узел на рис. 6.10 а соответствует ферме, изображенной на рис. 6.1 - с восходящим (сжатым) опорным раскосом. В первом случае вертикальное опорное давление передается на колонну нижней частью опорного узла, а во втором - верхней частью. Кроме вертикального опорного давления в опорных узлах при жестком сопряжении действуют также горизонтальные усилия (H_1 и H_2), являющиеся парами сил от опорных моментов. При расчете сварных швов используется большее из этих двух усилий, которое в дальнейшем будет обозначено $H_{\max}$, а расчет болтов выполняется на усилие, которое отрывает ферму от колонны, в дальнейшем оно будет обозначено через N_0 .

Фланцевые соединения, используемые в опорных узлах, изображенных на рис. 6.10 и работающие на растяжение, проектируются с применением высокопрочных болтов, а сами фланцы изготавливаются из низколегированных сталей с гарантированными механическими свойствами в направлении толщины проката (09Г2С-15, 14Г2АФ-15). Требуемая площадь "нетто" сечения одного болта ($A_{\text{бп}}$) определяется из проверочной формулы:

$$N_1 \leq N_6, \quad (6.11)$$

где N_1 - усилие, приходящееся на один болт. В общем случае, это усилие определяется по формуле:

$$N_1 = H_0/n + H_0 \cdot e_\delta \cdot h_1/n_1 \cdot \sum h_i^2, \quad (6.12)$$

где n , n_1 - соответственно общее количество болтов и количество болтов в горизонтальном ряду; e_δ - расстояние от центра болтового соединения до центра узла (см. рис. 6.10а); h_i - расстояние от оси вращения до рассматриваемого болта. На рис. 6.10а за ось вращения принята линия проходящая через крайние верхние болты.

Расчетное усилие при растяжении одного высокопрочного болта (N_δ) равно:

$$N_\delta = 0.9 \cdot R_{bh} \cdot A_{bn} \quad (6.13)$$

где R_{bh} - расчетное сопротивление металла болта при растяжении. Предварительное натяжение болта принимается равным " N_δ ".

Как правило в опорных узлах где нет вертикальной опорной реакции (см. рис.6.10б и рис.6.10а) $e_6=0$. Для этих узлов принимается $n=4$, а $n_1=2$.

Длина (h) и ширина (b) опорных фланцев определяются из конструктивных соображений: исходя из размера фасонки, размеров поясных труб (для узла на рис.6.10б) и размещения болтов. Толщина фланцев определяется из условия прочности при изгибе ($M/W \leq R_y$):

$$t_{фл} \geq (6 \cdot M / (R_y \cdot a_5))^{1/2}, \quad (6.14)$$

где a_5 - для узла на рис.6.10а это меньшее значение из двух сумм: a_2+a_4 или $a_3+a_2/2$; для узла на рис. 6.10б это меньшее значение из двух размеров: a_2 или $2a_4$.

Значение изгибающего момента определяется с учетом защемления:

$$M = N_1 \cdot a_4 / 2. \quad (6.15)$$

Для нижней части узла на рис.6.10а и верхней части на рис.6.10б должно соблюдаться условие:

$$t_{ф} \geq V / R_p \cdot b, \quad (6.16)$$

где R_p - расчетное сопротивление смятию торцовой поверхности при наличие пригонки;

V - вертикальная опорная реакция.

Прочность сварных швов, прикрепляющих опорные фланцы к стержням ферм в общем случае проверяется на действие трех усилий: нормального усилия (N_{max}), изгибающего момента ($N_{max} \cdot e$) и вертикальной опорной реакции (V). Появление изгибающего момента здесь обусловлено несовпадением центра узла с серединой сварного шва. Проверочная формула имеет следующий вид:

$$([N_{max} + 6 \cdot N_{max} \cdot e / (l_1 - 1 \text{ см})]^2 + V^2)^{1/2} / [2\beta_f \cdot k_f (l_1 - 1 \text{ см})] \leq R_{wf} \cdot \gamma_{wf}, \quad (6.17)$$

где e - эксцентриситет приложения усилия N_{max} относительно середины сварного шва (см. рис.6.10а). Если $N_{max}=N_0$, то вместо "e" принимается " e_6 ". Для узла на рис. 6.10б и для верхней части узла на рис.6.10а $e=e_6=0$. Опорная реакция (V) учитывается при расчете только нижней части узла на рис. 6.10 а и верхней - на рис.6.10б. При расчете узла на рис.6.10б значение " l_1 " принимается равным половине периметра трубы.

Для нижней части узла на рис.6.10а следует выполнить также проверку прочности фасонки по приведенному напряжению:

$$((N_{max} + 6N_{max} \cdot e / l_1)^2 + 3V^2)^{1/2} / (t_{ф} \cdot l_1) \leq 1.15 \cdot R_y. \quad (6.18)$$

Размер " l_1 " для этого узла определяется размером опорной фасонки. Размеры опорного столика ($t_{ст}$, $b_{ст}$, $h_{ст}$) назначаются точно также, как для балок. Конструктивные решения опорных узлов ферм из других профилей выполняются аналогично.

При шарнирном сопряжении конструктивное решение опорных узлов ферм сохраняется. Отличие состоит в том, что ферма прикрепляется к надколоннику, который устанавливается на колонну сверху и соединяется с ней шарнирно. При расчете шарнирных узлов усилия " N_1 " и " N_2 " принимаются в вышеприведенных формулах равными нулю.

Монтажные узлы ферм

Для обеспечения большей транспортабельности фермы пролетом более 15 м, как правило, членятся на две и более отправочные марки. На строительной площадке отправочные марки объединяются в единую конструкцию и затем монтируются в проектное положение. При этом, точность и надежность сборки определяется конструктивным решением монтажных узлов. На рис.6.11 приведены монтажные узлы ферм из парных уголков и прямоугольных труб при их членении на две отправочные марки (полуфермы).

Конструктивное решение монтажного узла должно быть таким, чтобы отправочные марки были бы идентичными. Этому требованию отвечает конструкция узла на рис.6.11а. Узловая фасонка разрезается на две одинаковые детали, а передача усилия с одной полуфермы на другую осуществляется с помощью вертикальных и горизонтальных накладок. При этом одна вертикальная накладка приваривается на заводе к правой полуферме, а другая к левой, соответственно, на монтажной площадке наоборот: первая приваривается к левой, а вторая к правой полуферме (на рис.6.11 заводской шов показан "ресничками", а монтажный - крестиками). Горизонтальные накладки привариваются к левой и правой полуферме на монтажной площадке. Болты в узле предусмотрены только для сборки. После сварки они могут быть сняты. Деталь 4 предусматривается, если это требуется, для крепления элементов связей. При конструировании монтажных узлов следует учитывать требования, приведенные для рядовых узлов. Монтажный узел ферм из труб решается с помощью фланцев и болтов. Между фланцами вставляется прокладка, которая используется для крепления центральной стойки и элементов связей.

Расчет монтажных узлов производится, как правило, из условия равнопрочности. Расчетное усилие для соединительных деталей и сварных швов принимается равным несущей способности соединяемых стержней по прочности. Усилие в поясных стержнях и в раскосах равно:

$$N_n = 1.2 A_n R_y; \quad N_p = 1.2 A_p R_y, \quad (6.19)$$

где A_n и A_p - соответственно площадь сечения пояса и раскоса; 1.2 - коэффициент, учитывающий сложное напряженное состояние в узле.

Усилие с одной полуфермы из парных уголков передается на другую полуферму через горизонтальные и вертикальные накладки. Усилие, приходящее на вертикальные накладки, ограничивается высотой части фасонки, вовлекаемой в передачу этого усилия, которая, в данном случае, равна удвоенному размеру вертикальной полки поясного уголка (b_{n1}). Тогда условие прочности в сечении "а-а" будет иметь следующий вид:

$$N_n \leq (2A_n + 2b_{n1} \cdot t_f) R_y \quad (6.20)$$

где A_n - площадь сечения одной накладки; t_f - толщина фасонки.

Из (6.20) можно найти требуемую площадь сечения одной накладки:

$$A_{нтр} \geq N_n / 2R_y - b_{n1} \cdot t_f. \quad (6.21)$$

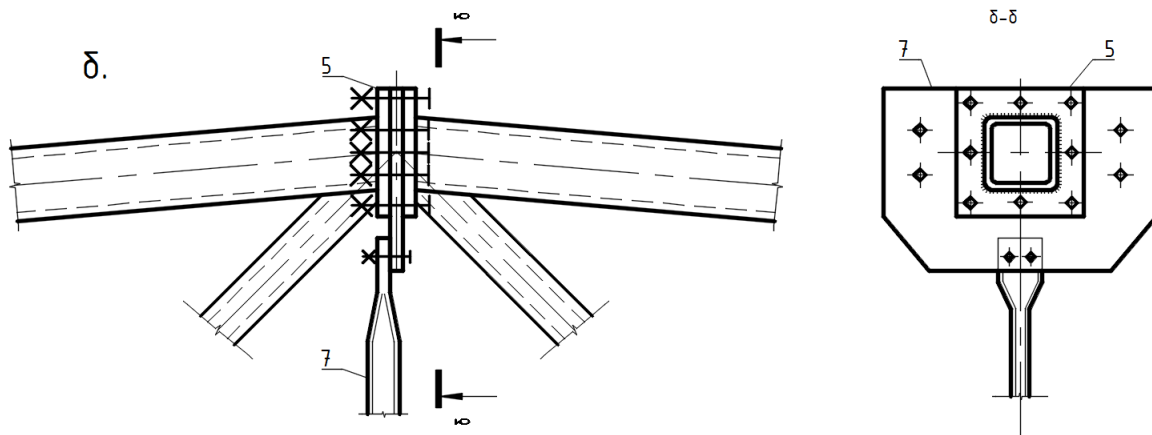


Рис.6.11 Монтажные узлы ферм: а- из парных уголков; б- из прямоугольных труб; 1- вертикальные накладки; 2- накладки по верхнему поясу; 3- фасонка; 4- детали для крепления связей; 5- фланец; 6- прокладка; 7- стойка.

Ширина и толщина горизонтальных накладок назначаются с учетом найденного значения требуемой площади и, кроме того, следует учесть еще два условия:

$$A_n \geq b_{n2} \cdot t_{yr}; \quad b_n \geq b_{n2} + (10 \dots 20) \text{ мм}, \quad (6.22)$$

где $b_{п2}$ и t_{y2} - соответственно ширина горизонтальной полки поясного уголка и толщина уголка. Тогда усилие в накладке, на которое рассчитываются сварные швы №1 и №2 (см. рис. 6.11а) будет равно:

$$N_n = N_n / (2 + 2 \cdot b_{п1} \cdot t_f / b_n \cdot t_n). \quad (6.23)$$

Предполагается, что усилие N_n распределяется между швами №1 и №2 поровну. Сварные швы №3 и №4 рассчитываются на наибольшее усилие: $N_\phi = N_n - 2N_n$ или $N_\phi = N_n / 2$. Толщина вертикальной накладки принимается, как правило, равной толщине фасонки, а высота определяется длиной сварных швов №5, которые рассчитываются на равнодействующее усилие:

$$N_{равн} = \sqrt{(N_f + N_p \cdot \cos \beta)^2 + (P/2)^2}. \quad (6.24)$$

Высота вертикальной накладки должна быть не меньше $2b_{п1}$. Ширина вертикальной накладки определяется длиной сварного шва №6, а также размещением болтов, диаметр и количество которых назначается без расчета: $d=16...20$ мм, $n=4$. Монтажный узел нижнего пояса конструируется и рассчитывается аналогично узлу верхнего пояса.

В монтажном узле верхнего сжатого пояса ферм из труб (см. рис. 6.11б) рассчитываются только сварные швы, прикрепляющие фланцы к трубам. Все остальные детали назначаются без расчета. В монтажном узле нижнего пояса ферм из труб усилие с одной полуфермы на другую передаются через сварные швы, фланцы и болты. Расчет фланцевого соединения производится по аналогии с расчетом опорного узла ферм из труб (см. выше). Монтажный узел ферм с поясами из тавров может быть выполнен как с помощью накладок, так и с помощью фланцев. В первом случае конструирование и расчет выполняется по аналогии с узлом на рис. 6.11а, а во втором - по аналогии с узлом на рис. 6.11б.

Тема 7

Балки

Общая характеристика

Одним из наиболее распространенных элементов стальных конструкций является балка или элемент, работающий на изгиб. Область применения балок в строительстве чрезвычайно широка: от небольших элементов рабочих площадок, междуэтажных перекрытий производственных или гражданских зданий до большепролетных балок покрытий, мостов, тяжело нагруженных подкрановых балок.

По статической схеме различают однопролетные (разрезные), многопролетные (неразрезные) и консольные балки. Разрезные балки проще неразрезных в изготовлении и монтаже, нечувствительны к различным осадкам опор, но уступают последним по расходу металла на 10...12%. Неразрезные балки разумно применять при надежных основаниях, когда нет опасности перегрузки балок вследствие резкой разницы в осадке опор. Консольные балки могут быть как разрезными, так и многопролетными. По типу сечения балки могут быть прокатными либо составными: сварными, клепаными или болтовыми. В строительстве наиболее часто применяют балки двутаврового сечения. Они удобны в компоновке, технологичны и экономичны по расходу металла. Наибольший экономический эффект (при прочих равных условиях) может быть получен в тонкостенных балках.

Прокатные балки

Прокатные балки применяют для перекрытия небольших пространств конструктивными элементами ограниченной несущей способности, что связано с имеющейся номенклатурой выпускаемых прокатных профилей. Их используют в балочных клетках; для перекрытия индивидуальных подвалов, гаражей, складских помещений; в качестве прогонов покрытий производственных зданий; в конструкциях эстакад, виадуков, мостов и многих других инженерных сооружениях. В сравнении с составными прокатные балки более металлоемки за счет увеличенной толщины стенки, но менее трудоемки в изготовлении и более надежны в эксплуатации. За исключением опорных зон и зон приложения значительных сосредоточенных сил, стенки прокатных балок не требуется укреплять ребрами жесткости. Отсутствие сварных швов в областях контакта полок со стенкой существенно уменьшает концентрацию напряжений и снижает уровень начальной дефектности.

Расчет прокатных балок

Расчет на прочность балок (кроме балок с гибкой стенкой), изгибаемых в одной из главных плоскостей, следует выполнять в соответствии с по формуле

$$\frac{M}{W_{n,min} R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (7.1)$$

где M - расчетное значение изгибающего момента;

$W_{n,min}$ – минимальный момент сопротивления сечения балки.

Разрезные балки, несущие статическую нагрузку, для которых обеспечена общая устойчивость (сжатый пояс раскреплен жестким настилом), обеспечена местная устойчивость стенки и полки и в месте, где действует M_{max} касательные напряжения $\tau \leq 0,9 R_s$, можно рассчитывать с учетом развития пластических деформаций. В этом случае, расчет балок на прочность при изгибе в одной из главных плоскостей выполняют по формуле:

$$\frac{M}{c_1 W_{n,min} R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (7.2)$$

где $c_1 W_{n,min} = W_{pl}$ – пластический момент сопротивления;

c_1 – коэффициент, принимаемый не менее единицы.

На первом этапе расчета балок настила расчетные усилия разрешается определять

$$M = \alpha \cdot M_d \text{ и } Q = \alpha \cdot Q_d;$$

где M_d и Q_d – соответственно балочные значения момента и поперечной силы;

$\alpha = 1,01 \dots 1,02$ – коэффициент, учитывающий собственный вес балок.

При расчете балок настила и второстепенных балок требуемый момент сопротивления соответственно определяют по формуле:

$$\text{при упругой стадии работы материала } W_{calc} = \frac{M}{R_y \cdot \gamma_c},$$

$$\text{при работе в пластической стадии } W_{calc} = \frac{M}{c_1 \cdot R_y \cdot \gamma_c}$$

По значению W_{calc} из сортамента в соответствии с принятым сечением (двутавр, швеллер и др.) выбирают близлежащий номер профиля, у которого $W_{n,min} \geq W_{calc}$.

$W_{n,min}$ – момент сопротивления сечения нетто, принятый по сортаменту.

Коэффициент « c_1 » в первом приближении расчета можно принять равным

$$c_1 = 1,12.$$

Принимая во внимание, что при определении расчетных усилий нагрузка от собственного веса балки принималась приближенно или вообще не учитывалась, следует выполнить корректировку при определении нагрузок с учетом точного веса балки и уточнить расчетные значения действующих

усилий M и Q . Затем уточняют коэффициент « c_1 » и проверяют прочность принятого сечения балки на изгиб по формулам 7.1 или 7.2.

Проверку прочности прокатных балок на сдвиг выполняется по следующей формуле:

$$\frac{Q \cdot S}{I \cdot t_w R_s \cdot \gamma_c} \leq 1 \quad (7.3)$$

где Q - расчетное значение поперечной силы;

S - статический момент сдвигаемой части сечения брутто относительно нейтральной оси;

I - момент инерции поперечного сечения;

t_w - толщина стенки.

Сечение балок считается подобранным удовлетворительно, если отношение усилий по формуле 7.1 или 7.2 и 7.3 минимально близко к 1,0.

Проверка жесткости балок выполняется на нормативные нагрузки.

Прогибы балки не должны превышать предельных значений установленных нормами проектирования. Для разрезной балки, загруженной равномерно распределенной нагрузкой, прогиб можно определить по формуле

$$f_{\max} = \frac{5q_n l^4}{384 EJ} \leq f_u, \quad (7.4)$$

где q_n - нормативная нагрузка;

l - пролет балки;

f_u - предельное значение прогиба.

При невыполнении проверки на жесткость, необходимо увеличить сечение балки и снова определить $f_{\max}$.

Проверка общей устойчивости прокатных балок не требуется, если выполняется одно из следующих условий:

1) при передаче нагрузки через сплошной жесткий настил, непрерывно опирающийся на сжатый пояс балки и непрерывно с ним связанный (железобетонные плиты или стальной настил);

2) если отношение расчетной длины балки l_{ef} из плоскости действия нагрузки (или длины участка балки между связями) к ширине сжатого пояса b_f не превышает предельно допустимых значений (l_{ef}/b_{ef}).

Проверка местной устойчивости поясов и стенки прокатных балок не требуется, т.к. она обеспечена их толщинами, принятыми в сортаменте.

Проектирование составных балок

Подбор сечения составной балки. В балочной площадке главные балки, как правило, проектируют из составных сварных двутавров симметричного сечения (рисунок 7.1), реже – несимметричного сечения.

Для экономии материала в составных балках изменяют сечение по длине в соответствии с эпюрой изгибающих моментов. В этом случае упруго-пластическая работа материала не допустима.

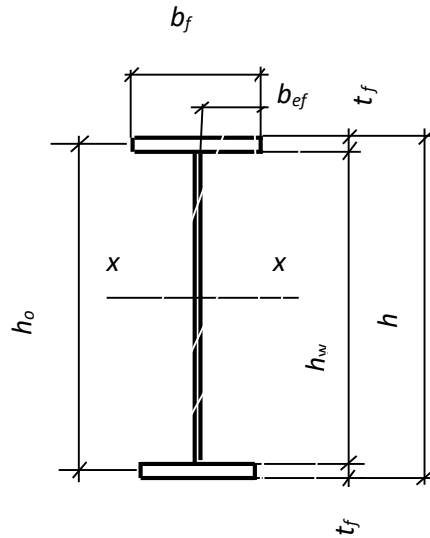


Рисунок 7.1 Сечение составной сварной балки.

Определение нагрузок и расчетных усилий.

При определении нагрузок на главную балку необходимо учитывать нагрузки от покрытия, тип балочной площадки, конструкцию сопряжения балок настила (этажное или в одном уровне) с главной. Нагрузку от собственного веса главных балок учитывают приближенно путем увеличения опорных реакций балок настила на 2...5 % в зависимости от значения нагрузки и пролета главной балки. При количестве балок настила $n > 5$ опорные реакции балок могут быть заменены эквивалентной равномерно распределенной нагрузкой

$$q_{\text{эkv}} = (1,02 \dots 1,05) F / a,$$

где F – опорное давление двух балок настила;

a – шаг балок настила (расстояние между сосредоточенными силами).

Расчетный изгибающий момент в середине пролета главной балки и поперечная сила на опоре будут равны

$$M = \frac{q_{\text{вс}} \cdot l^2}{8} ; \text{ и } Q = \frac{q_{\text{вс}} \cdot l}{2}, \quad (7.5)$$

где l – пролет главной балки.

Определение высоты балки. Проектирование составных балок обычно ведут в два этапа:

- 1) компоновка и подбор сечения балки;
- 2) проверка прочности, жесткости и устойчивости балки в целом и ее элементов.

Подбор сечения балки начинают с определения ее минимальной высоты ($h_{\min}$), при которой она будет удовлетворять заданным условиям жесткости. Для однопролетной шарнирно опертой по концам балки постоянной жесткости, нагруженной равномерно распределенной по всему пролету нагрузкой, минимальная высота сечения определяется по формуле

$$h_{\min} = \frac{5}{24} \frac{R_y \cdot l^2 \cdot (g_n + p_n)}{E \cdot f_u (g + p)}, \quad (7.6)$$

где g_n , p_n – соответственно нормативная постоянная и временная нагрузки;

f_u – нормируемое предельное значение прогиба балки (для главной балки, чаще всего, $f_u = 1/400 l$).

Затем определяют оптимальную высоту сечения балки (h_{opt}). Как правило, оптимальное сечение балки по расходу металла имеет место, когда площади сечений поясов и стенки равны между собой.

Оптимальную высоту сечения балки можно определить по формуле

$$h_{\text{opt}} = k \sqrt{\frac{W_{\text{calc.}}}{t_w}}. \quad (7.7)$$

где $W_{\text{calc.}} = \frac{M}{R_y \cdot \gamma_c}$ – требуемый момент сопротивления балки;

$k = 1,15$ – для балки постоянного по длине сечения;

$k = 1,1$ – для балки переменного сечения.

t_w – толщина стенки предварительно можно определить по эмпирической формуле :

$$t_w = 7 + \frac{3h}{1000} \text{ (мм)} \quad (7.8)$$

где высоту балки можно принять

$h = (1/8 \dots 1/12)l$ (м) – для разрезных;

$h = (1/14 \dots 1/20)l$ (м) – для неразрезных.

Рекомендуемая толщина стенки в зависимости от высоты балки приведена в таблице 7.1 .

Таблица 7.1 Рекомендуемые толщины стенок составных балок и их гибкости

$h, \text{м}$	≤ 1	1,5	2,0	3,0
$t_w, \text{мм}$	8...10	10...12	12...14	16...18
$\lambda_w = h / t_w$	100..125	125...150	145...165	165...185

Кроме того, высота сечения балки должна быть не более строительной высоты перекрытия (h_{cmp}), назначаемой из условий компоновки здания, и не более транспортного габарита по высоте $h_{mp} \leq 3,85 \text{м}$.

Наиболее целесообразно принимать высоту балки близкой к оптимальной высоте h_{opt} и не меньшей h_{min} , установленной из условия допустимого прогиба балки. Естественно, что во всех случаях принятая высота балки должна быть не выше заданной строительной высоты перекрытия.

Рекомендуется также высоту стенки балки назначать с учетом сортамента на листовой прокат. Если высота подобранного значения отличается от размеров листов проката, следует назначать высоту составной балки кратной 50 мм при $h \leq 1 \text{ м}$ и кратной 100 мм – при $h > 1 \text{ м}$.

Определение толщины стенки. После назначения высоты балки определяют толщину стенки. Минимальную толщину стенки определяют исходя из условий работы ее на срез, в соответствии с сортаментом на прокат.

Предварительно высоту стенки принимают:

$$h_w = h - (2...6) \text{ см или } h_w = (0,95...0,98) h,$$

где h – высота сечения балки.

Определяют толщину стенки из условия ее работы на срез

$$t_{w.min} = k' \frac{Q}{h_w \cdot R_s \cdot \gamma_c}, \quad (7.9)$$

где $k' = 1,2$ – при работе на срез всего двутаврового сечения, при опирании балки на колонну сверху по типу, приведенному на рисунке 7.9 б;

$k' = 1,5$ – при работе на срез только стенки балки (без учета поясов), когда опирание сварной балки на колонну выполняется через опорное ребро, приваренное к торцу балки, по типу, приведенному на рисунке 7.9 а, в;

Q – максимальная поперечная сила для балки.

Если толщина $t_{w.min}$ будет отличаться более чем на 2 мм от ранее принятой по формуле для определения h_{opt} , тогда следует назначить толщину стенки $t_w \approx t_{w.min}$ и затем откорректировать значения h_{opt} и h .

Толщину стенки из условия обеспечения местной устойчивости без дополнительной постановки продольных ребер жесткости определяют по формуле

$$t_w \geq \frac{h_w}{6} \sqrt{\frac{R_y}{E}}, \quad (7.10)$$

Окончательную толщину стенки t_w принимают из толщин, полученных по формулам (7.9) и (7.10), и увязывают с сортаментом на листовой прокат.

Обычно минимальную толщину стенки принимают t_w не менее 8 мм (очень редко 6 мм) и назначают при толщине листов до 12 мм кратной 1 мм, а при большей толщине (до 20 мм) – кратной 2 мм. Стенки толщиной более 14 мм проектируют сравнительно редко – как правило, в балках высотой более 2 м и при отношении $h_{opt} / t_w = 160 \dots 220$.

Подбор сечения поясов. После назначения высоты стенки переходят к расчету размеров поясов.

В сварных балках пояса обычно принимают из одиночных листов универсальной стали. Из условия свариваемости толщину поясов назначают не более 2...3 толщин стенки ($t_f \leq 3 t_w$). Применение поясных листов с $t_f > 30$ мм нерационально, так как в этом случае снижается расчетное сопротивление стали.

Ширину пояса составной балки принимают обычно в пределах $b_f = (1/3 \dots 1/5) \cdot h$, но не менее 180 мм ($b_f \geq 180$ мм). При $b_f / h > 1/3$ существенно проявляется неравномерность напряжений по ширине пояса, а при $b_f / h < 1/5$ мала боковая жесткость пояса балки. Поэтому по конструктивным соображениям ширину пояса $b_f < 180$ мм или $b_f < h / 10$ принимать не следует.

Подбор сечения поясов составных балок производится в следующем порядке:

- 1) определяется момент инерции стенки

$$J_{w,calc} = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12}, \quad (7.11)$$

где $h_w \approx (0,96 \dots 0,98) h$ – принимают предварительно.

2) момент инерции поясов

$$J_{f,calc} = J_{calc} - J_{w,calc}, \quad (7.12)$$

где $J_{calc} = W_{calc} \cdot h / 2$ – требуемый момент инерции всего сечения балки;

3) определяют площадь сечения одной полки, учитывая, что момент инерции полок $J_f \approx 2A_f(h_o/2)^2$, где $h_o = h_w + 0,5 (h - h_w)$

$$A_{f,calc} = \frac{2J_{f,calc}}{h_o^2}; \quad (7.13)$$

4) задавшись шириной полки $b_f \approx \frac{1}{4} h$, определяют требуемую толщину

полок

$$t_{f,calc} \geq A_{f,calc} / b_f. \quad (7.14)$$

Окончательно размеры t_f и b_f увязывают с сортаментом на листовой прокат. Ширину полки b_f рекомендуется принимать кратной 10 мм так, чтобы фактическая площадь полок была не менее расчетной:

$$A_f = b_f \cdot t_f \geq A_{f,calc}.$$

При назначении размеров t_f и b_f сжатого пояса необходимо, чтобы соблюдалось условие обеспечения местной устойчивости свеса полки, а именно

$$b_{ef} / t_f \leq 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}},$$

где $b_{ef} = 0,5(b_f - t_w)$.

Для растянутого пояса балки не рекомендуется принимать ширину $b_f > 30t_f$ из условия равномерного распределения напряжений по ширине пояса.

Проверка прочности балки. После назначения размеров элементов сечения балки выполняют ее поверочный расчет.

1). Проверка прочности балок на изгиб, работающих в упругой стадии относительно оси x-x, производится по формуле

$$\frac{M}{W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1 \quad (7.15)$$

где $M = M_{max}$ – максимальный изгибающий момент от внешней нагрузки с учетом фактического веса балки;

$W_x = \frac{2J_x}{h}$ – момент сопротивления сечения балки;

$J_x = \frac{t_w h_w^3}{12} + 2b_f t_f \left(\frac{h_w + t_f}{2} \right)^2$ – момент инерции сечения балки;

$h_w = h - 2t_f$ – высота стенки балки.

Отношение величин по формуле (7.15) должно быть как можно ближе к единице, превышение – не допускается.

Если эти условия не выполняются, то необходимо подкорректировать сечение балки. Обычно это достигается изменением размера ширины полки b_f .

2). Проверка касательных напряжений производится для сечения с поперечной силой $Q = Q_{max}$. Как правило, это относится к сечениям балок в приопорных зонах. Проверка прочности по касательным напряжениям выполняется по формуле

$$\frac{Q \cdot S_x}{I_w \cdot t_w \cdot R_s \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (7.16)$$

где $S_x = b_f t_f (h_w + t_f) / 2 + t_w h_w^2 / 8$ – статический момент полусечения балки относительно нейтральной оси (ось x-x).

Для балок переменного сечения проверка прочности по касательным напряжениям по формуле (7.16) выполняется после расчета по изменению сечения балки по длине.

3). Проверка жесткости балки требуется только тогда, когда сама высота сечения балки меньше минимальной ($h < h_{min}$).

Изменение сечения балки по длине пролета.

Сечение балок подбирают по максимальному моменту. Ближе к опоре моменты уменьшаются и для разрезных балок равны нулю. Поэтому для экономии материала выполняют изменение сечения балки. Теоретически самой экономичной по расходу металла является балка, моменты сопротивления сечений которой повторяют очертание эпюры изгибающих моментов.

В разрезных сварных балках используют обычно два варианта изменения сечений: за счет изменения ширины пояса или высоты стенки (рисунок 7.2 а, б). В балках пролетом до 30 м обычно выполняют одно изменение сечения (по одну сторону от оси симметрии балки по длине).

Наиболее экономичными балками по расходу материала могут быть сечения, полученные при непрерывном изменении ширины поясов балки (рисунок 7.2 в). Однако и в этом случае увеличиваются трудозатраты на изготовление. Такой вид изменения сечения балок используется редко.

Как правило, изменение сечения балки выполняют изменением ширины пояса на расстоянии $x = (1/5 \dots 1/6)l$ от опоры (рисунок 7.2 а). Целесообразно толщину полки оставлять без изменения и уменьшать ширину полки. При равномерно распределенной нагрузке q изгибающий момент M_1 в месте изменения сечения на расстоянии x от опоры определяется по формуле

$$M_1 = q \cdot x(l-x)/2. \quad (7.17)$$

Поясные листы в месте изменения сечения можно варить прямым швом встык (рисунок 7.3 а) или с применением косого шва (рисунок 7.3 б). Если стыковать растянутый пояс прямым швом с выводом начала и конца шва на технологические планки с применением физических методов контроля или же выполнять косой (равнопрочный) стык, то при определении требуемого момента сопротивления балки в месте изменения сечения следует использовать расчетное сопротивление стыкового шва $R_{wy} = R_y$. В других случаях

$R_{wy} = 0,85 R_y$. Для сжатых стыковых швов $R_{wy} = R_y$.

Требуемый момент сопротивления балки в месте изменения сечения можно определить по формуле

$$W_{calc,1} = \frac{M_1}{R_{wy} \cdot \gamma_c}. \quad (7.17)$$

Далее определяется требуемая площадь пояса в месте изменения сечения

$$A'_{f,calc} = 2 \left[W_{calc,1} \cdot \frac{h}{2} - \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} \right] / (h_w + t_f)^2.$$

Тогда ширина пояса в месте изменения сечения будет равна

$$b_{f,1} \geq \frac{A'_{f,calc}}{t_f}. \quad (7.18)$$

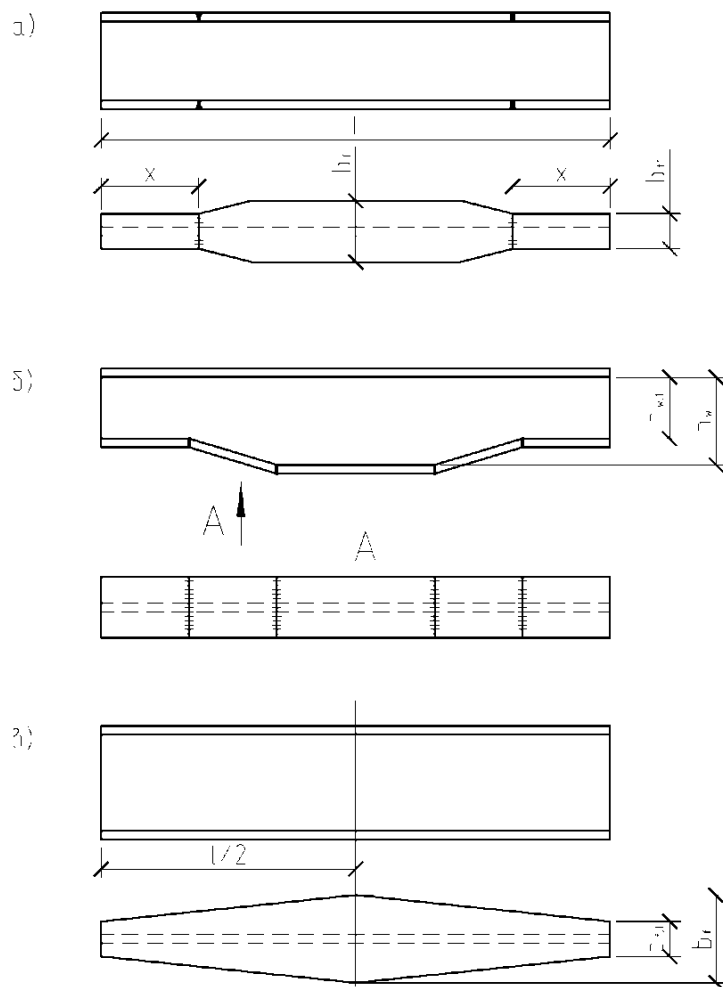


Рисунок 7.2 Изменения сечений балок:
а) – изменение ширины полок; б) – изменение высоты стенки;
в) – непрерывное изменение ширины поясов.

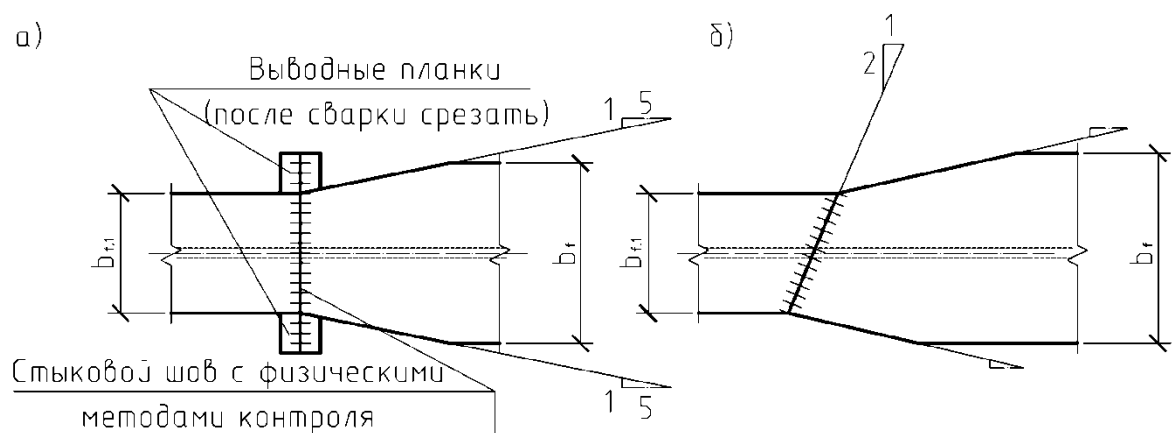


Рисунок 7.3 Конструкция стыка нижнего пояса (растянутого):
а) – с прямым швом при применении физических методов контроля (с выводом концов шва на выводные планки); б) – с косым равнопрочным швом.

При окончательном назначении ширины пояса необходимо, чтобы соблюдались следующие технологические и конструктивные условия:

$$b_{f,1} \geq 0,5 b_f; \quad b_{f,1} \geq 0,1h \quad \text{и} \quad b_{f,1} \geq 180 \text{ мм.}$$

По большому из них назначают ширину полки $b_{f,1}$. Если ширина пояса $b_{f,1}$,

подсчитанная по формуле (7.19), оказалась значительно меньше назначенной, рекомендуется по заданной ширине пояса уточнить место изменения сечения балки.

Место изменения сечения определяется из условия равенства несущей способности балки в этом месте внешнему изгибающему моменту $M' = M_1$,

где $M' = W_{x,1} \cdot R_{wy} \cdot \gamma_c$ – несущая способность балки измененного сечения;

$W_{x,1}$ – момент сопротивления балки с шириной полки $b_{f,1}$;

$M_1 = qx(\ell - x)/2$ – изгибающий момент в месте изменения сечения от внешней нагрузки.

Решив квадратное уравнение, определяют x_1 и x_2 – расстояния от опоры до мест изменения сечения

$$x_{1,2} = \frac{l}{2} \pm \sqrt{\frac{l^2}{4} - \frac{2M'}{q}}.$$

Проверку прочности стенки в месте изменения сечения балки производят по приведенным напряжениям, так как в этом месте действуют значительные нормальные и касательные напряжения (рисунок 7.4). Наиболее неблагоприятным является сечение стенки в уровне поясных швов в месте соединения полок со стенкой.

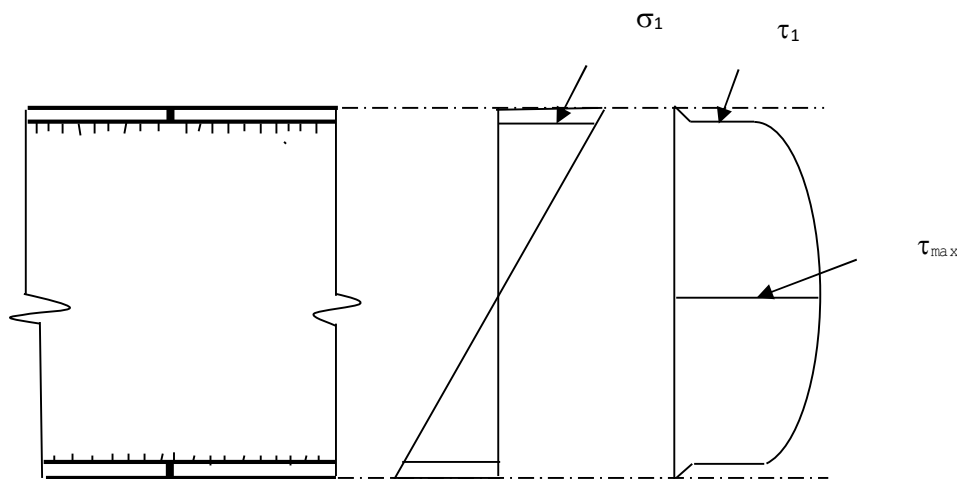


Рисунок 7.4 Напряженное состояние стенки.

Проверку прочности стенки по приведенным напряжениям производят по формуле

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau_1^2} \leq 1,15 R_y \gamma_c, \quad (7.20)$$

$$\text{где } \sigma_1 = \frac{M_1 \cdot h_w}{W_{x,1} \cdot h} \leq R_y \gamma_c \quad \text{и} \quad \tau_1 = \frac{Q_1 \cdot S_{f,1}}{J_{x,1} \cdot t_w} \leq R_s \gamma_c ;$$

где M_1 и Q_1 – соответственно изгибающий момент и поперечная сила в месте изменения сечения;

$$Q_1 = q \left(\frac{l}{2} - x \right);$$

$S_{f,1} = b_{f,1} \cdot t_f (h_w + t_w)/2$ – статический момент полки в измененном сечении;

$$J_{x,1} = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2b_{f,1} \cdot t_f \left(\frac{h_w + t_f}{2} \right)^2 - \text{момент инерции измененного сечения.}$$

Проверка прочности стенки по касательным напряжениям производится у опоры, где действует максимальная поперечная сила $Q_{\max}$

$$\frac{Q_{\max} \cdot S_x}{I_{x,1} \cdot t_w \cdot R_s \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (7.21)$$

где $S_x = S_{x,1} = b_{f,1} \cdot t_f (h_w + t_w)/2 + t_w h_w^2/8$ – статический момент полусечения балки (в измененном сечения балки).

Проверка жесткости балок относится ко второй группе предельных состояний. Расчет ведут на нормативные нагрузки. Для главных балок постоянного по длине сечения при равномерно распределенной нагрузке проверку жесткости можно выполнять по формуле 7.4.

Для балок переменного сечения из-за уменьшения сечения у опоры посредством уменьшения ширины пояса снижается общая устойчивость балок и увеличиваются прогибы. Так для однопролетной балки, шарнирно опертой при равномерно распределенной нагрузке по всему пролету и изменении сечения на расстоянии $(1/6)l$ от опоры, проверку жесткости можно выполнить по формуле

$$f_{\max} = \frac{1}{54} \cdot \frac{q_n l^4}{384} \left(\frac{13}{EJ_{x,1}} + \frac{257}{EJ_x} \right) \leq f_u, \quad (7.22)$$

где J_x и $J_{x,1}$ – моменты инерции полного и измененного сечений балки;

t_u – предельное значение прогиба, принимаемое по нормативной литературе .

Проверка общей устойчивости балок составного сечения.

Общую устойчивость балок можно не проверять при передаче нагрузки через сплошной жесткий настил, непрерывно опирающийся на сжатый пояс, а также, если отношение расчетной длины балки l_{ef} из плоскости действия нагрузки (или длины участка балки между связями) к ширине сжатого пояса b_f не превышает предельно допустимых значений, равных:

– при приложении нагрузки к верхнему поясу

$$\frac{l_{ef}}{b_f} \leq \left[\frac{l_{ef}}{b_f} \right] = \left[0,35 + 0,0032 \frac{b_f}{t_f} + \left(0,76 - 0,02 \frac{b_f}{t_f} \right) \frac{b_f}{h_0} \right] \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (7.23)$$

где $h_0 = h_w + t_f$ – расстояние между центрами тяжести поясов балки.

Формула (7.23) справедлива при

$$1 \leq \frac{h_0}{b_f} < 6 \quad \text{и} \quad 15 \leq \frac{b_f}{t_f} \leq 35.$$

Для балок с отношением $b_f/t_f < 15$ в этих формулах следует принимать $b_f/t_f = 15$. Здесь b_f и t_f – соответственно ширина и толщина сжатого пояса.

При невыполнении указанных требований общую устойчивость балок следует проверять по формуле

$$\frac{M}{W_c \varphi_b R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (7.24)$$

где W_c – момент сопротивления для сжатого пояса;

φ_b – коэффициент.

Расчетную длину l_{ef} балки из ее плоскости принимают равной расстоянию между связями или точками закрепления жесткого настила, препятствующими поперечному смещению сжатого пояса. При отсутствии связей или креплений настила $l_{ef} = l$, $l_y = l$, где l – пролет балки.

Если окажется, что общая устойчивость балки не обеспечена, то следует уменьшить расчетную длину сжатого пояса, установив дополнительно связи.

Проверка местной устойчивости элементов сечения составной балки

Потери местной устойчивости характеризуются выпучиванием отдельных участков сжатого пояса или стенки балки.

1) Местная устойчивость сжатого пояса. Пояс балки является пластинкой шириной $b_{ef} = (b_f - t_w)/2$ (свес полки), защемленной по одной продольной стороне стенки балки, нагруженной равномерно распределенными сжимающими напряжениями. При достижении напряжений критических значений пояс балки теряет устойчивость, выпучиваясь по синусоидальной кривой.

Местную устойчивость сжатого пояса балки обычно обеспечивают соответствующим выбором отношения свеса пояса b_{ef} к толщине t_f .

Местная устойчивость сжатого пояса (свеса полки) при его упругой работе будет обеспечена, если соблюдается следующее условие:

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (7.25)$$

где b_{ef} – расчетная ширина свеса поясных листов, которая принимается равной расстоянию от грани стенки до края поясного листа (полки) (см. рисунок 7.1).

2). Местная устойчивость стенки. Стенка балки представляет собой длинную пластинку, упруго защемленную в поясах. В различных сечениях стенки по длине балки возникают касательные напряжения от сдвига (τ), нормальные напряжения от изгиба (σ) и нормальные напряжения от локальных воздействий (σ_{loc}). Потеря местной устойчивости стенки может произойти отдельно от действия касательных τ , нормальных σ и местных сжимающих σ_{loc} напряжений, а также при совместном их действии.

Местная устойчивость стенки может быть обеспечена путем увеличения толщины стенки или постановкой ребер жесткости.

Ребра жесткости могут быть следующих типов:

- поперечные основные ребра, поставленные на всю высоту стенки;
- продольные ребра;
- промежуточные поперечные короткие ребра (располагают между сжатым поясом и продольным ребром).

При постановке ребер жесткости стенка балки разбивается на отдельные прямоугольные отсеки (пластинки), заключенные между поясами и ребрами, для которых и выполняют проверки местной устойчивости (рисунок 7.5).

Расчетными размерами проверяемых отсеков являются: расстояния между осями поперечных основных ребер жесткости (a) и расчетная высота стеки (h_{ef}), равная в сварных балках полной высоте стенки, и в балках, составленных из прокатных профилей – расстоянию между началами внутренних закруглений.

В соответствии с 7.10, если значение условной гибкости стенки $\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ больше 3,2 ($\bar{\lambda}_w > 3,2$) при статической нагрузке стенку балки следует укреплять основными поперечными ребрами жесткости. Ребра жесткости обычно располагаются в местах опирания балок настила или неподвижных сосредоточенных сил и на опорах, желательно с постоянным шагом по длине балки.

Ребра жесткости не располагаются в местах монтажных стыков. При наличии сварного стыка стенки поперечные ребра удаляются от места стыка не менее, чем на 10 толщин стенки.

Расстояние между основными поперечными ребрами жесткости принимают равными, $a \leq 2h_{ef}$ при $\bar{\lambda}_w > 3,2$ и $a \leq 2,5h_{ef}$ при $\bar{\lambda}_w \leq 3,2$.

При $\bar{\lambda}_w > 6$ кроме основных поперечных ребер устанавливают продольные ребра жесткости на расстоянии $h_1 = (0,25 \dots 0,3)h_w$ со стороны сжатого пояса (рис. 7.5).

Устойчивость стенки балки, укрепленной поперечными основными ребрами жесткости, будет обеспечена, если при соблюдении для стенки условия прочности по приведенным напряжениям (формула 7.20) условная гибкость стенки $\bar{\lambda}_w$ не будет превышать $\bar{\lambda}_w \leq 3,5$ – при отсутствии местных напряжений в балках с двусторонними поясными швами.

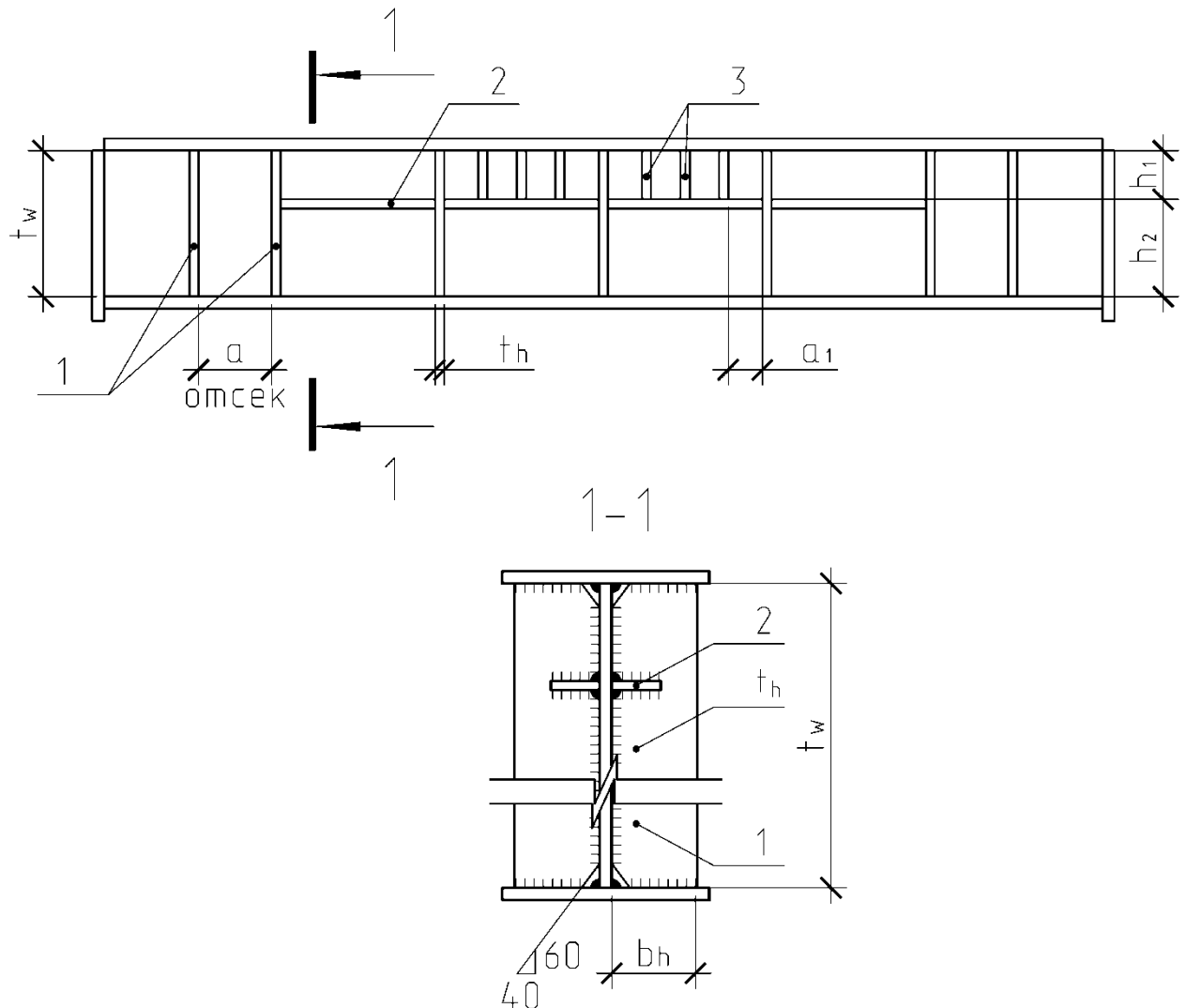


Рисунок 7.5 Ребра жесткости в составной балке:

1 – основные поперечные ребра; 2 – продольные ребра;
3 – дополнительные поперечные ребра

3). Проверку местной устойчивости стенки балки симметричного сечения с условной гибкостью стенки $\bar{\lambda}_w \leq 6$, укрепленной только

поперечными основными ребрами жесткости, следует выполнять по формулам:

а) при отсутствии местных напряжений ($\sigma_{loc} = 0$)

$$\sqrt{(\sigma / \sigma_{cr})^2 + (\tau / \tau_{cr})^2} \leq \gamma_c, \quad (7.26)$$

где $\sigma = \frac{M \cdot h_w}{2I}$ – сжимающее напряжение у расчетной границы стенки,

принимаемое со знаком «плюс»;

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

γ_c – коэффициент условия работы, принимаемый для балок $\gamma_c = 1$.

Средние значения момента M и поперечной силы Q определяют в расчетном сечении отсека. Отсек – это зона балки длиной a между смежными поперечными ребрами (рис. 7.5). Расчетные сечения балки для отсеков с различным соотношением шага ребер a и высоты стенки h_w следует принимать по рисунку 7.10. Если длина отсека больше его расчетной высоты, то M и Q следует вычислять для более напряженного участка с длиной, равной высоте отсека.

Критические нормальные (σ_{cr}) и касательные (τ_{cr}) напряжения, являющиеся критерием оценки местной устойчивости стенки, зависящей от геометрических размеров отсека, степени защемления стенки поясами, настилом и прочностных свойств стали.

Критические нормальные напряжения в рассматриваемом отсеке балки определяют по формуле

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} R_y}{\lambda_w^2}. \quad (7.27)$$

Коэффициент c_{cr} для сварных составных балок определяется по табл. 7.2 в зависимости от значений δ

$$\delta = \beta \left(\frac{t_f}{t_w} \right)^3 \frac{b_f}{h_{ef}}, \quad (7.28)$$

где b_f , t_f – соответственно ширина и толщина сжатого пояса балки рассматриваемого отсека;

$\beta = \infty$ – при непрерывном опирании плит на пояс балки;

$\beta = 0,8$ – в прочих случаях.

Таблица 7.2 Значения коэффициента c_{cr}

δ	$\leq 0,8$	1,0	2,0	4,0	6,0	10,0	≥ 30
c_{cr}	30,0	31,5	33,3	34,6	34,8	35,1	35,5

Критические касательные напряжения в стенке, укрепленной поперечными ребрами жесткости, определяют по формуле

$$\tau_{cr} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \frac{R_s}{\bar{\lambda}_{ef}^2}, \quad (7.29)$$

где

$$\bar{\lambda}_{ef} = \frac{d}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}; \quad (7.30)$$

d – меньшая из сторон отсека, если $a < h_{ef}$, то $d = a$; если $a \geq h_{ef}$, то $d = h_{ef}$; (для сварных балок $h_{ef} = h_w$).

μ – отношение большей стороны отсека к меньшей, если $a < h_{ef}$, $\mu = h_{ef}/a$; если $a \geq h_{ef}$, $\mu = a/h_{ef}$.

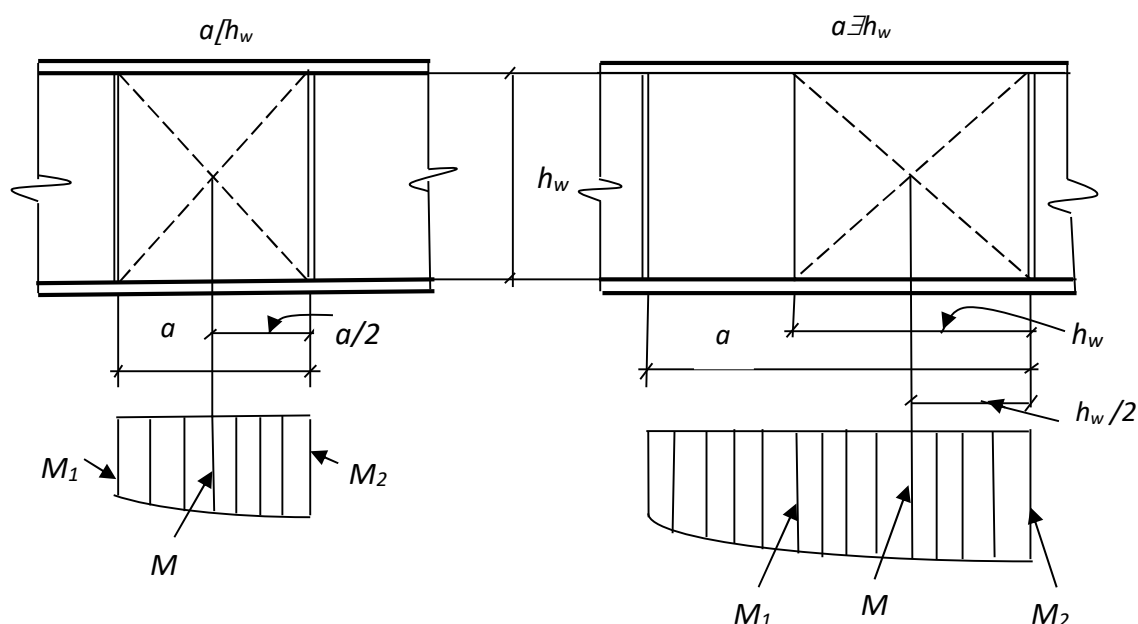


Рисунок 7.6 К определению расчетного изгибающего момента.

При отсутствии поперечных ребер жесткости $\mu = l/h_{ef}$, где l – пролет балки.

Критические касательные напряжения в стенке, неукрепленной ребрами жесткости, определяют по формуле

$$\tau_{cr} = 10,3 \frac{R_s}{\bar{\lambda}_{ef}^2}. \quad (7.31)$$

После проверки местной устойчивости стенок назначаются размеры ребер жесткости.

Ширину поперечных ребер жесткости (b_h) принимают не меньше:

а) $b_h = \frac{h_w}{30} + 40$ мм – для парных симметричных ребер;

б) $b_h = \frac{h_w}{24} + 50$ мм – для односторонних ребер.

Толщина ребра должна быть не менее $t_s \geq 2b_h \sqrt{\frac{R_y}{E}}$.

Ребра жесткости прикрепляются к стенке непрерывными угловыми одно- или двусторонними швами (см. рисунок 7.7).

Сварные швы назначаются обычно конструктивно. При статической нагрузке поперечные ребра привариваются и к поясам балок.

Торцы ребер должны иметь скосы с размерами 40х40мм или 40х60мм для снижения концентрации сварочных напряжений и пропуска поясных швов (рисунок 7.7).

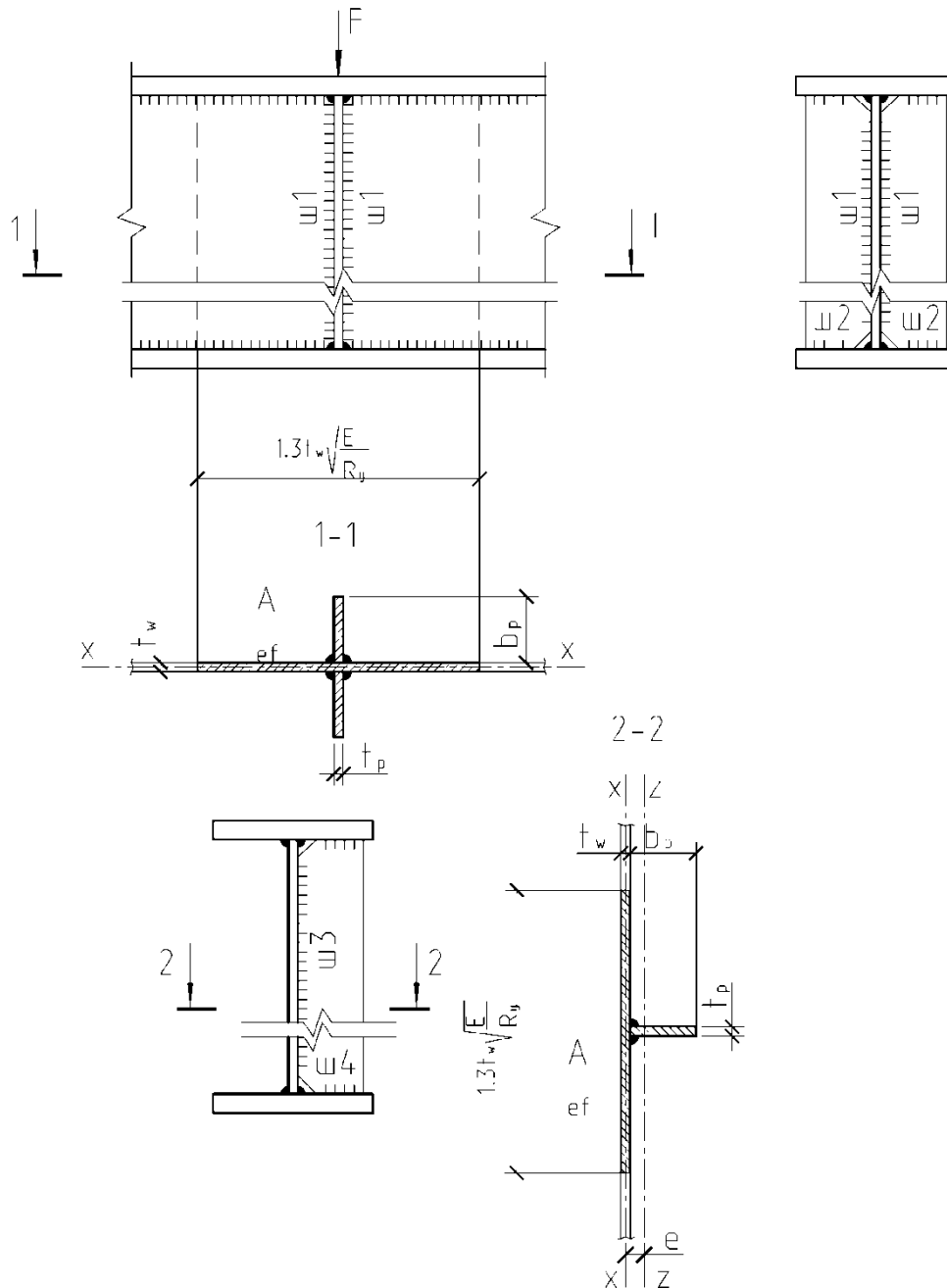


Рис. 7.7 Поперечные ребра жесткости:
а) – парные ребра; б) – одностороннее ребро

Расчет соединения поясов со стенкой

В балках составного сечения соединения поясов со стенкой обычно выполняют с двусторонними или, реже, односторонними угловыми швами (рисунок 7.8).

Поясные соединения обеспечивают совместную работу поясов и стенки и препятствуют их взаимному сдвигу. Сдвигающее усилие на единицу длины пояса определяют по формуле

$$T = \frac{Q_{\max} \cdot S_f}{I_x}, \quad (7.32)$$

где $S_f = A_f \cdot y = (b_f t_f) \cdot y$ – статический момент брутто сдвигаемой части сечения (пояса) относительно нейтральной оси;

y – расстояние от центра тяжести пояса до нейтральной оси х-х (рис. 7.8 , а);

Q_{ed} – расчетное значение поперечной силы на опоре балки;

I_x – момент инерции сечения балки брутто (без учета ослабления отверстиями при болтовых соединениях).

Поясные швы выполняют непрерывными, с одинаковым катетом по всей длине балки, Применять односторонние угловые швы (рисунок 7.8 , б) допускается при следующих условиях:

- 1) статическая нагрузка, расположенная симметрично относительно вертикальной оси поперечного сечения балки;
- 2) местная устойчивость стенки обеспечена;
- 3) общая устойчивость балки обеспечена;
- 4) отсутствуют местные напряжения в балке ($\sigma_{loc} = 0$);
- 5) материал балки работает в упругой стадии.

Выбор материалов для сварки (типы электродов или сварочной проволоки, флюсов) производится в зависимости от группы конструкций, климатического района строительства и марки свариваемой стали.

Условие прочности поясных сварных швов на единицу длины при $\sigma_{loc} = 0$, например, при опирании балок настила на главную балку в местах установки поперечных ребер жесткости, если $\beta_f R_{wf} < \beta_z R_{wz}$, можно представить в следующем виде:

$$\frac{T}{n \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} \leq 1 \quad (7.33)$$

где n – количество угловых поясных швов ($n = 2$ – при двусторонних и $n = 1$ – при односторонних швах (рисунок 7.8)).

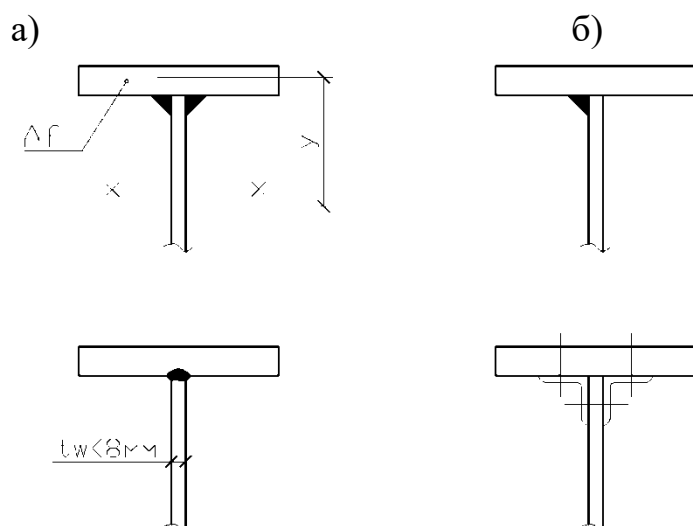


Рисунок 7.8 Узлы соединения полки со стенкой балки составного сечения.

а) – с двухсторонними угловыми швами; б) – с односторонними угловыми швами.

Если $\beta_z R_{wz} < \beta_f R_{wf}$ необходимо выполнить проверку прочности сварного шва по металлу границы сплавления. В этом случае в формуле (7.33) следует вместо β_f , R_{wf} , γ_{wf} подставить β_z , R_{wz} , γ_{wz} .

где R_{wf} – расчетное сопротивление металла сварного шва;

$R_{xz} = 0,45R_{un}$ – расчетное сопротивление сварного шва по металлу границы сплавления;

R_{un} – нормативное сопротивление стали;

β_f , β_z – коэффициенты, принимаемые для стали: с пределом текучести $\sigma_m \leq 580$ МПа; с пределом текучести $\sigma_y > 530$ МПа, независимо от вида сварки, положения шва и диаметра сварочной проволоки $\beta_f = 0,7$ и

$\beta_z = 1$;

k_f – катет шва, принимается из условия, что $k_{f,max} \geq k_f \geq k_{f,min}$,

здесь $k_{f,max} = 1,2t_{min}$, а t_{min} – меньшая из толщин стенки и пояса балки;

$k_{f,min}$ – минимально допустимый катет, определенный

в зависимости от максимальной толщины свариваемых элементов t , мм;

γ_{wf} , γ_{wz} – коэффициенты условий работы шва, равные 1,0.

Расчет и конструирование опорных частей составных балок

Сопряжение балок со стальными колоннами осуществляется путем их опирания сверху или примыкания сбоку к колонне (рисунок 7.9).

В практике строительства широко применяется конструктивное решение опорной части балки с торцевым ребром (рисунок 7.9 , а, в). Конструктивное решение опорной части с внутренними ребрами (рисунок 7.9, б) используется реже, т.к. оно сложнее и не обеспечивает центральной передачи нагрузки на колонну.

Ширину опорного ребра по конструктивным соображениям обычно принимают $b_p \geq 180$ мм. Она не должна быть больше ширины пояса балки на опоре. Задав ширину опорного ребра, определяют его толщину из условия смятия торцевой поверхности

$$t_p = \frac{F}{b_f \cdot R_p \cdot \gamma_c}, \quad (7.34)$$

где F – опорная реакция балки;

$\gamma_c = 1$ – коэффициент условия работы;

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

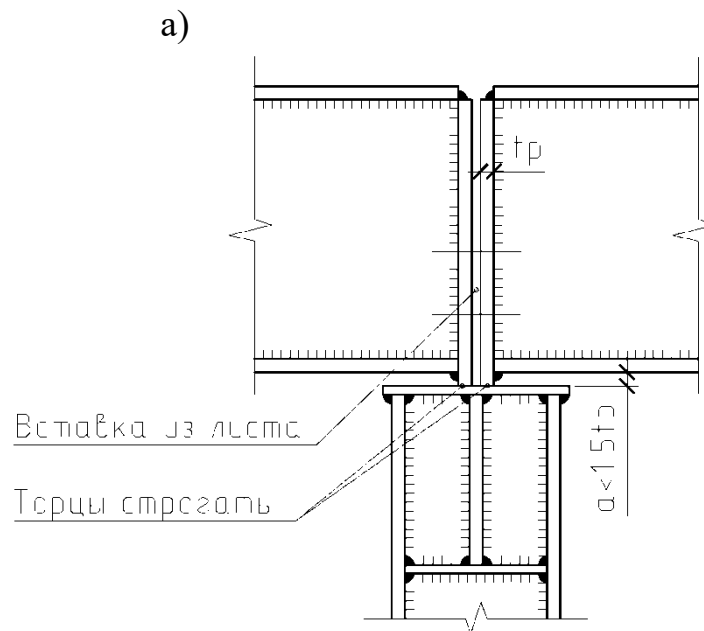


Рисунок 7.9 (начало). Опираие главных балок на колонны:

а) – сверху, через строгальные опорные ребра балки

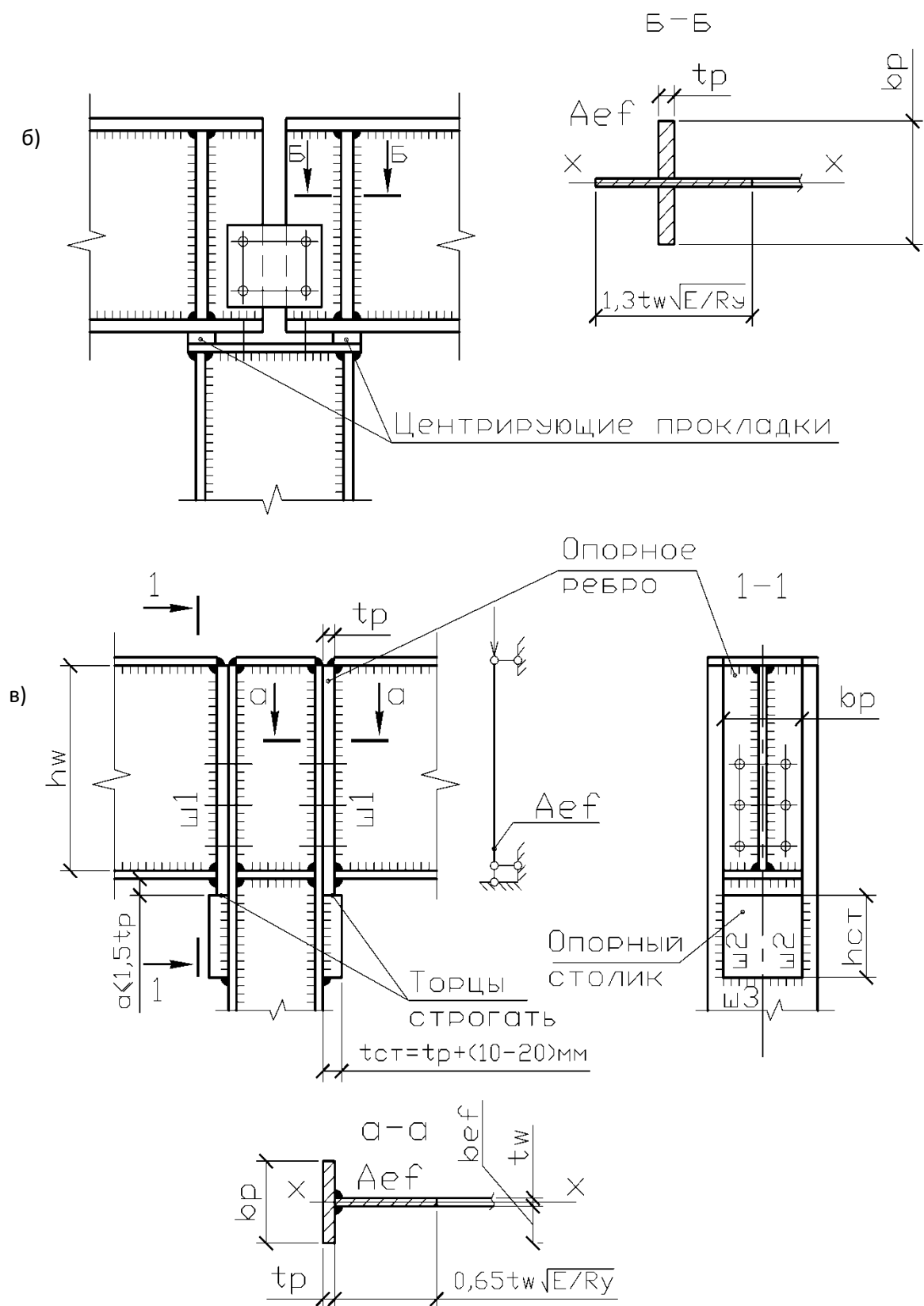


Рисунок 7.9 (продолжение). Опираие главных балок на колонны:
б) – сверху; в) – сбоку, через строганные опорные ребра балки.

Толщину опорного ребра, обычно, принимают близкой к толщине пояса, но не менее 10...12 мм. Отношение t_p/t_w должно быть не более 3.

Отношение свеса опорного ребра к его толщине из условий местной устойчивости опорного ребра не должно превышать

$$\frac{b'_{ef}}{t_p} \leq (0,36 + 0,1\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (7.35)$$

где $b'_{ef} = 0,5(b_p - t_w)$ – расчетная ширина свеса опорного ребра;

$\bar{\lambda} = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ – условная гибкость опорной части балки с гибкостью λ_x ,

определяемой по формуле (7.37).

Выступающая часть торца ребра должна быть не более $a \leq 1,5 t_p$. Обычно принимают $a \approx 15...20$ мм. В балках с внутренними опорными ребрами при небольших опорных реакциях их торцы не пристрагивают и опорная реакция передается через горизонтальные сварные швы, соединяющие ребра с нижним поясом (рисунок 7.9 б). Эти швы проверяют на срез от опорной реакции, а ребра – на смятие. При строганных нижних торцах опорных ребер их приваривают швами с минимальным катетом.

Проверку устойчивости опорной части балки из ее плоскости производят как для центрально-сжатого условного стержня длиной, равной высоте балки и нагруженной силой равной опорной реакции балки :

$$\frac{N}{A_{ef} \cdot \varphi \cdot R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (7.36)$$

где $A_{ef} = t_p \cdot b_p + 0,65 t_w^2 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}$ – расчетная площадь опорного сечения

балки (для опорных частей по рисунку 7.9 а, в);

$A_{ef} = b_p \cdot t_p + a \cdot t_w + 0,65 t_w \sqrt{\frac{E}{R_y}}$ – расчетная часть опорного сечения балки

(для опорных участков по рисунку 7.9 б) с внутренними ребрами, для случая если $a \leq 0,65 t_w \sqrt{\frac{E}{R_y}}$;

φ – коэффициент продольного изгиба, определяемый в зависимости от гибкости λ_x и R_y ;

где $\lambda_x = \frac{h}{i_x}$ – гибкость опорной части; (7.37)

h – высота балки;

$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_{ef}}}$ – радиус инерции условного стержня с площадью сечения A_{ef} ;

$I_x = \frac{t_p \cdot b_p^3}{12} + \frac{0,65 t_w^4 \sqrt{\frac{E}{R_y}}}{12}$ – момент инерции опорной части сечения

относительно оси стенки (из плоскости балки) при опирании балок по типу приведенных на рисунке 7.9 а, в.

В сварных балках, вся опорная реакция передается на опорное ребро через вертикальные угловые швы. Учитывая локальный характер действия опорной реакции, за расчетную длину сварного шва принимают участок шва длиной $I_w = 85 \beta_f k_f$. Значение катета сварного шва Ш1 (см. рисунок 7.9 , в) определяем по формуле

$$k_{f,min} = \frac{1}{\beta_f} \sqrt{\frac{F}{2 \cdot 85 R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c}}, \quad (7.38)$$

Катеты швов (для опорных частей по рисунок 7.9 а, в), прикрепляющих опорное ребро к поясам балки, назначают конструктивно.

Расчет деталей и узлов составных балок

Расчет и конструирование узлов сопряжений балок

Сопряжения главных и второстепенных балок между собой бывают: этажные, в одном уровне верхних поясов и с пониженным расположением верхних поясов второстепенных балок. Наиболее широко в практике строительства применяется сопряжение балок в одном уровне.

Расчет сопряжения балок в одном уровне.

При сопряжении балок в одном уровне (рисунок 7.10 а) количество болтов определяется по формулам:

Для болтов грубой и нормальной точности

$$n_{cal} \geq \frac{1,2 F_1}{N_{b,min}}; \quad (7.39)$$

где 1,2 – коэффициент, учитывающий частичное защемление балок на опоре;

F_1 – опорная реакция второстепенной балки;

$N_{b,min}$ – расчетное усилие болта, определяемое как меньшее из двух расчетных усилий при работе на срез или смятие, которые определяют:

при работе на смятие

$$N_b = R_{bp} \cdot \gamma_b \cdot d \cdot t_{min}; \quad (7.40)$$

при работе на срез

$$N_b = R_{bs} \cdot \gamma_b \cdot \frac{\pi d^2}{4} n_s, \quad (7.41)$$

где d – наружный диаметр стержня болта;

n_s – число расчетных срезов одного болта (для рассматриваемого случая $n_s = 1$);

t_{min} – толщина ребра жесткости главной балки (t_s) или стенки балки настила (t_w);

γ_b – коэффициент условий работы соединения (для болтов грубой и нормальной точности $\gamma_b = 0,9$);

R_{bp}, R_{bs} – расчетные сопротивления болтовых соединений смятию и срезу.

Количество болтов при сопряжении балок в одном уровне обычно принимается не менее 4.

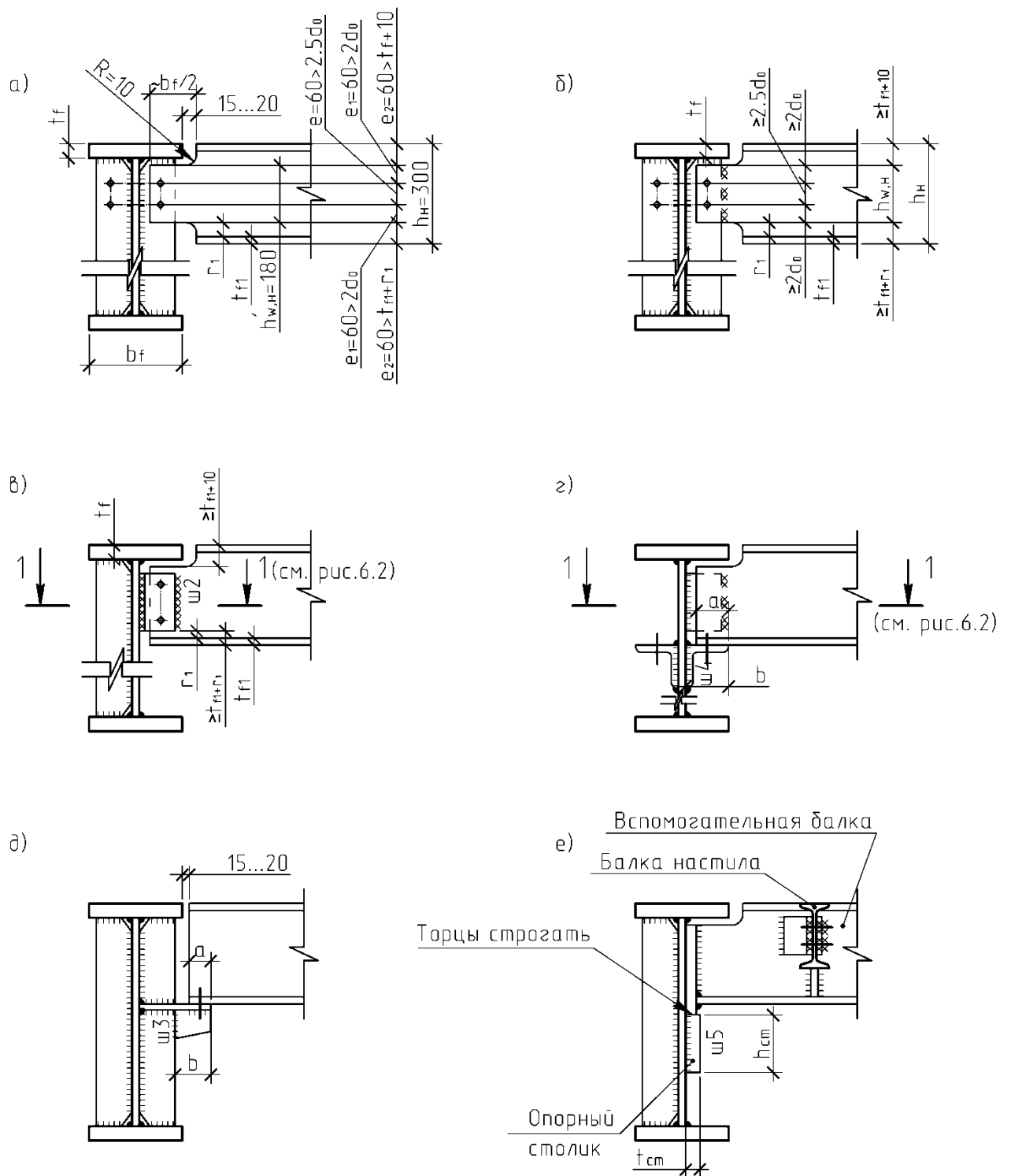


Рис. 7.10 Шарнирные узлы сопряжений балок в одном уровне:
а) – к поперечному ребру жесткости главной балки на болтах;
б) – то же, на монтажной сварке; в) – к стенке главной балки;
г), д) – к монтажным столикам.

При креплении балки настила к поперечному ребру жесткости главной балки на монтажной сварке (рисунок 7.10 б) или к стенке главной балки (рисунок 7.10 в) длина сварного шва определяется конструктивно в зависимости от высоты балки настила. Если $\beta_f R_{wf} < \beta_z R_{wz}$ катет угловых сварных швов Ш2 может определяться по формуле

$$k_f \geq \frac{1,2F_1}{\beta_f l_w R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c}, \quad (7.42)$$

где R_{wf} – расчетное сопротивление сварного шва срезу по металлу шва. Если $\beta_z R_{wz} < \beta_f R_{wf}$ в формуле (7.42) следует вместо β_f , R_{wf} , γ_{wf} подставить β_z , R_{wz} , γ_{wz} .

При вырезе полок в балках настила (рисунок 7.10 а-в) необходимо выполнить проверку прочности ослабленного сечения по касательным напряжениям (в опорных участках) по формуле

$$\tau = \frac{Q_{\max}}{A_{nt}} \leq R_s \gamma_c, \quad (7.43)$$

где $Q_{\max} = F_1$ – опорная реакция балки;

$A_{nt} = (h'_w - n \cdot d_0) t_w$ – площадь сечения стенки балки настила с учетом выреза и ослабления стенки отверстиями;

h'_w – высота стенки балки в опорном сечении ;

n , d_0 – количество и диаметр отверстий под болты, соответственно.



Тема 8

Колонны

Типы металлических колонн и их сечений. Их характеристика и рациональные области применения

В металлических конструкциях широко применяются колонны или стержни, работающие на центральное сжатие. Колонны передают нагрузку от вышележащих конструкций на нижележащие конструкции или на фундаменты. Центральное сжатие колонны применяются для поддержания междуэтажных перекрытий и покрытий зданий, в рабочих площадках, путепроводах, эстакадах и т. п. Колонна состоит из трех частей (рис.8.1): *оголовка*, на который опираются вышележащие конструкции; *стержень*, элемент передающий нагрузку от оголовка к базе; *база*, передающая нагрузку от стержня на фундамент. Колонны и сжатые стержни могут быть сплошными (рис.8.2, 8.3) или сквозными, состоящими из двух ветвей, соединенных решеткой (см. рис.8.6).

Расчет и конструирование центрально-сжатых колонны и стержней производится аналогично.

Расчет сплошных колонн.

Наиболее распространенным сечением сплошных колонн является двутавр, прокатной (широкополочный) или сварной, наиболее удобный в изготовлении при помощи автоматической сварки и позволяющий довольно просто осуществлять примыкание балок и других поддерживающих

конструкций. Различные типы сечений сплошных колонн показаны на рис. 8.2 и 8.3.

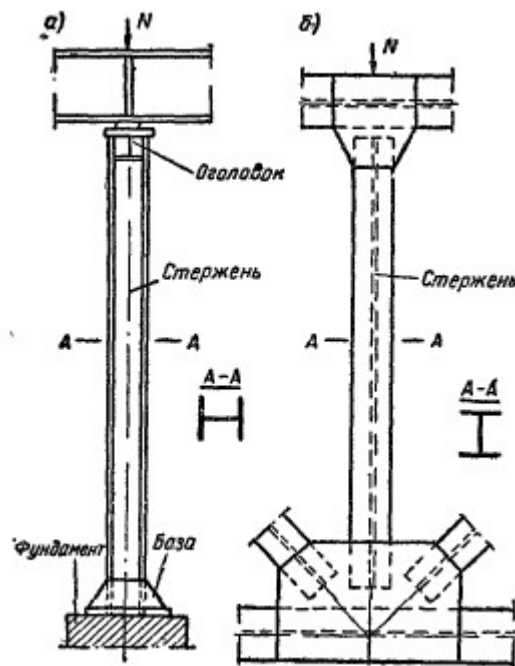


Рис.8.1 Элементы , работающие на центральное сжатие

а) – колонна; б) - сжатый стержень тяжелой фермы.

Чтобы колонна была равноустойчивой, гибкость ее в плоскости оси x - x должна быть равна гибкости в плоскости оси y - y , т.е. $\lambda_x = \lambda_y$. Однако в двутавровых сечениях (рис. 8.2 а)) это условие не соблюдается, поскольку у них радиусы инерции относительно осей разные. Так для двутавра (табл.8.1) $i_x \approx 0,43h$, а $i_y \approx 0,24b$, следовательно, при $\lambda_x = \lambda_y$ для получения равноустойчивого сечения нужно, чтобы $0,43h = 0,24b$, или $b \approx 2h$, что приводит к весьма неудобным в конструктивном отношении сечений, практически неприменимым.

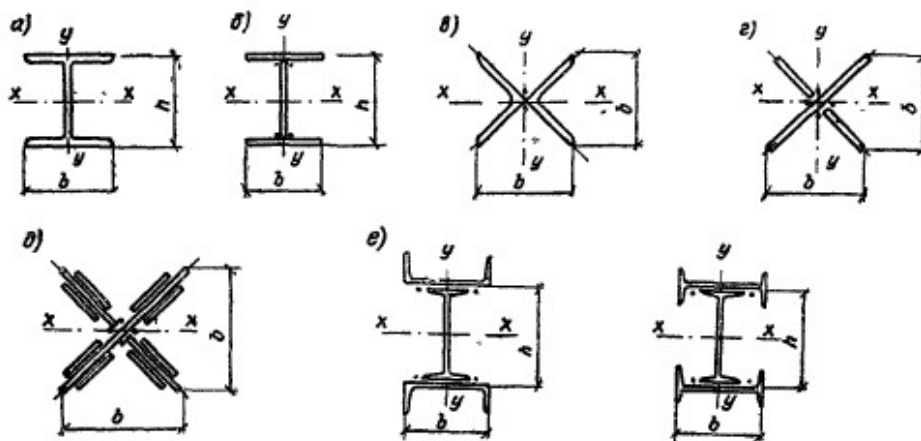


Рис. 8.2 Открытые сечения сплошных стержней

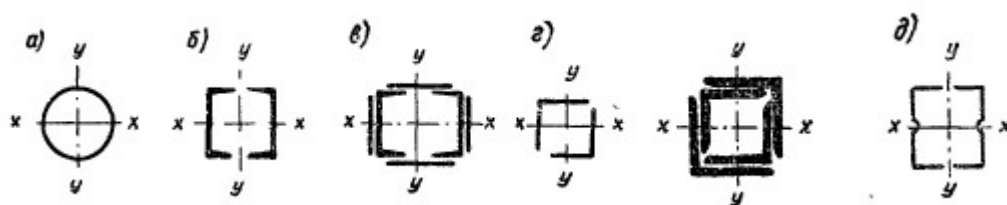


Рис. 8.3 Закрытые сечения сплошных стержней

Обычные прокатные обыкновенные двутавры применяют редко, чаще применяют широкополочные двутавры, у которых $b = h$, что не удовлетворяет условию равноустойчивости, но все же является вполне пригодным.

Таблица 8.1 Приближенные значения радиусов сечения сплошных колонн

$$(i_x \approx \alpha_x h \text{ и } i_y \approx \alpha_y b)$$

Сечение				
α_x	0,42	0,32	0,32	0,33
α_y	0,24	0,49	0,58	0,33

Сварные колонны (рис. 8.2 б) достаточно экономичны, так как могут иметь развитое сечение, обеспечивающие колонне достаточную жесткость, поэтому они являются основным типом сечения сжатых колонн.

Равноустойчивыми в двух направлениях являются колонны крестового сечений (рис. 8.2 в и г), для увеличения прочности их можно усилить дополнительно листами (рис. 8.2 д). Сварка дает возможность получать колонны замкнутого сечения и других типов, например из двух швеллеров, уголков, сечения которых при больших нагрузках могут быть усилены (рис. 8.3 в и г).

Весьма рациональны колонны трубчатого сечений (рис. 8.3 а).

Выбор расчетной схемы. Расчетную схему одноярусной колонны определяют с учетом способа закрепления ее в фундаменте, а также способа прикрепления балок, передающих нагрузку на колонну.

Соединение колонны с фундаментом может быть жестким и шарнирным. Если фундамент достаточно массивен, опирается на непросадочный грунт, а база колонны развита и имеет надежное анкерное крепление, колонну можно считать защемленной в фундаменте. В других случаях – шарнирное закрепление.

Сопряжение балок с колоннами может быть сверху на оголовки и сбоку (рис.8.4).

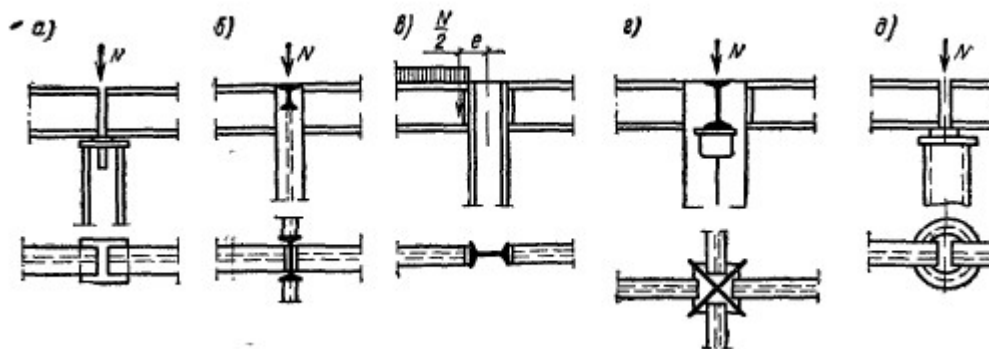


Рис.8.4 Схемы сопряжения балок с колонной

При одноярусных колоннах балки или другие конструкции могут опираться сверху (рис. 8.4 а) д)). Такое соединение, при защемленных внизу колоннах, удобно при монтаже, осуществляется четкая передача нагрузки от выше лежащих конструкций на оголовки; при этом колонна рассматривается как шарнирно закрепленная в верхнем конце. Тогда при жестком закреплении колонны в фундаменте расчетная длина колонны принимается равной $0,7l_0$, а при шарнирном – l_0 , где l_0 – геометрическая длина колонны от фундамента до низа балок.

Более жестким является соединение балочной конструкции к колонне сбоку (рис.8.4 б).

При достаточно мощной балочной конструкции и жестком прикреплении балок к колоннам последние можно считать защемленными вверху. Тогда расчетная длина в плоскости главных балок может приниматься равной $0,7l_0$ при шарнирном закреплении колонны с фундаментом и $0,5l_0$ при жестком. Однако и в последнем случае чаще принимают $0,7l_0$, поскольку вследствие изгиба балок нет полного защемления.

В общем случае расчетная длина колонны определяется, как $l = l_0 \cdot \mu$, здесь l_0 - геометрическая длина колонны; μ - коэффициент расчетной длины, зависит от закрепления концов стержня, принимается по табл.8.2.

Таблица 8.2 Коэффициент расчетной длины μ для стержней постоянного сечения

Схема закрепления концов стержня					
Коэффициент расчетной длины μ	1	0,7	0,5	1	2

Примечание: в таблице $l = l_0$.

При двутавровых колоннах главные балки удобно прикреплять не к стенке, а к полкам (рис. 8.4 в). В этом случае при расположении временной нагрузки с одной стороны колонны последняя работает на внецентренное сжатие, где значение момента можно принимать равным $M = Ne$, здесь N — опорное давление от односторонней временной нагрузки (рис. 8.4 в).

Подбор сечения сплошной колонны.

Сечение колонны, чаще всего, проектируют в виде сварного двутавра с $h \geq b_f$ (рис. 8.5).

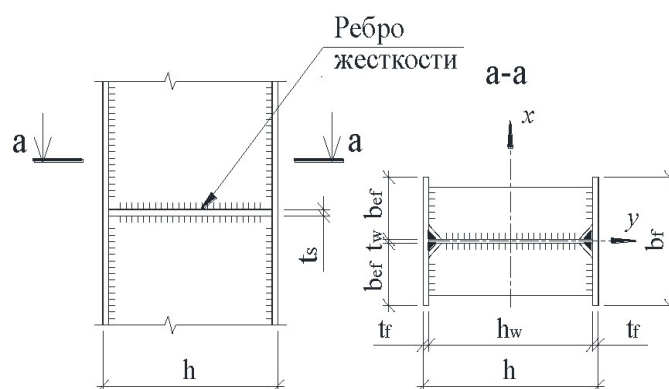


Рис. 8.5 Стержень колонны сплошного сечения:

h — высота сечения колонны; b_f , t_f — ширина и толщина полок колонны;
 h_w , t_w — высота и толщина стенки колонны; b_{ef} — свес полок

Задавшись типом сечения колонны, определяем требуемую площадь сечения по формуле:

$$A_{cal} = N / (\varphi_l \cdot R_y, \gamma_c) \quad (8.1)$$

где N – расчетное усилие на колонну; R_y – принимается в зависимости от марки стали.

В первом приближении для определения φ_l задаются значением гибкости λ_1 , значение которой можно принимать при длине колонны 5 - 6 м - $\lambda_1 = 100 \dots 70$ с нагрузкой на колонну 1500-2000 кН и $\lambda_1 = 70 \dots 50$ с нагрузкой - 2500-4000 кН.

Для определения размеров сечения колонны необходимо определить требуемый радиус инерции сечения относительно осей $x-x$ и $y-y$

$i_x = l_x / \lambda_1$, и $i_y = l_y / \lambda_1$ здесь l_x и l_y - расчетная длина стержня колонны относительно осей $x-x$ и $y-y$.

Приравняв значения требуемых значений радиуса инерции i_x и i_y , данным таблицы 8.1 для принятого типа сечения, определим генеральные размеры колонны:

$$h_{cal} = i_x / \alpha_x \quad \text{и} \quad b_{cal} = i_y / \alpha_y.$$

По данным значений A_{cal} , h_{cal} и b_{cal} komponуем сечение колонны.

Для колонны двутаврового сечения рекомендуется принимать высоту сечения и ширину полки колонны, примерно, равными $h \approx b$, толщину стенки принимать в пределах $t_w = 8-16$ мм, толщину полки $t_f = 8-40$ мм; учитывать условия свариваемости, чтобы $t_f / t_w \leq 3$; условия обеспечения местной устойчивости: стенки $h_w / t_w \leq 60$ для малоуглеродистой и $h_w / t_w \leq 50$ для низколегированной сталей, полки $b_f / t_f \leq 30$ для малоуглеродистой и $b_f / t_f \leq 30$ для низколегированной сталей.

С учетом всех этих требований назначается сечение колонны. Определяем геометрические характеристики сечения: площадь A , моменты инерции I_x и I_y , радиусы инерции $i_x = \sqrt{I_x / A}$ и $i_y = \sqrt{I_y / A}$.

Определяем гибкость стержня

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} \quad \text{и} \quad \lambda_y = \frac{l_y}{i_y} \quad (8.2)$$

по λ_{max} определяем коэффициент φ_{min}

Выполняем проверку устойчивости принятого сечения

$$\frac{N}{\varphi_{min} A \gamma_c} \leq R_y. \quad (8.3)$$

Перенапряжение не допускается. Если напряжения σ значительно меньше R_y (более чем на 5%), следует уточнить сечение и повторно выполнить проверку устойчивости колонны.

Кроме проверки колонны на устойчивость должно соблюдаться условие, при котором гибкость ее стержня должна быть меньше предельной, т. е., $\lambda \leq \lambda_{ef}$;

$$\lambda_{ef} = 180 - 60\alpha, \text{ здесь } \alpha = \frac{N}{\phi A R_y \gamma_c}.$$

Проверки местной устойчивости элементов сечения колонны

а) Местная устойчивость полки будет обеспечена, если выполняется условие

при $0,8 \leq \bar{\lambda} \leq 4,0$

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq (0,36 + 0,1\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (8.4)$$

при $\bar{\lambda} < 0,8$ или $\bar{\lambda} > 4,0$ в формуле (8.4) принять $\bar{\lambda} = 0,8$ либо $\bar{\lambda} = 4,0$ соответственно;

б) местная устойчивость стенки будет обеспечена, если выполняется условие

$$\frac{h_{ef}}{t_w} \leq \bar{\lambda}_{uw} \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (8.5)$$

где наибольшая условная гибкость стенки $\bar{\lambda}_{uw}$ равна:

при $\bar{\lambda} < 2,0$, — $\bar{\lambda}_{uw} = 1,30 + 0,15\bar{\lambda}^2$;

при $\bar{\lambda} \geq 2,0$, — $\bar{\lambda}_{uw} = 1,20 + 0,35\bar{\lambda}$, но не более 2,30;

где b_{ef} — свес полки;

$h_{ef} = h_w$ — высота стенки;

$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ — условная гибкость стержня относительно оси с максимальной гибкостью.

При $\frac{h_{ef}}{h_w} \geq 2,3 \sqrt{\frac{E}{R_y}}$, стенку колонны следует укреплять

поперечными ребрами жесткости, расположенными на расстоянии $(2,5-3)h_{ef}$ друг от друга, но не менее двух ребер на каждый опорочный элемент (для сварного двутавра $h_{ef} = h_w$). Размеры парных поперечных ребер жесткости принимают следующими:

ширина ребра

$$b_h \geq \frac{h_{ef}}{30} + 40 \text{ мм}; \quad (8.6)$$

толщина ребра

$$t_s \geq 2b_h \sqrt{\frac{R_y}{E}}, \quad (8.7)$$

но не менее 6 мм.

Недонапряжение в стержне колонны не должно превышать 5 %. Перенапряжение не допускается.

Конструкция и расчет сквозных колонн

Стержень сквозной колонны состоит из двух или нескольких ветвей, соединенных планками или решеткой.

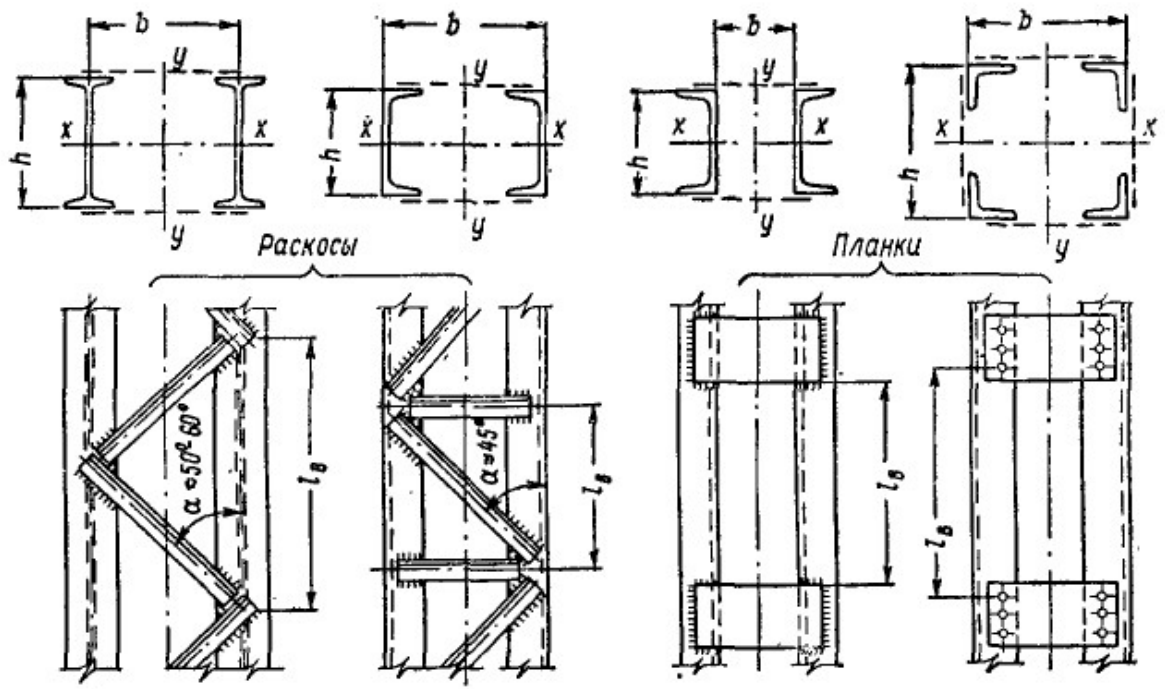


Рис. 8.6 Сечения сквозных колонн с ветвями из двутавров, швеллеров и уголков.

Наиболее широко применяются колонны с ветвями из прокатных швеллеров или двутавров, соединенных в плоскостях полок ветвей планками или (рис. 8.6). Подбор сечений таких колонн ведут, исходя из расчета на устойчивость относительно материальной оси $x-x$ и свободной оси $-y-y$.

Расчет сквозных колонн на устойчивость относительно материальной оси $x-x$ ведется как для сплошных колонн, по формуле

$$\sigma_x = \frac{N}{\varphi_x A \gamma_c} \leq R_y, \quad (8.8)$$

решетки. На рис. 8.7 приведена колонна сквозного сечения с планками.

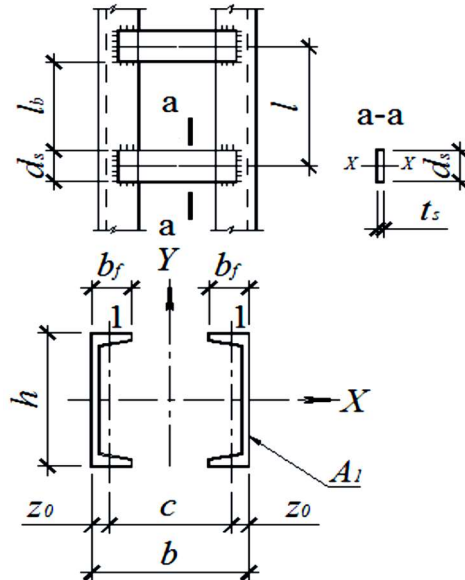


Рис. 8.7 Стержень колонны сквозного сечения:

b – ширина сечения колонны; h – высота сечения колонны; b_f – ширина полки ветви колонны; c – расстояние между центрами тяжести ветвей колонны; A_1 – площадь сечения одной ветви колонны; l – расстояние между серединой двух соседних планок; l_b – расстояние между двумя соседними планками в свету; d_s – ширина планки; t_s – толщина планки.

Значение приведенной гибкости определяется по формулам:

$$\text{при } \frac{I_s l}{I_b b} < 5 \quad \text{равно} \quad \lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + 0,82 \lambda_1^2 (1+n)}; \quad (8.9)$$

$$\text{при } \frac{I_s l}{I_b b} \geq 5 \quad \text{равно} \quad \lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2}, \quad (8.10)$$

где $I_s = \frac{t_s d_s^3}{12}$ – момент инерции одной планки относительно собственной оси;

I_b – момент инерции ветви относительно оси $l-l$;

$\lambda_1 = \frac{l_b}{i_1}$ – гибкость отдельной ветви относительно оси $I-I$ (принимается не более 40);

$$n = \frac{I_b b}{I_c l} \text{ — отношение погонных жесткостей ветви и планки.}$$

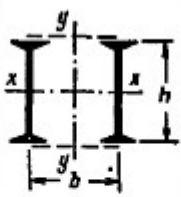
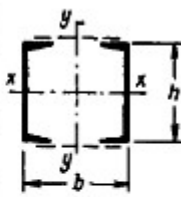
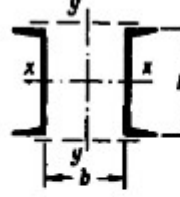
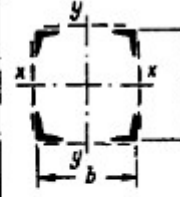
Ширину колонны b (раздвижку ветвей) определяют из условия равноустойчивости стержня относительно осей x - x и y - y (т. е. из условия, что $\lambda_x \approx \lambda_{ef}$). Размер b можно определить по формуле

$$b \geq 1,3 \frac{l_{ef,y} \alpha_x}{l_{ef,x} \alpha_y} h, \quad (8.11)$$

где α_x и α_y – коэффициенты;

$l_{ef,x}$ и $l_{ef,y}$ – расчетные длины колонны относительно осей x и y .

Таблица 8.3 Приближенные значения радиусов инерции сквозных колонн
($i_x = \alpha_x h$, $i_y = \alpha_y b$)

Сечение				
α_x	0,41	0,39	0,33	0,43
α_y	0,52	0,44	0,6	0,43

При эксплуатации (очистка, покраска и др.), для доступа внутрь сечения, необходимо наличие зазора между ветвями, который принимается не менее 100 мм:

$$b \geq 2b_f + 100 \text{ мм},$$

где b_f – ширина полки ветви колонны.

Ширину планок принимают

$$d_s \approx (0,5-0,8)b,$$

а толщину $t_s \approx (1/15-1/30)d_s$.

Как правило, толщина планок назначается в пределах 6–12 мм. Расстояние между планками назначают $l_b = (35-40)i_1$. При назначении l_b необходимо, чтобы $\lambda_y > \lambda_1$,

где $\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y}$ – гибкость колонны относительно оси y ;

$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$; $I_y = 2 \left(I_1 + A_1 \left(\frac{c}{2} \right)^2 \right)$ – соответственно радиус и момент инерции

колонны относительно оси y - y ;

I_1 – собственный момент инерции сечения ветви колонны относительно оси 1–1;

c – расстояние между центрами тяжестей ветвей.

Расчет планок сквозной колонны. Расчет планок выполняют на условную поперечную силу, определяемую по формуле

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} (2330 - \frac{E}{R_y}) \frac{N}{\phi}, \quad (8.12)$$

φ – коэффициент продольного изгиба, принимаемый для составного стержня в плоскости соединительных элементов (относительно оси y - y).

Расчет планок и их креплений ведут как элементов безраскосных ферм.

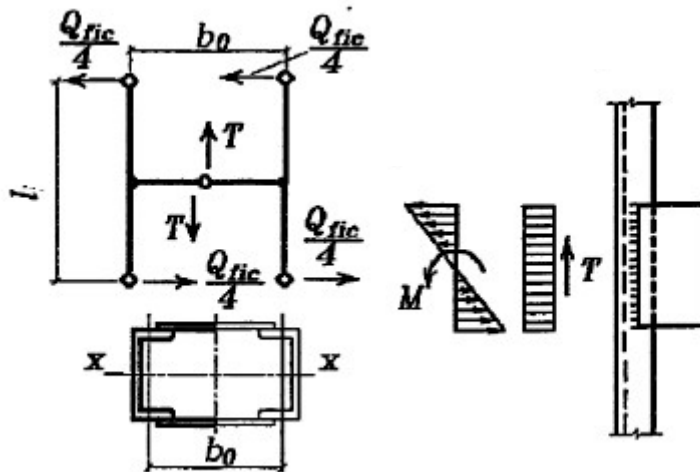


Рис.8.8 К расчету планок

Расчетные усилия для проверки прочности планки и сварных швов можно определить из условия равновесия (рис.8.8). При этом поперечную силу следует поделить между двумя ветвями и между двумя системами планок. Следовательно, в точках нулевых моментов на одну систему планок будет приходиться четвертая часть условной поперечной силы.

Записав условие равновесия

$$\frac{Q_{fic}}{4} l = T \frac{b_o}{2},$$

$$T = \frac{Q_{ficl}}{2b_o}, \quad (8.13)$$

и момент, изгибающий планку в ее плоскости:

$$M = T \frac{b_o}{2} = \frac{Q_{fic} l}{4}, \quad (8.14)$$

Планки работают на изгиб и срез. Проверка прочности соединительных планок выполняется по нормальным и касательным напряжениям, соответственно, на изгиб и срез по формулам :

$$\sigma = 6 \cdot M / t \cdot d^2 \leq R_y \gamma_c, \quad \text{и} \quad \tau = T / t \cdot d \leq R_s \gamma_c. \quad (8.15)$$

Проверка швов, прикрепляющих каждый конец планки к ветвям колонны, производится на равнодействующие напряжения от изгиба τ_M и от среза τ_F . Если $\beta_f R_{wf} < \beta_z R_{wz}$ расчет ведем по металлу шва по формуле

$$\tau = \sqrt{\tau_M^2 + \tau_F^2} \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c, \quad (8.16)$$

где R_{wf} , R_{wz} – расчетные сопротивления угловых швов на срез соответственно по металлу шва и металлу границы сплавления;

γ_{wf} , γ_{wz} – коэффициенты условий работы шва;

γ_c – коэффициент условия работы.

τ_M и τ_F - напряжения в сварном шве от M и T по металлу шва.

Если $\beta_f R_{wf} > \beta_z R_{wz}$ расчет ведем по металлу границы сплавления шва по формуле (8.16) с заменой $R_{wf} \gamma_{wf}$ на $R_{wz} \gamma_{wz}$ и τ_M и τ_F - рассчитанных по металлу границы сплавления. При расчете швов катет углового шва k_f принимается не менее катета.

Чтобы предотвратить закручивание сквозных колонн, примерно через 3-4м по высоте устанавливают горизонтальные диафрагмы, обычно из листа толщиной 8-12 мм.

Расчет раскосной решетки. Расчет сводится к определению сечения и расчету сварного соединения раскосов и стоек к ветвям колонны. Сечение раскосов и стоек обычно проектируют из одиночных уголков, привариваемых к полкам ветвей колонны.

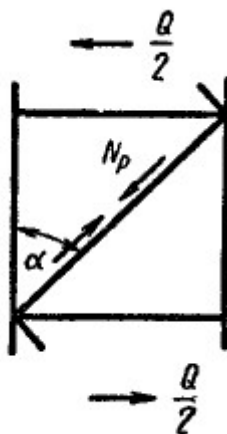


Рис.8.9 К расчету раскосной решетки

Усилие в раскосе и стойке определяется от фиктивной поперечной силы (рис. 8.9).

$$N_p = Q_{fic}/2\sin \alpha. \quad \text{и} \quad N_p = Q_{fic}/2. \quad (8.17)$$

Требуемый радиус инерции и требуемая площадь раскоса или стойки определяются по формуле расчета центрально сжатого элемента, где в качестве расчетной длины принимается длина элемента между узлами, а гибкость предварительно назначается в пределах 100...150. Для сечений из уголков, гибкость элемента определяют относительно оси с минимальной жесткостью и значение коэффициента γ_c принимается равным $\gamma_c = 0,75$.

Из условия унификации рекомендуется сечение раскосов и стоек принимать одинаковыми. Крепление раскосов и стоек к ветвям осуществляется с помощью сварных швов, расчет которых выполняется как для обычных сварных соединений.

После расчета соединительных элементов производится проверка общей устойчивости колонны относительно свободной оси у-у и ее ветви, но относительно уже собственной оси параллельно оси у-у. При этом за расчетную длину отдельной ветви принимается расстояние "в свету" при использовании планок и расстояние между геометрическими центрами узлов при использовании раскосов (рис. 8.6).

Конструкция и расчет деталей и узлов колонн

Базы центрально сжатых колонн

Базы центрально сжатых колонн могут быть шарнирные или жесткие. Конструкция баз должна отвечать принятому в расчетной схеме способу сопряжения колонн с фундаментом (рис. 8.10).

Различают два основных типа баз – с траверсами и фрезерованным торцом. Базы с траверсами обычно принимают для колонн с усилиями до 4000–5000 кН. На рис. 8.10 приведены конструктивные решения баз с траверсами при их шарнирном и жестком сопряжениях с фундаментом. В первом случае соединение базы с фундаментом осуществляется анкерными болтами диаметром 24–30 мм непосредственно через плиту, а во втором – анкерными болтами диаметром 24–36 мм через траверсы с использованием анкерных плиток толщиной 30–40 мм.

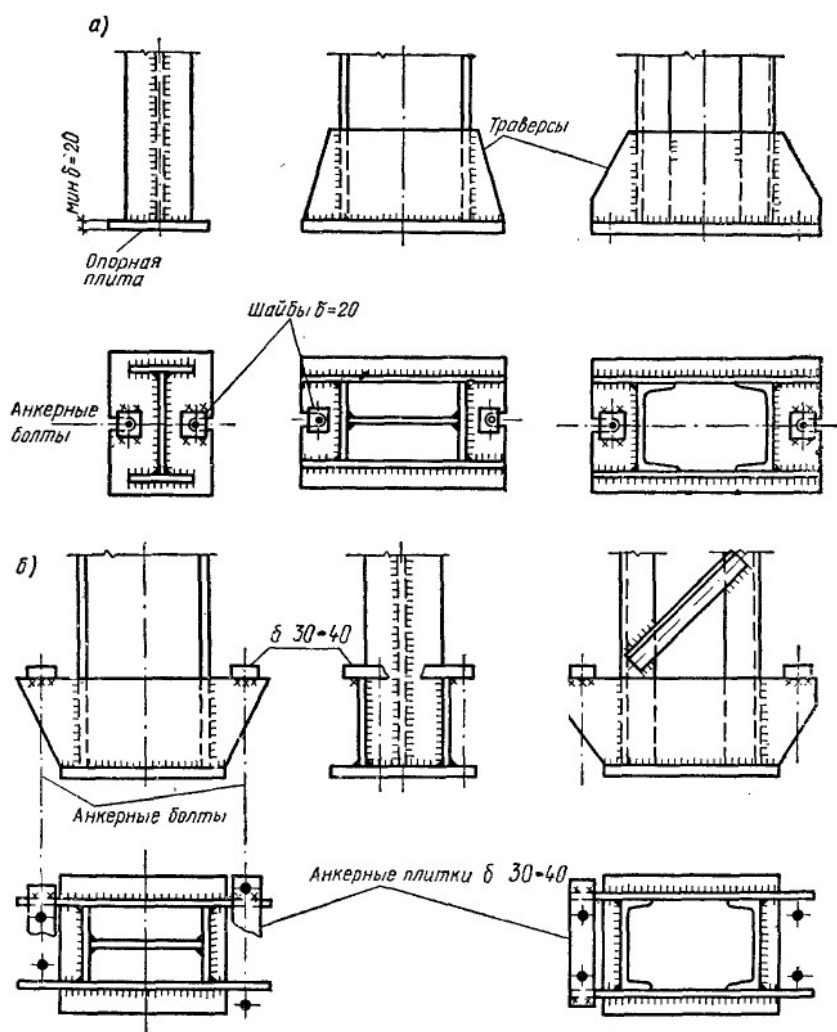


Рис. 8.10 Базы центрально сжатых колонн
а) – шарнирные б) – жесткие.

В колоннах с большими расчетными усилиями (6000 – 10000 кН и более) целесообразно фрезеровать торец колонны и плиту. Плита при помощи установочных болтов выверяется на фундаменте в проектное положение, подливается раствором и после этого на плиту по рискам устанавливается колонна. В этом случае траверсы и ребра отсутствуют, плита должна иметь значительную толщину, чтобы равномерно передавать нагрузку на фундамент.

Площадь опорной плиты баз центрально сжатых колонн определяют из условия смятия материала фундамента. Если фундамент из тяжелого бетона, то требуемая площадь

$$A_{пл} \geq \frac{N}{f_{суд} \alpha_u}, \quad (8.18)$$

где N – расчетное усилие в колонне с учетом ее собственного веса;

$f_{суд}$ – расчетное сопротивление бетона смятию;

$\alpha_u = 0,75$ – при равномерном смятии.

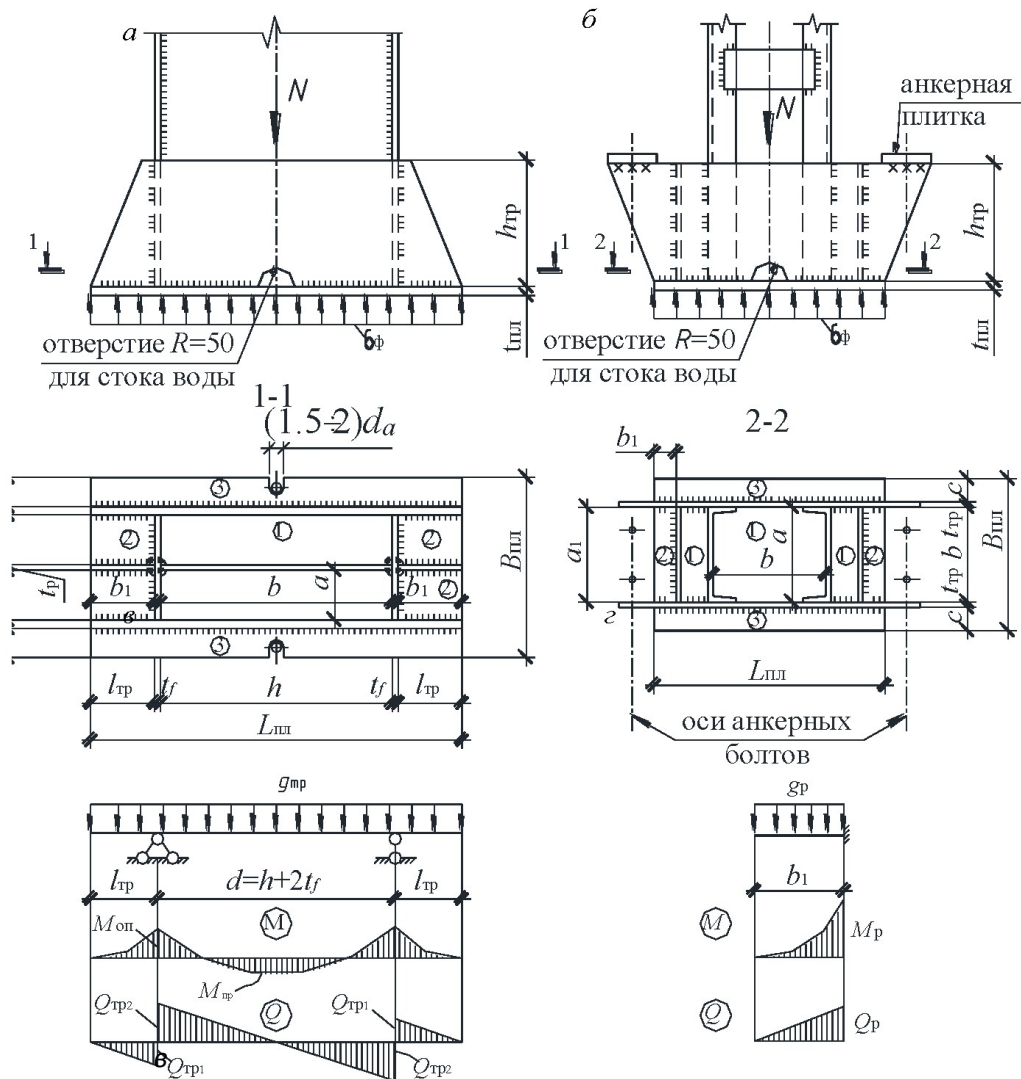


Рис.8.11 Типы баз колонн:

а – при шарнирном закреплении с фундаментом; *б* – при жестком закреплении;

в, г – расчетные схемы траверсы и ребра

Назначив ширину опорной плиты

$$B_{пл} = B + 2(t_{тр} + c) \quad (8.19)$$

и зная ее требуемую площадь, определяют длину плиты по формуле

$$L_{пл} \geq \frac{A_{пл}}{B_{пл}}. \quad (8.20)$$

В формуле (8.19) *B*– ширина полки либо ветви колонны;

t_{тр} = 8–16 мм – толщина траверсы;

c – вылет консольного участка плиты, назначаемый длиной от 15 до 120 мм.

Размеры $B_{пл}$ и $L_{пл}$ рекомендуется назначать кратными 50 мм.

Плиту рассчитывают на изгиб как пластинку, нагруженную снизу равномерно распределенной нагрузкой (опорным давлением фундамента $\sigma_{\phi} = \frac{N}{L_{пл}B_{пл}} \leq f_{суд}\alpha_u$) и опертую на элементы сечения стержня и базы колонны.

В соответствии с конструкцией базы плита может иметь участки, опертые на четыре стороны (контур 1), на три стороны (контур 2) и консольные (контур 3), см. рис. 8.11.

Наибольшие изгибающие моменты на полосе единичной ширины в пластинках, опертых на четыре или три стороны соответственно, определяются по формулам

$$M_1 = \alpha \sigma_{\phi} a^2; \quad (8.21)$$

$$M_2 = \beta \sigma_{\phi} a_1^2, \quad (8.22)$$

где a – длина короткой стороны участка (контур 1); a_1 – длина свободного края плиты (контур 2); α и β – коэффициенты, полученные академиком Б. Г. Галеркиным и приведенные в табл. 8.4 и 8.5.

Таблица 8.4

Значения коэффициента " α " для пластинок, опертых на четыре канта

b/a	1	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2	>2
α	0.048	0.055	0.063	0.069	0.075	0.081	0.086	0.091	0.094	0.098	0.1	0.125

Таблица 8.5

Значения коэффициента " β " для пластинок, опертых на три канта

b_1/a_1	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1	1.2	1.4	2	>2
β	0.06	0.074	0.088	0.097	0.107	0.112	0.12	0.126	0.132	0.133

В таблицах b/a – отношение более длинной стороны пластинки к более короткой; b_1/a_1 – отношение закрепленной стороны пластинки к свободной.

При отношении большей стороны пластинки, опертой по четырем сторонам, к меньшей стороне: $b/a > 2$, расчетный момент в ней определяется как для однопролетной балки с пролетом, равным размеру меньшей стороны пластинки, по формуле

$$M_1 = \sigma_{\phi} \frac{a^2}{8}. \quad (8.23)$$

Если для пластинки, опертой по трем сторонам, отношение закрепленной стороны пластинки к свободной $b_1/a_1 < 0,5$, то изгибающий момент в ней определяется как для консольной балки с вылетом, равным b_1 , по формуле

$$M_2 = \sigma_{\Phi} \frac{b_1^2}{2}. \quad (8.24)$$

На консольном участке изгибающий момент определяется по формуле

$$M_3 = \frac{\sigma_{\Phi} c^2}{2}. \quad (8.25)$$

По наибольшему из найденных изгибающих моментов определяют толщину плиты:

$$t_{nl} = \sqrt{\frac{6M_{max}}{R_y \gamma_c}} \quad (8.26)$$

где γ_c – коэффициент условий работы;

R_y – расчетное сопротивление стали.

При конструировании базы необходимо стремиться к тому, чтобы моменты на разных участках плиты были близкими друг к другу. Это достигается изменением размеров отсеков путем постановки диафрагм и ребер жесткости (см. рис. 8.11). Обычно толщину принимают в пределах 16–40 мм.

Высоту траверсы определяют из условия работы на срез швов, прикрепляющих траверсу к стержню колонны, по формуле

$$h_{тр} = \frac{N}{n \beta_f(z) k_f R_{wf(z)} \gamma_{wf(z)} \gamma_c} + 0,001 \text{ м} \quad (8.27)$$

где n – число угловых швов, прикрепляющих траверсу к стержню колонны;

γ_{wf} , γ_{wz} – коэффициенты условий работы соответственно по металлу шва и металлу границы сплавления.

R_{wf} и R_{wz} – расчетные сопротивления углового шва по металлу шва и металлу границы сплавления;

β_f и β_z – коэффициенты глубины проплавления шва.

Обычно сварку базы выполняют полуавтоматами в струе углекислого газа с использованием проволоки.

Для уменьшения высоты траверсы можно учитывать частичную передачу усилия на плиту от стержня колонны через швы, соединяющие их друг с другом.

Зная размеры траверсы, ее проверяют на изгиб и срез по формулам

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W_{тр}} \leq R_y \gamma_c \quad (8.28)$$

$$\tau = \frac{Q_{тр}}{t_{тр} h_{тр}} \leq R_s \gamma_c \quad (8.29)$$

где M_{max} – больший из изгибающих моментов на опоре и в пролете траверсы;

$W_{тр} = t_{тр} h_{тр}^2 / 6$ – момент сопротивления траверсы;

$Q_{тр}$ – поперечная сила в траверсе.

Расчетная схема траверсы приведена на рис.8.11 в. Она представляет собой двухконсольную балку, нагруженную равномерно распределенной нагрузкой

$$g_{тр} = \sigma_{\phi} d_{тр},$$

где $d_{тр}$ – ширина грузовой площади, которая для базы на рис. 8.11 а. равна

$$d_{тр} = C + t_{тр} + 0,5 a_1,$$

а для базы на рис. 8.11 б.

$$d_{тр} = 0,5 B_{пл}.$$

Изгибающие моменты на опоре и в пролете и поперечная сила в траверсе

$$M_{оп} = \frac{g_{тр} l_{тр}^2}{2}; \quad (8.30)$$

$$M_{пр} = \frac{g_{тр} d^2}{8} - \frac{g_{тр} l_{тр}^2}{2}; \quad (8.31)$$

$$Q_{тр1} = g_{тр} l_{тр}; \quad (8.32)$$

$$Q_{тр2} = g_{тр} d / 2. \quad (8.33)$$

Аналогично рассчитывают ребра базы, также работающие на изгиб и срез. Расчетная схема ребра приведена на рис. 8.11 г. Здесь при определении M_p и Q_p равномерно распределенная нагрузка g_p вычисляется по формуле

$$g_p = \sigma_{\phi} (a_1 + t_p).$$

Сварные угловые швы, прикрепляющие ребра к колонне, проверяются на равнодействующие напряжения от изгиба и среза по формуле

$$\tau_w = \sqrt{\tau_M^2 + \tau_Q^2} \leq R_{wf(c)} \gamma_{wf(c)} \gamma_c \quad (8.34)$$

где

$$\tau_M = \frac{M_p}{W_w} = \frac{6 g_p b_1^2}{2 \cdot 2 \beta_{f(z)} k_f h_w^2};$$

$$\tau_Q = \frac{Q_p}{A_w} = \frac{g_p b_1}{2 \beta_{f(z)} k_f h_w};$$

$$h_w = h_p - 1 \text{ см.}$$

Швы, прикрепляющие траверсу и ребра к плите, рассчитывают на усилия, собранные с соответствующих грузовых площадей. Здесь по известной длине шва находят высоту катета шва k_f .

Оголовки колонн

Конструктивное решение оголовка зависит от типа сечения колонн, способа опирания ригелей (сверху или сбоку). На рис. 8.12 приведены

конструкции оголовков колонн при опирании на них конструкций сверху. На рис.8.13, в) приведена конструкция оголовка колонны сплошного сечения при опирании балок сбоку.

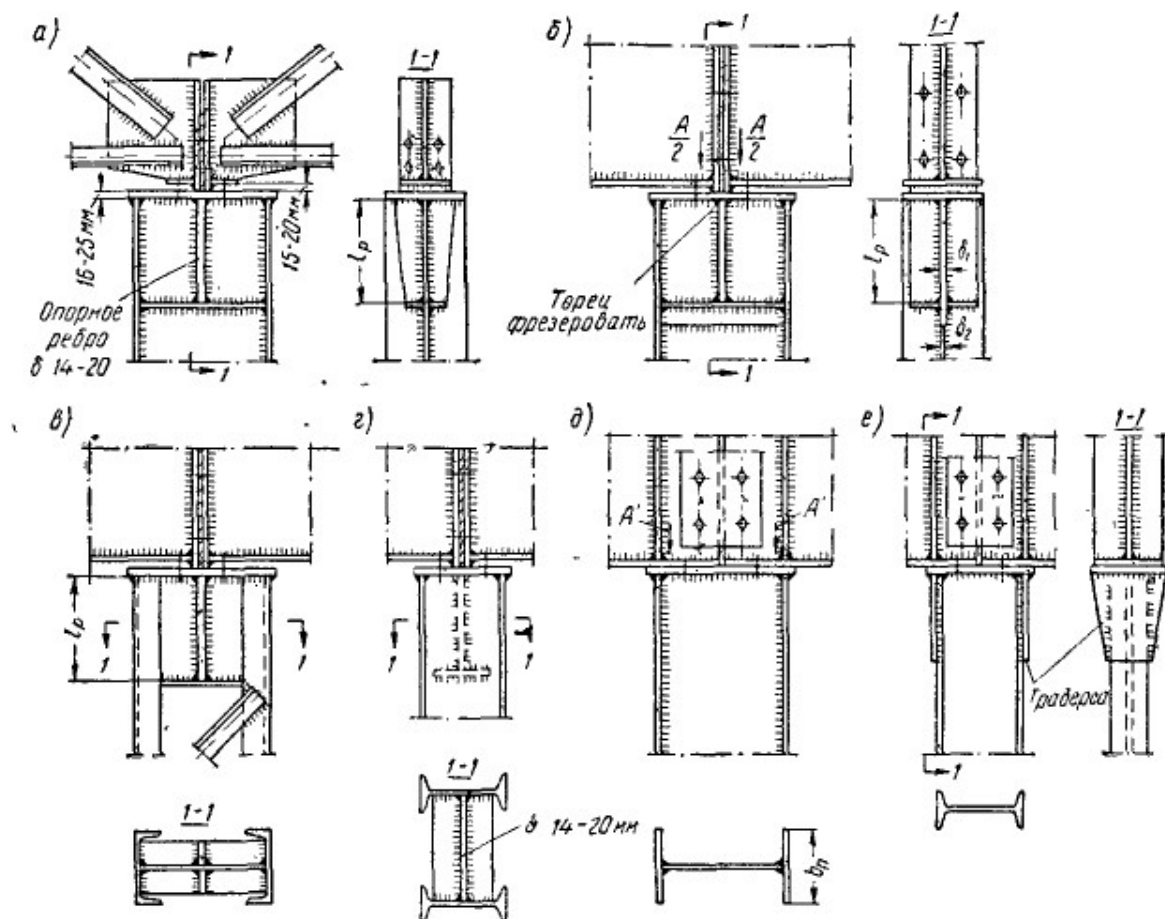


Рис. 8.12 Оголовки колонн при опирании конструкций сверху.

Расчет оголовка выполняется в зависимости от выбранного варианта его конструктивного решения. В ниже приведенных примерах рассмотрены возможные конструкции оголовков колонн и их расчет.

Тема 9

Проектирование конструкций технологических площадок

Технологические площадки предназначены для размещения технологического оборудования, организации его обслуживания, ремонта и состоят из несущих балок, настила, лестниц и ограждения. В зависимости от величины полезной нагрузки и назначения площадки подразделяют на три группы.

1. Площадки под тяжелое стационарное оборудование и подвижную нагрузку (рабочая площадка сталелитейных и литейных цехов, главных корпусов ТЭЦ и т.п.) с полезной нагрузкой $p > 20 \text{ кН/м}^2$.

2. Ремонтные площадки ходовых колес кранов, площадки под транспортеры, трубопроводы, вентиляторы с $p = 4 \dots 20 \text{ кН/м}^2$.

3. Посадочные площадки на опорные (мостовые) и подвесные краны, смотровые площадки с полезной нагрузкой $p = 2,0 \dots 4,0 \text{ кН/м}^2$.

Площадки первой группы выполняют в виде самостоятельных встроенных в здание сооружений. Такие площадки опираются на отдельные колонны, сетка которых обычно кратна модулю, принятому в строительстве ($M = 6 \text{ м}$ или реже 3 м). По колоннам устанавливают систему несущих балок (балочную клетку) и устраивают настил. Геометрическую неизменяемость такого встроенного сооружения и его жесткость обеспечивают системой вертикальных связей.

Площадки второй группы обычно выполняют в виде стального настила из плоской или рифленой стали, подкрепленного снизу ребрами жесткости из стальной полосы или уголков. Балки площадок опирают на кронштейны, которые в свою очередь крепят к стенам, колоннам, ветровым фермам торцевых стен зданий либо в качестве балок площадки используют подкрановые балки, к которым крепят рифленый стальной лист. Иногда балки опирают на отдельные колонны, аналогично площадкам первой группы.

Площадки третьей группы чаще всего собирают из унифицированных стальных элементов (балок, настила, лестниц). Балки этих площадок крепят, как правило, к основным несущим конструкциям здания (колоннам, стенам, подкрановым балкам, стропильным конструкциям) или к конструкциям технологического оборудования (рисунок 9.1).

В качестве настила применяют листы из плоской или рифленой стали с подкреплением их ребрами жесткости, плиты из сборного железобетона, а также железобетонный настил, выполняемый по опалубке из стального гофрированного листа (сталежелезобетонный настил).

Стальной настил в площадках первой группы применяют, если возможно быстрое разрушение бетона от действия высоких температур и больших циклических нагрузок (сталелитейные и литейные цехи).

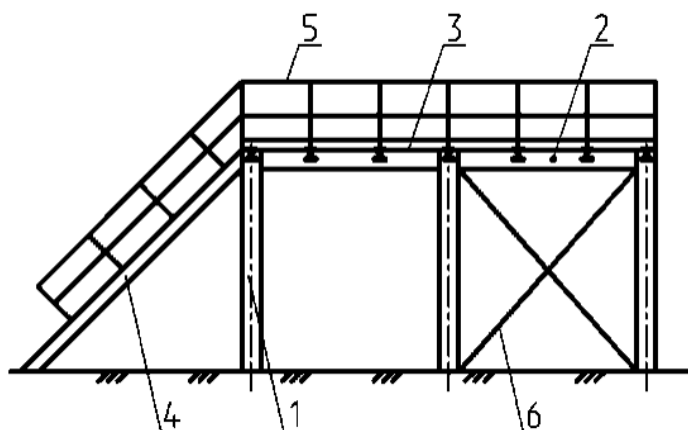


Рисунок 9.1 Технологическая площадка производственного здания:
 1— колонны; 2— система несущих балок; 3— настил; 4— лестница; 5—
 ограждение; 6— вертикальные связи по колоннам

Схемы балочных клеток определяются расположением оборудования и типом настила. Выбирают их из условия обеспечения наименьших затрат металла, бетона и труда на изготовление и монтаж, для чего схемы балочных клеток применяют с наиболее коротким и простым путем передачи нагрузки на колонны или другие опоры.

Балки настила в плане размещают с постоянным шагом по длине поддерживающих их балок (главных или второстепенных), шаг этих балок определяется несущей способностью и жесткостью настила. Необходимо иметь в виду, что при уменьшении шага балок настила толщина последнего и суммарный расход материалов на настил к поддерживающие его балки будут уменьшаться до определенного предела, после которого сечения балок будут определяться не условиями прочности, а требованиями жесткости, и может оказаться целесообразным увеличить шаг балок.

В зависимости от расположения балок технологические площадки разделяются на три основных типа (рисунок 9.2): упрощенный, нормальный и усложненный.

В первом типе балочной площадки (рисунок 9.2,а) нагрузка от настила передается непосредственно на балки, опирающиеся на стены или колонны. В балочной площадке второго типа (рисунок 9.2,б) балки настила опираются на главные балки, а те, в свою очередь, на колонны или стены. И в третьем типе балочной площадки (рисунок 9.2,в) балки настила опираются на вспомогательные балки, которые крепятся к главным балкам. Для этого типа балочной площадки нагрузка от настила передается на опоры наиболее длинным путем.

Как правило, балки настила и вспомогательные балки проектируют из прокатных профилей, а главные — могут быть как прокатными (из больших профилей), так и составными (сварные или болтовые).

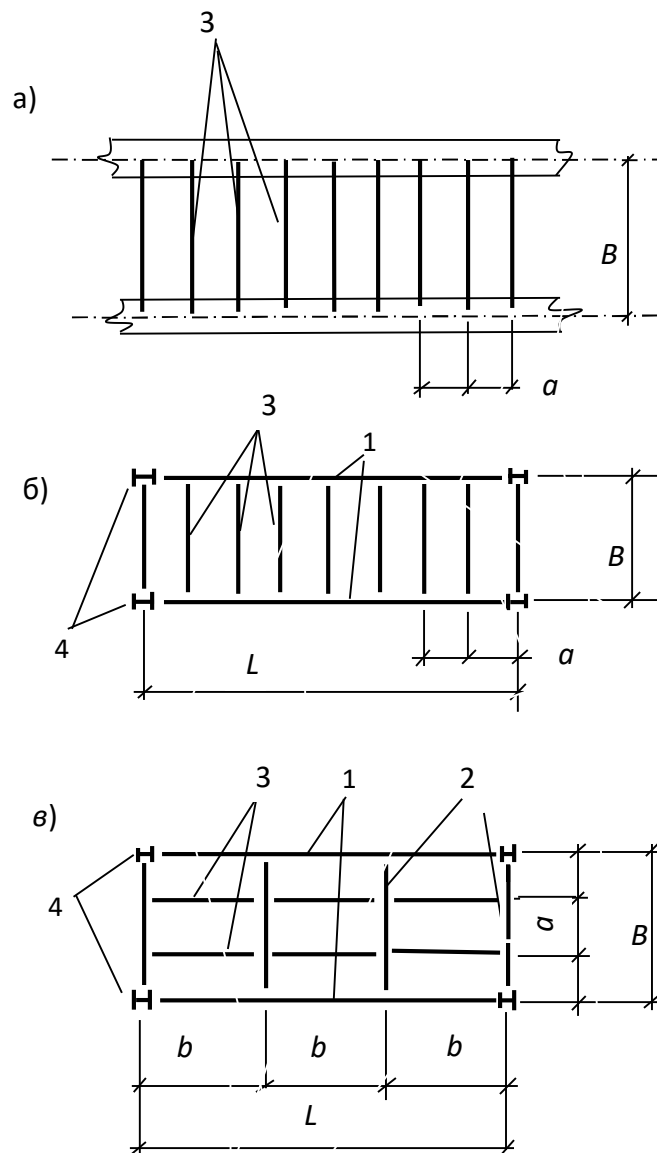


Рисунок 9.2. Типы балочных площадок

- а) – упрощенная; б) – нормального типа;
 в) – усложненного типа; 1 – главные балки;
 2 – вспомогательные балки;
 3 – балки настила; 4 – колонны

Главные балки ориентируют в направлении большего шага колонн (продольного или поперечного) и проектируют обычно разрезными. Учитывая значительные пролеты главных балок, составляющие, как правило, 9...12 м и более, их проектируют составного двутаврового сечения с членением при необходимости на отпавочные элементы.

Балки настила проектируют двутаврового или реже швеллерного сечения. Необходимо иметь в виду, что в площадках с балочной клеткой нормального и усложненного типов прокатные балки рациональны при пролетах до 8...9 м, нагрузках до 10...12 кН/м² и железобетонном настиле.

Сопряжение балок может быть этажное, в одном уровне и пониженное (рисунок 9.3).

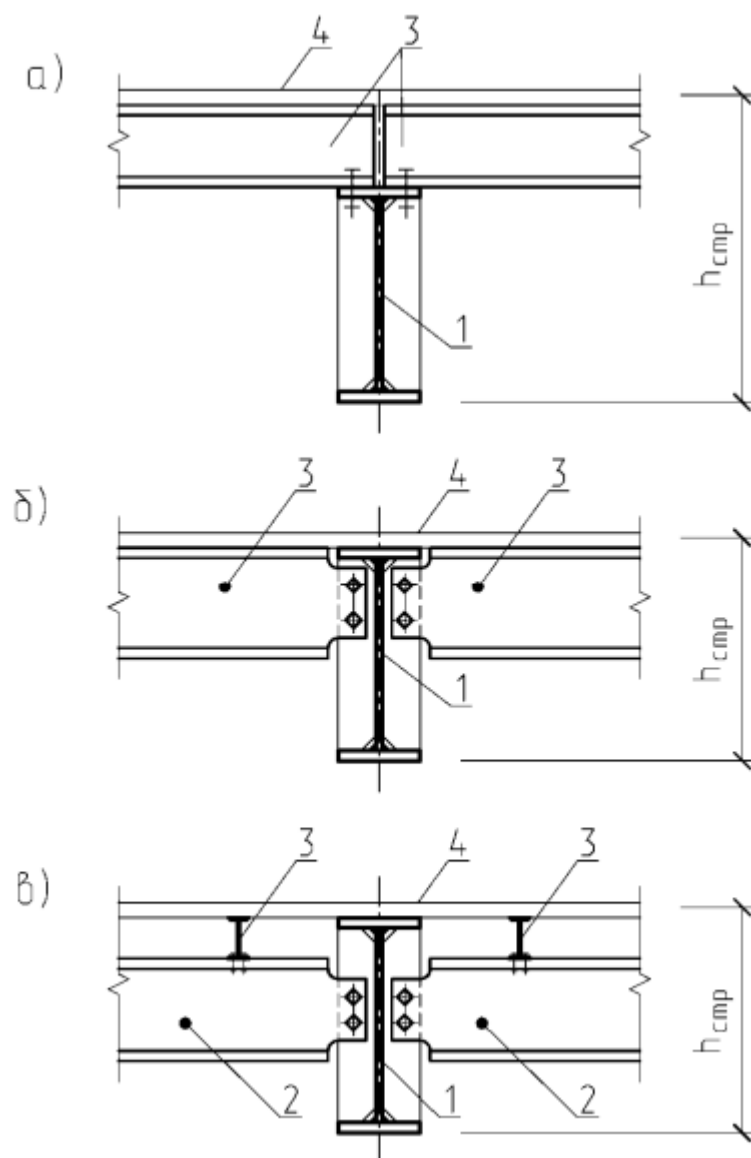


Рисунок 9.3. Схемы сопряжений балок:
а) – этажное сопряжение; б) – сопряжение в одном уровне;
в) – пониженное сопряжение; 1 – главные балки;
2 – вспомогательные балки; 3 – балки настила; 4 – настил

Размер от нижнего пояса главной балки до верха настила называется строительной высотой перекрытия балочной площадки.

Схему балочной площадки обычно назначают исходя из расположения технологического оборудования и в зависимости от типа настила.

Балки настила в плане рекомендуется размещать с постоянным шагом по длине поддерживающих их балок (главных или вспомогательных). Шаг балок настила определяется несущей способностью и жесткостью настила и обычно назначается равным 0,6...1,6 м при стальном настиле и 1,5...3,5 м при железобетонном настиле.

Балки настила можно проектировать разрезными и неразрезными. Последняя статическая схема удобна при этажном сопряжении балок (см. рис. 9.3, а).

Главные балки ориентируют в направлении большего шага колонн (продольного или поперечного) и, как правило, их проектируют разрезными. Пролет главных балок может быть 9...18 м. Для удобства перевозки главные балки делят на отправочные элементы, которые на монтаже объединяют в единую конструкцию с использованием накладок на сварке или высокопрочных болтах.

При установке главных балок на колонны сбоку возможно размещение балок настила по осям колонн (рисунок 9.2, б). При установке главных балок на колонны сверху следует избегать размещения балок настила непосредственно над опорами главных балок. В этом случае балки настила смещают на полшага от оси колонны или устанавливают спаренные балки меньшей мощности (рисунок 9.4).

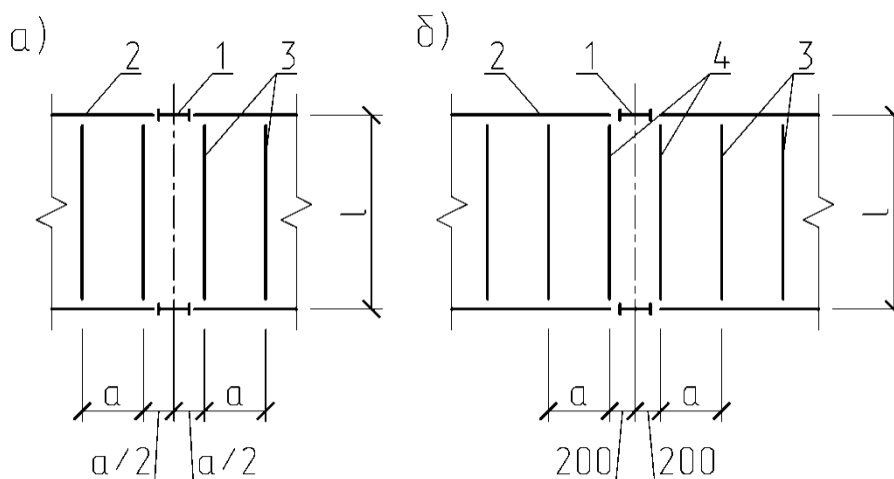


Рисунок 9.4. Размещение балок настила при установке главных балок на колонны сверху:

а) – со смещением балок настила на полшага; б) – с использованием спаренных балок с меньшей несущей способностью; 1 – колонны; 2 – главные балки; 3 – балки настила; 4 – спаренные балки.

При расположении монтажного стыка главных балок в середине их пролета установка балок настила в этом месте не рекомендуется. Для этого по длине главной балки принимается нечетное количество шагов балок настила.

Совершенствование балочных конструкций.

Одной из важнейших задач строительства является разработка новых конструктивных форм и совершенствование существующих. Это привело к появлению конструкций, которые в ряде случаев эффективнее и экономичнее традиционных. В настоящее время наибольшую популярность получили несколько типов облегченных балок.

Бистальные балки (рисунок 9.5). Это балки, выполненные из двух марок стали различной прочности. При этом в наиболее напряженных участках поясов балки применяют сталь повышенной прочности, а на участках, где нормальные напряжения гораздо меньше (стенка и пояса вблизи опор), применяют малоуглеродистую сталь. Такое решение позволяет существенно снизить расход металла при экономически целесообразном ограниченном применении сталей более высокого класса и способствует снижению стоимости на 5–7 %.

Особенностью работы бистальных балок является возможность возникновения текучести материала стенки в крайних участках, которые примыкают к поясам. Однако эта текучесть не опасна для всей конструкции, потому что деформации в этих участках стенки ограничены поясами и остальной частью стенки. Поэтому ребра устанавливаются чаще, а горизонтальные ребра жесткости выполняются из высокопрочной стали.

При работе с циклическими нагрузками бистальные балки обладают большей износостойкостью, чем обычные балки. При этом компоновку сечения бистальных балок, а также определение общей устойчивости выполняют так же, как и в моносталях.

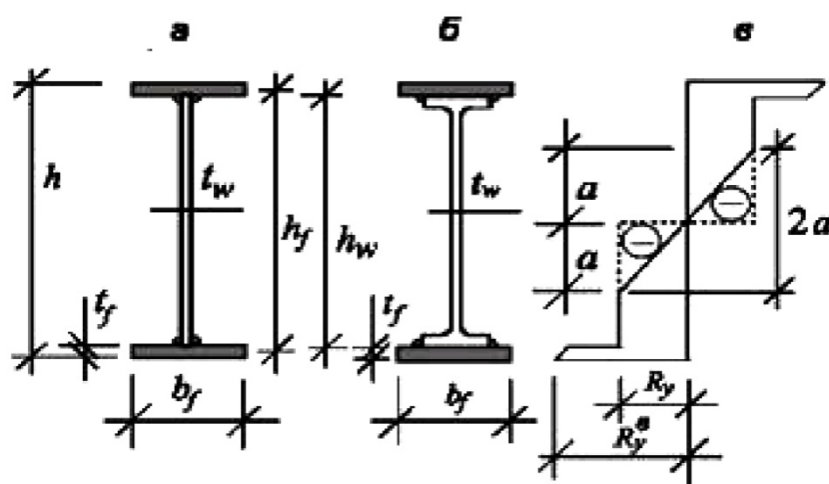


Рисунок 9.5. Бистальные балки:

а – из листовой и полосовой стали; б – из прокатного двутавра и полосовой стали; в – эпюра нормальных напряжений

Балки с перфорированной стенкой (рисунок 9.6). Такие балки получают путем разрезания стенки прокатного двутавра по зигзагообразной линии. Затем соединяют части в местах примыкания выступов сваркой и получают двутавр с отверстием в стенке. Высота конечной конструкции больше, что способствует повышению несущей способности. Хорошо зарекомендовали себя перфорированные балки в виде прогонов пролетом 12 метров. При этом перфорацию рекомендовано начинать с прокатного двутавра № 20.

При расчете перфорированных балок используют модель, напряжения в которой находят как в обычной балке, ослабленной отверстием, и учитывают действие поперечной силы, изгибающей пояс. Вычисляют геометрические характеристики по сечению с отверстием и проверяют общую устойчивость тоже как обычных балках.

Формы поперечных сечений и связанных с этим отверстий зависят от назначения элементов в конструкции. Как показали исследования, в некоторых случаях, касающихся устойчивости, более предпочтительной может оказаться перфорация стенки двумя рядами неодинаковых по величине вырезов. С точки зрения распределения напряжений наиболее выгодными оказываются наклонные эллиптические отверстия, за счет снижения концентрации касательных напряжений в балке. Отверстия в перфорированных элементах позволяют использовать пространство между балок для проведения коммуникаций через стенки балок, что приводит к повышению энергоэффективности такой конструкции при использовании ее в строительстве зданий и сооружений.

Такая конструкция балки позволяет значительно сократить расход материала, трудозатраты, время возведения каркаса здания, а, следовательно, и стоимость строительства.

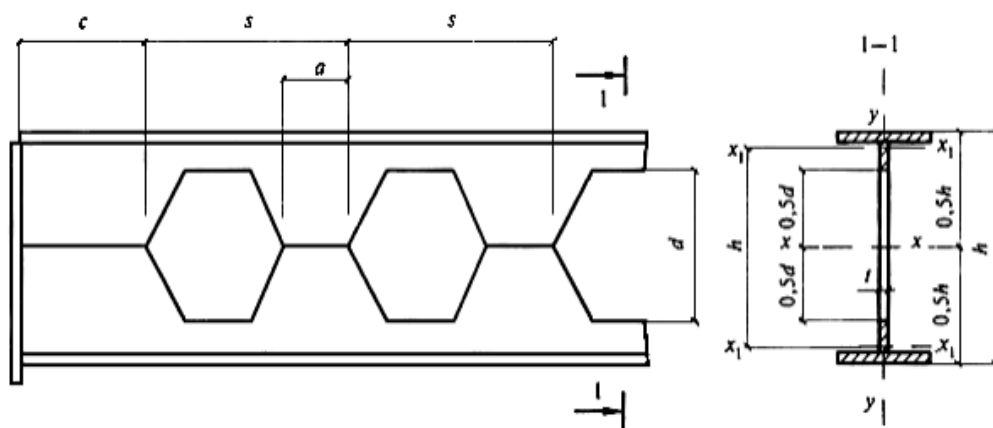


Рисунок 9.6. Балка с перфорированной стенкой

Балки с гибкой стенкой (рисунок 9.7). Стенка балки представляется в виде гибкой прямоугольной пластинки, опёртой на пояса и рёбра жёсткости, несущей в своей плоскости по контуру нагрузку, статически эквивалентную изгибающему моменту, поперечной, продольной силе или их комбинации. Уменьшение толщины стенки и повышение ее гибкости приводит к уменьшению площади сечения, а, следовательно, к экономии металла.

Препятствием к значительному увеличению гибкости стенки является потеря ее местной устойчивости и нежелание проектировать продольные ребра жесткости. Однако, при потере устойчивости тонкая стенка, имеющая вертикальные ребра жесткости, образует складки между ребрами,

направленными вдоль основных сил растяжения («закритическая» работа стенки), и балка продолжает нести действующую нагрузку. В результате балка как бы превращается в раскосную ферму, в которой растянутые участки стенки выполняют роль растянутых раскосов, а ребра жесткости – роль сжатых стоек.

Таким образом, благодаря закритической работе стены балки можно сделать более тонкостенными, что в свою очередь дает экономию металла.

Работа и расчет таких балок сильно отличается от обычных. Проверка несущей способности пояса проводится по внецентренному сжатию, а стенки – по приведенным напряжениям от действия растягивающих, сжимающих и касательных напряжений.

Применение балок с очень тонкими стенками целесообразно при стабильном направлении действия статических временных нагрузок, поскольку работа таких балок при переменных в направлении подвижных и динамических нагрузок еще недостаточна.

На сегодняшний день применяются следующие типы балок с гибкой стенкой: с поперечными ребрами жесткости, с продольными ребрами жесткости, с ребрами-стойками и с гладкими стенками.

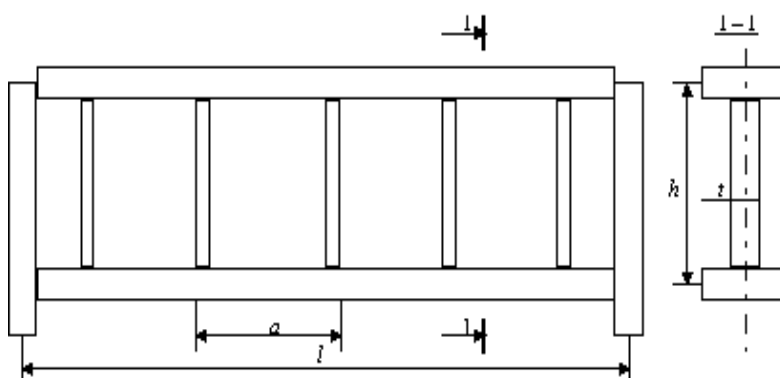


Рисунок 9.7. Балка с гибкой стенкой

Балки с гофрированной стенкой (рисунок 9.8). Один из способов снизить содержание металла в балках – гофрирование стенок. Такие балки применяются во всех случаях, когда необходимо повысить жесткость конструкции на кручение.

Установка поперечных ребер смягчает ситуацию за счет уменьшения толщины стенки и в то же время увеличения жесткости балок на кручение, поскольку ребра действуют как мембрана и обеспечивают неизменность контура поперечного сечения.

При выборе конструктивного решения балки с гофрированной стенки следует учитывать и особенности напряженно-деформированного состояния под действием нагрузок, и технологические требования.

Основные типы таких балок: прямоугольные, трапециевидные, треугольные, волнистые. Стенки с треугольными гофрами наиболее просты в изготовлении, а с волнистыми – устойчивы. Также встречается применение полос из готового профнастила. Исследования, представленные в работе, показывают, что большей несущей способностью обладает несущий элемент, гофры которого имеют синусоидальный профиль.

Изготовление балок с гофрированной стенкой рекомендуется производить на заводах металлоконструкций, с организацией специальных участков прессования или другими установками для гофрирования.

В упругой стадии, до потери устойчивости стенки как ортопропной пластины, балки с гофрированной стенкой работают дольше, чем балки с гибкой стенкой. Так как пояса балок с гофрированной стенкой не испытывают изгиба в плоскости стенки, они также работают в лучших условиях.

Предельное состояние балки обычно сопровождается потерей местной устойчивости стенки под действием местных сосредоточенных сил, если отсутствуют ребра жесткости. В балках с довольно жесткими гофрированными стенками предельное состояние может возникнуть из-за развития чрезмерных остаточных деформаций. Замена стенки из плоского листа в опорных зонах на вертикально гофрированный профиль обеспечивает повышенную общую и местную устойчивость стены, что приводит к увеличению несущей способности балки.

Для балок с гофрированными стенками часто принимают двутавровые сечения с поясами из листов. Сечение поясов может иметь довольно большие размеры в ширину и быть переменным по длине в соответствии с очертаниями эпюры изгибающих моментов, что позволяет дополнительно уменьшить расход металла.

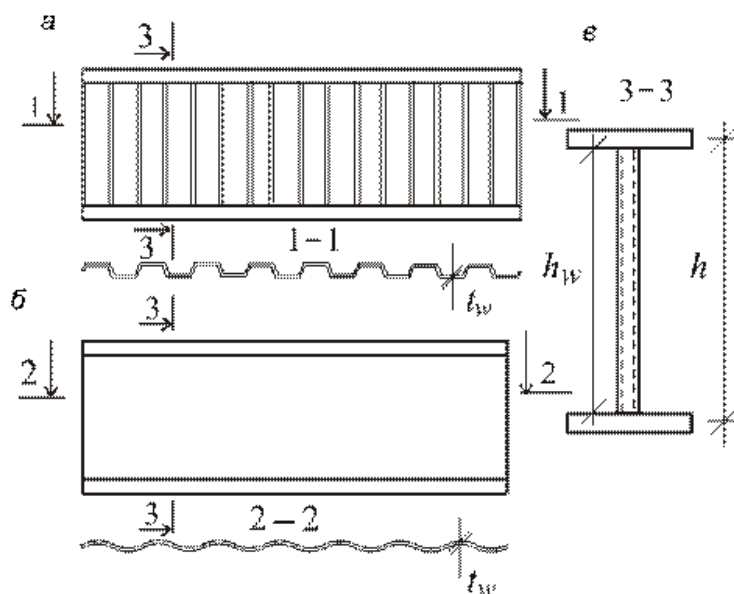


Рисунок 9.8. Балка с гофрированной стенкой

Предварительно напряженные балки. Предварительно напряженные металлические балки на 15–23 % экономичнее обычных балок с точки зрения расхода стали.

Предварительное напряжение чаще всего происходит путем включения стальных тросов в балку, расположенных в растянутой зоне конструкции и растягиваемых во время монтажа. Иногда вместо тросов применяют пучки высокопрочной проволоки.

При обжатии конструкции в балке образуются начальные напряжения, противоположные по знаку напряжениям от нагрузки.

На эксплуатационную нагрузку сечение работает в сочетании с тросами как статическая неопределимая система, при этом число дополнительных неизвестных равно количеству напрягаемых элементов. Таким образом, в тросах нагрузки прикладываются к усилиям от предварительного напряжения. В зависимости от величины данного суммарного усилия принимают поперечное сечение троса.

Обратные начальные моменты позволяют значительно уменьшить сечение балки. Экономия стали при такой конструкции во много раз превосходит вес тросов.

Предварительное напряжение также, осуществляется путем сварки двух предварительно изогнутых половин балки и принудительным смещением опор неразрезной балки.

При осуществлении предварительного напряжения всегда требуются дополнительные затраты труда. Однако, если при этом сокращается расход стали, то общая трудоемкость конструкций оказывается ниже, чем при применении обычных конструкций.

Тема 10

Металлические конструкции одноэтажных производственных зданий

Общая характеристика промзданий

Примерно 65% промышленных зданий являются одноэтажными, что обусловлено, прежде всего, их лучшими экономическими показателями и преимуществами при эксплуатации. Кроме того, в одноэтажных зданиях значительно проще решаются вопросы реконструкции, естественного освещения и аэрации. Как правило, одноэтажные промздания оборудуются мостовыми или подвесными грузоподъемными кранами.

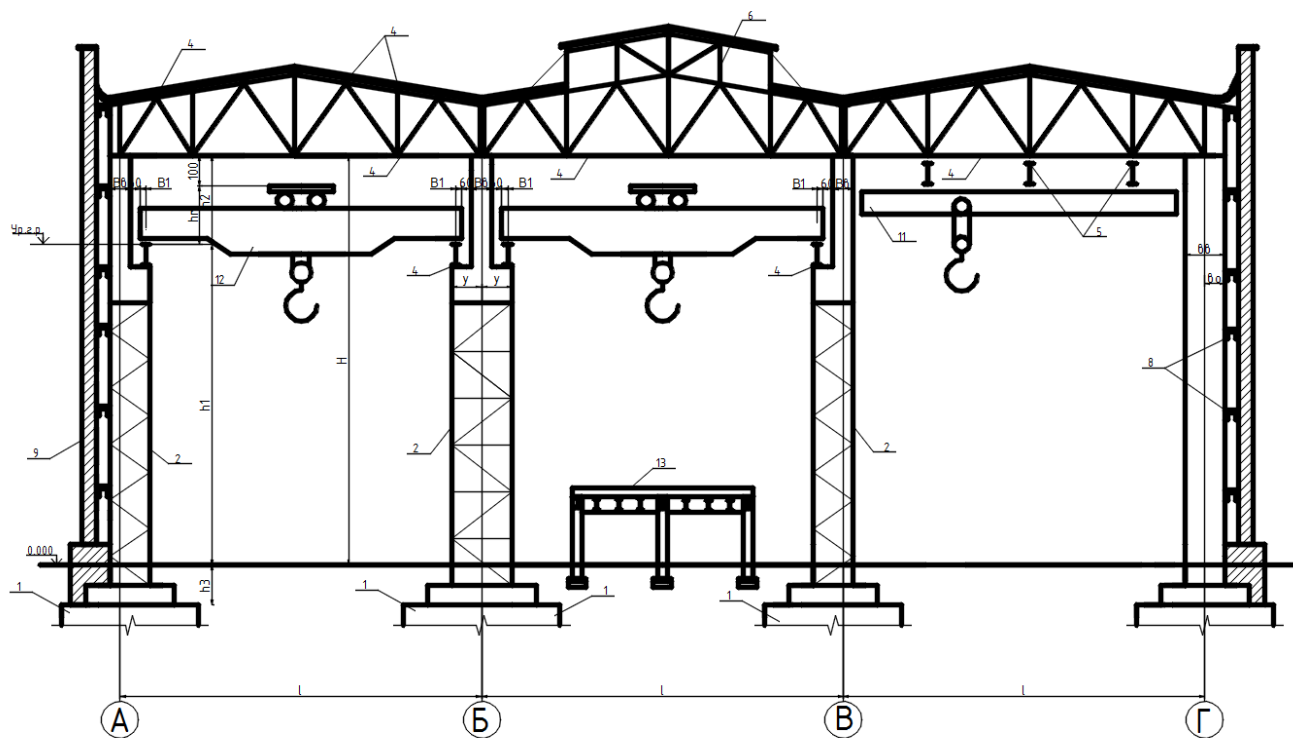


Рис. 10.1. Поперечный разрез трёхпролётного промздания: 1- фундаменты; 2- колонны; 3- фермы; 4- подкрановые балки; 5- подвесные пути; 6- П-образный светоаэрационный фонарь; 7- прогоны покрытия; 8- фахверк; 9- стены; 10- кровля; 11- подвесной кран; 12- мостовой кран; 13- технологическая площадка.

Каркас промышленных зданий состоит из поперечных и продольных конструкций. К поперечным конструкциям (см. рис.10.1) относятся: фундаменты, колонны, балки покрытий или стропильные фермы (ригели), к продольным: подкрановые балки, связи, прогоны покрытий, подстропильные фермы, элементы фахверка. Поперечные конструкции образуют поперечную раму здания (ПРЗ),

которая воспринимает вертикальные и поперечные горизонтальные нагрузки, действующие на здание.

Основными геометрическими параметрами промзданий являются: пролет, шаг колонн и высота. Наиболее употребительные значения пролетов (l) равны 18, 24, 30 и 36 м, шага колонн - 6 и 12 м, высоты (h) - 6 и 7.2 м (для бескрановых зданий), 6; 7.2 и 8, 4 м (для зданий с подвесными кранами), - 10.8; 12.6 м (для зданий с мостовыми кранами).

Требования предъявляемые к промзданиям: это, прежде всего, удовлетворение условиям эксплуатации, долговечность и экономичность. Кроме этого, при проектировании учитываются требования типизации и индустриализации.

Основы компоновочных и конструктивных решений

При большой длине и ширине промздания членятся на температурные отсеки. Это делается, чтобы уменьшить напряжение в конструктивных элементах (прежде всего, в колоннах) при изменении температуры. Размеры температурных отсеков назначаются таким образом, чтобы напряжениями от температурных деформаций в колоннах можно было пренебречь. Первой величиной, учитываемой при назначении размеров температурных отсеков является возможный перепад температуры в процессе эксплуатации. В свою очередь, это зависит от района строительства и условий эксплуатации (отапливаемое или не отапливаемое здание). Для отапливаемого здания перепад температуры будет меньше, следовательно, размер температурного отсека будет больше, чем для неотапливаемого здания. Кроме того, учитывается жесткость колонн - чем больше жесткость, тем меньше должны быть температурные перемещения, т.е. тем меньше должен быть размер температурного отсека. Поэтому в продольном направлении, где жесткость колонн значительно меньше, размер температурного отсека будет значительно больше, чем в поперечном направлении.

Линия, по которой сопрягаются температурные отсеки, называется температурным швом. Поперечный температурный шов совмещается с поперечной координатной осью, а продольный располагается между сдвоенными продольными координатными осями. Вдоль температурных швов устраивается сдвоенный ряд колонн, привязка которых показана на рис.10.2. Сдвоенные ряды колонн обеспечивают независимость температурных деформаций в каждом температурном отсеке. У торцов здания колонны следует смещать на 500 мм с поперечной координатной оси. Это делается для удобства угловых сопряжений стеновых элементов. Размер привязки равный 500 мм допускается увеличивать до значений кратных 250 мм

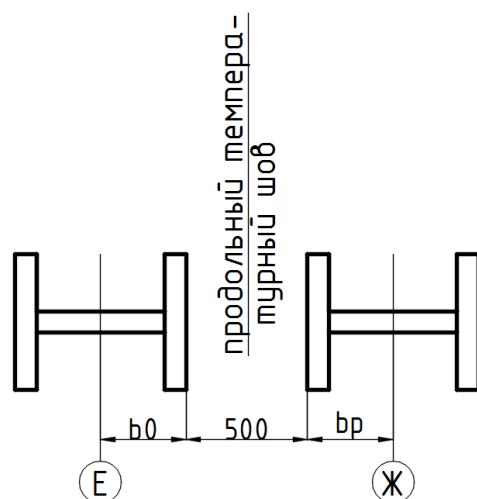


Рис.10.2.Расположение колонн у температурного шва: а- у продольного шва; б- у поперечного шва.

Конструктивные решения покрытий

Конструктивные варианты покрытий промзданий приведены на рис.10.3. По первому варианту(рис.10.3а)на стропильные фермы или балки монтируются прогоны с шагом 3 м, по которым укладываются листы профнастила и затем ограждающие элементы покрытия: пароизоляция, утеплитель (плиточный) и гидроизоляционный ковер. При этом варианте профнастил укладывается гофрами поперек здания. Более прогрессивным решением покрытия является беспрогонный, "молодеченский" вариант (рис.10.3б). Здесь профилированный настил укладывается непосредственно на верхний пояс стропильных ферм, при этом гофры настила направлены вдоль здания. При этом варианте шаг колонн может быть равен 6 или 12 м.При шаге колонн 12м используются подстропильные фермы. Наиболее экономичные варианты покрытия приведены на рис.10.3в,г.Здесь несущими и ограждающими элементами служат панели-оболочки "на пролет". Ширина таких панелей равна 3 м, а длина равна пролету здания. Панели-оболочки могут опираться на подстропильные балки или фермы, а могут самостоятельно образовывать подстропильную конструкцию, как это показано на рис.10.3г.

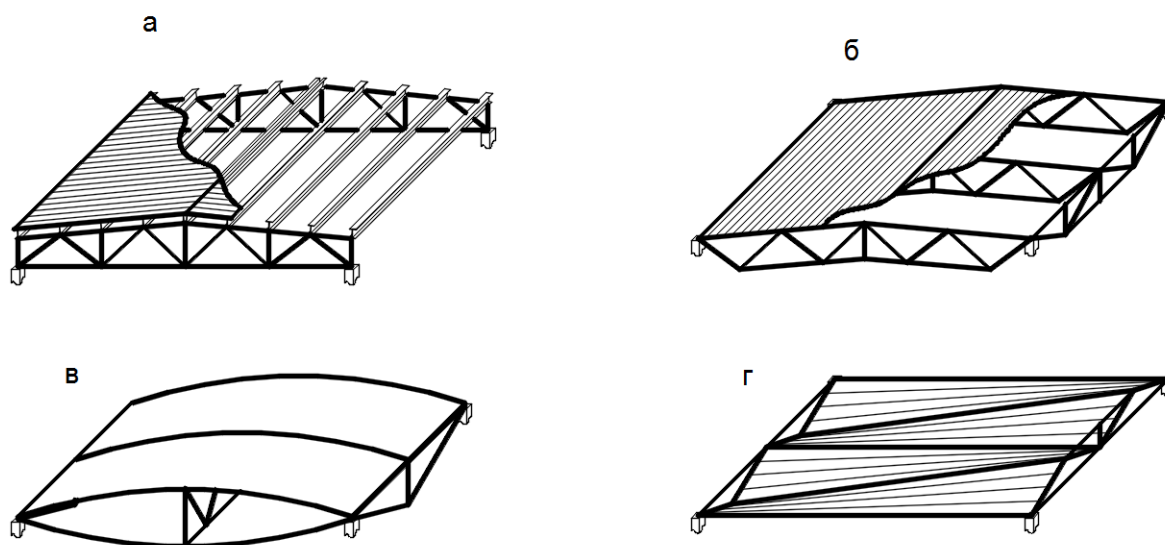


Рис. 10.3. Конструктивные варианты покрытий: а- прогонное покрытие; б- беспрогонное покрытие; в- покрытие из цилиндрических панелей-оболочек; г- покрытие из гиперболических панелей-оболочек «на пролёт»; 1- стропильные фермы; 2- прогоны; 3- профилированный настил; 4- подстропильная ферма; 5- цилиндрические панели покрытия; 6- гиперболические панели-оболочки; 7- распорки.

Цилиндрическая панель-оболочка образуется на основе стального профилированного настила. В процессе формообразования профнастилу придается изогнутая (цилиндрическая) форма, которая фиксируется с помощью ширингального подкрепления. Нарис.10.3визображена ячейка покрытия из 2-х панелей-оболочек. По расходу металла цилиндрическая панель-оболочка имеет наилучшие показатели. Гиперболическая панель-оболочка также образуется на основе стального профнастила, которому в этом случае придается форма гиперболического параболоида. Такая форма способствует наилучшему распределению усилий в конструкции и придает интерьеру здания выразительный и своеобразный вид. На рис.10.3г изображена ячейка покрытия из 4-х панелей-оболочек. Применение панелей-оболочек резко снижает количество монтажных элементов, предопределяет прогрессивный блочный монтаж покрытия, позволяет большую часть кровельных работ выполнять внизу, на строительной площадке или на заводе-изготовителе. Кроме того, панели-оболочки уменьшают строительную высоту покрытия, тем самым снижают эксплуатационные расходы.

Покрытия промзданий могут быть оборудованы свето-аэрационными П-образными (см.рис.10.1) или зенитными фонарями. П-образные фонари имеют ширину равную 6 или 12 м, высоту 2...3.5 м, а их длина определяется технологическими потребностями. Зенитные фонари устанавливаются на покрытие в

виде отдельных вкраплений в местах, обусловленных технологическим процессом. Размеры зенитных фонарей в плане 1.0x1.5; 1.5x1.5; 1.5x3; 1.5x6; 3x3. Высота зенитных фонарей 0.4...0.7 м. По сравнению с П-образными фонарями зенитные фонари менее трудоемки в монтаже, имеют меньший расход металла, не увеличивают строительную высоту здания, обеспечивают меньшие теплопотери и не создают снеговых "мешков". К недостаткам зенитных фонарей можно отнести их меньшую аэрацию и потребность в постоянной очистке от пыли и снега.

Стены. Фахверк

Для стенового заполнения в промзданиях, как правило, используют железобетонные или трехслойные с металлической обшивкой панели заводского изготовления. В первом случае, панели располагаются горизонтально, а во втором - вертикально. Трехслойное стеновое заполнение может быть образовано и непосредственно на строительной площадке (полистовая сборка). В таблице 10.1 приведены технико-экономические показатели вариантов стенового заполнения.

Фахверк служит для поддержания стенового заполнения и оформления проемов. Фахверк включает в себя систему конструктивных элементов, состоящую из стоек, ригелей и распорок. На рис.10.4 приведено конструктивное решение торцевого фахверка, состоящего из стоек и ригелей, для стенового заполнения из трехслойных панелей. При использовании железобетонных панелей вместо ригелей используются распорки, которые располагаются в плоскости фахверковых стоек. Частота расположения фахверковых стоек зависит от размеров элементов (панелей) стенового заполнения. А частота расположения ригелей - от несущей способности, т.к. расстояние между ригелями является пролетом для вертикально расположенной стеновой панели, воспринимающей ветровую нагрузку. Соединение фахверковых стоек с фермой покрытия осуществляется с помощью листового шарнира, отличительной особенностью которого является способность передавать на ригель покрытия (ферму) только горизонтальные усилия.

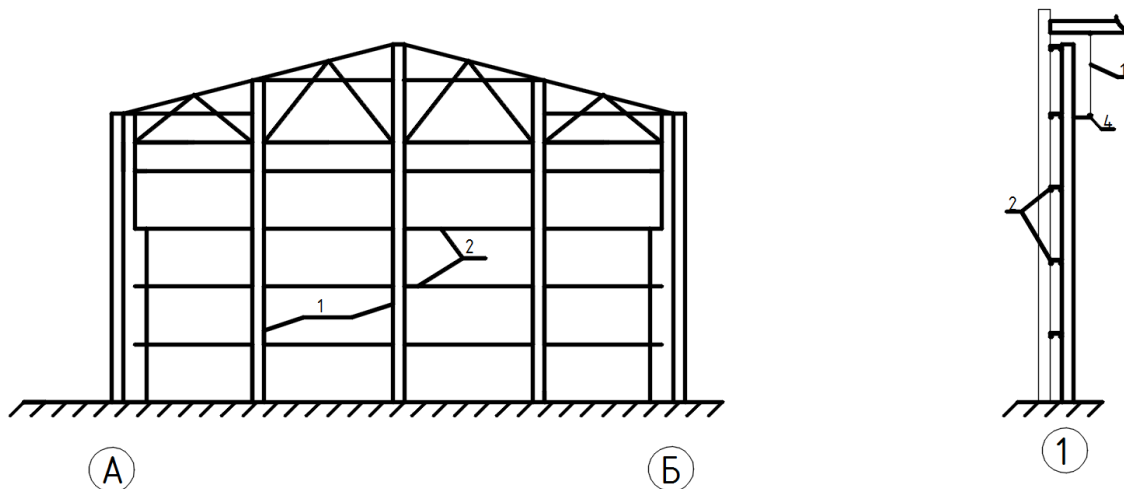


Рис.10.4.Элементы торцевого фахверка: 1- стойка; 2- ригели; 3-ферма; 4-листовой шарнир.

Элементы фахверка воспринимают ветровую нагрузку и нагрузку от собственного веса и веса стенового заполнения. Стойки фахверка рассчитываются как внецентренно сжатые элементы, а ригели как элементы изгибаемые в двух плоскостях с учетом возможного кручения.

Таблица10.1

Технико-экономические показатели стенового заполнения

№ п/п	Вид стенового заполнения	Расход стали, кг/м ²	Трудозатраты на строит. площадке, чел.час/м ²	Стоимость “в деле”, %
1	из кирпича (толщиной 51 см)	—	3	100
2	из железобетонных панелей	4.4	1.25	118
3	из 3-х слойных панелей заводского изготовления	16.3	1.09	140
4	из 3-х слойных панелей-карт полистовой сборки	20,4	1.8	128

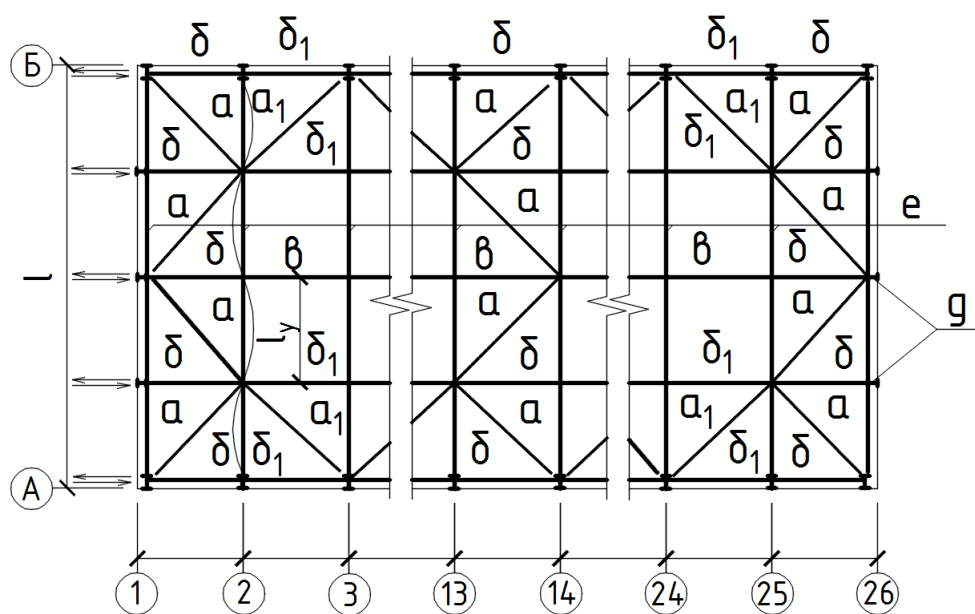
Связи

Различают связи горизонтальные и вертикальные. В свою очередь, горизонтальные связи подразделяются на поперечные и продольные, а вертикальные - на связи между фермами и между колоннами.

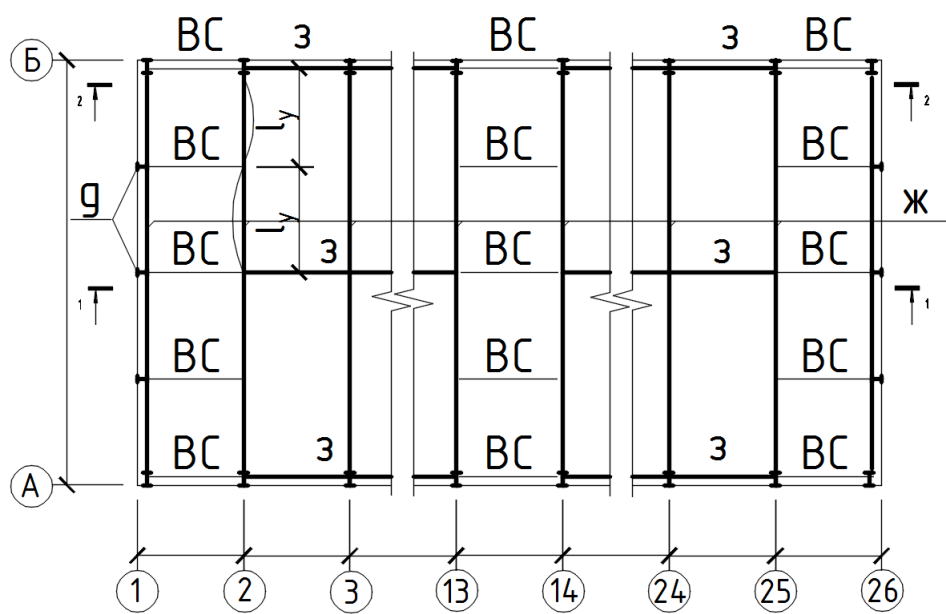
Поперечные горизонтальные связи предназначены для восприятия ветровой нагрузки, действующей на торец здания. В дальнейшем эта нагрузка передается через другие конструктивные элементы на основание. Кроме того, поперечные горизонтальные связи служат для уменьшения расчетной длины поясов фермы в горизонтальной плоскости. Поперечные горизонтальные связи устанавливаются у торцов температурных отсеков в уровне нижних поясов ригелей (ферм). Если длина температурного отсека превышает 144 м, то связи ставят еще и в середине температурного отсека для повышения общей жесткости диска покрытия (см. рис. 10.5). Связевые элементы (на рис.10.5а они обозначены "а" и "б") совместно с нижними поясами стропильных ферм или балок образуют горизонтально расположенные связевые фермы, обладающие определенной несущей способностью и жесткостью. При этом расчетная длина (l_y) нижнего пояса стропильной фермы в горизонтальной плоскости будет равна расстоянию между узлами связевой фермы. Для обеспечения узловой передачи ветровой нагрузки расположение узлов связевых ферм должно быть увязано с расположением фахверковых стоек и расположением узлов стропильных ферм по нижнему поясу. Уменьшение расчетной длины нижнего пояса ферм, между которыми нет связевых элементов, обеспечивается постановкой растяжек (на рис.10.5а они обозначены буквой "в").

Элементы связей изготавливают, как правило, из уголков или труб, а размер профиля назначается по предельной гибкости. Для сжатых элементов связей предельная гибкость равна 200, для растянутых при динамической нагрузке с количеством циклов нагружения за весь период эксплуатации здания более $2 \cdot 10^6$ равна 300, при других нагрузках - 400. При треугольной решетке связевых ферм (изображена на рис.10.5а) все элементы считаются сжатыми. При крестообразной решетке все раскосы считаются растянутыми (здесь допускается считать, что сжатые раскосы исключаются из работы), а стойки - сжатыми. В зданиях с пролетом более 30 м и высотой более 15 м усилия в связевых фермах от ветровой нагрузки следует определять расчетом и сечения подбирать согласно этих усилий. При этом усилия, возникающие в нижних поясах стропильных ферм, при расчете самих стропильных ферм не учитываются. Узловые соединения связевых элементов, если нет фактического усилия, рассчитываются на силу равную 60 кН.

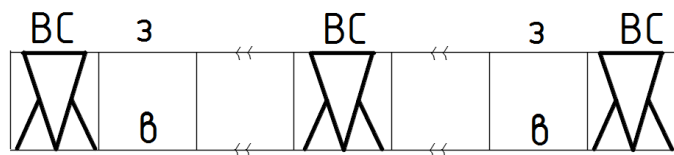
а



б



1-1



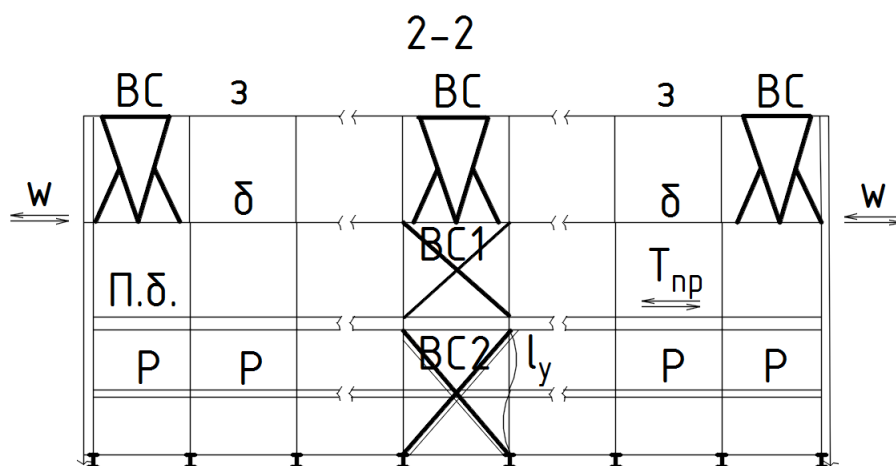


Рис. 10.5. Схемы связей в пределах температурного отсека: а- схема горизонтальных связей; схем вертикальных связей. Обозначения: а, б- элементы поперечных связей; а₁, б₁- элементы продольных связей; в, з- распорки; д- стойки торцевого фахверка; е, ж- нижний и верхний пояса стропильных ферм; ВС- вертикальные связи между фермами; ВС1- вертикальные связи между колоннами выше подкрановых балок; ВС2 тоже ниже подкрановых балок; Р- распорки между колоннами.

Продольные горизонтальные связи обеспечивают совместную работу поперечных рам здания при действии горизонтальной поперечной нагрузки, распределенной неравномерно по длине здания. К таким нагрузкам относится, прежде всего, нагрузка, возникающая при торможении тележки грузоподъемного крана.

Продольные связи располагаются вдоль крайних рядов колонн (на рис.10.5а элементы продольных связей обозначены через а₁ и б₁). В зданиях, с числом пролетов более трех, продольные горизонтальные связи следует размещать также вдоль средних рядов колонн и не реже, чем через пролет в зданиях с тяжелым и весьма тяжелым режимом работы и через два пролета в прочих зданиях. В зданиях без мостовых кранов продольные горизонтальные связи не применяются. Также можно обходиться без этих связей в зданиях, оборудованных кранами, грузоподъемностью до 10 т легкого или среднего режима работы. При этом покрытие должно быть без подстропильных ферм, а высота здания не должна превышать 18 м. Конструктивные решения и подбор сечений элементов горизонтальных продольных связей аналогичны поперечным связям.

Вертикальные связи между фермами предназначены для фиксации вертикального положения стропильных ферм, для уменьшения расчетной длины стержней поясов ферм в горизонтальной плоскости и для передачи горизонтальных

нагрузок, действующих вдоль здания на диск покрытия. Вертикальные связи устанавливаются в тех же осях, что и поперечные горизонтальные связи (см. рис. 10.5б). Шаг вертикальных связей должен совпадать с расположением узлов по нижнему и верхнему поясу стропильных ферм. Как правило, шаг вертикальных связей принимается кратным 6м. В местах расположения вертикальных связей в стропильных фермах следует предусматривать вертикальные стойки.

Расчетная длина в горизонтальной плоскости (l_y) верхнего пояса ферм, между которыми расположены вертикальные связи, равна шагу этих связей (на рис.10.5б деформированная ось верхнего пояса показана штриховой линией). Расчетная длина верхнего пояса других ферм уменьшается присоединением их к вертикальным связям распорками, прогонами или элементами, их заменяющими.

Вертикальные связи проектируются в виде фермочек заводского изготовления, сечения элементов которых подбираются по предельной гибкости (см. выше). В местах установки вертикальных связей элементы "б" горизонтальных связей не ставятся.

Для покрытий зданий с применением панелей-оболочек на пролет поперечные и продольные горизонтальные связи, а также вертикальные связи в пределах покрытия не требуются.

Вертикальные связи между колоннами обеспечивают продольную устойчивость колонн, воспринимают продольные усилия от ветра (W) и крана ($T_{кр}$), уменьшают расчетную длину колонн в продольном направлении (из плоскости поперечной рамы). Вертикальные связи между колоннами располагают в средней части температурного отсека (см. рис. 10.5б, разрез 2-2) с тем, чтобы не препятствовать температурным деформациям. Рекомендуется, чтобы расстояние от торца температурного отсека до вертикальных связей между колоннами не превышало 90 м для отапливаемых зданий и 75 м для неотапливаемых.

Для уменьшения расчетной длины (l_y) из плоскости поперечной рамы колонн, расположенных вне связевой панели, используются распорки. Связи, расположенные выше подкрановых балок делаются одинарными и располагаются по оси надкрановой части колонн. Связи, расположенные ниже подкрановых балок, делаются двойными (на рис.10.5б, разрез 2-2 они показаны сплошной и штриховой линией) и располагаются в плоскости каждой ветви подкрановой части колонн. Сечение вертикальных связей подбирается в большинстве случаев по предельной гибкости. В зданиях с тяжелым и весьма тяжелым режимом работы связи между колоннами рассчитывается по жесткости: горизонтальные отклонения колонн на уровне подкранового рельса при действии продольной крановой нагрузки не должны превышать $h_1/4000$, где h_1 -отметка уровня головки подкранового рельса.

Определение размеров поперечной рамы здания

Наиболее часто при компоновке поперечных рам промышленных зданий используются одноступенчатые колонны, состоящие из надкрановой и подкрановой частей, соответственно, выше и ниже уровня опирания подкрановых балок (см. рис. 10.6а). Надкрановая часть колонн всегда сплошностенчатая, а подкрановая - также может быть сплошностенчатой, если ее ширина (b_n) не превышает 1м, в противном случае, подкрановая часть делается сквозной. Делается это с целью уменьшения расхода металла. Сопряжения колонн с фундаментом всегда жесткое. Это проще в конструктивном отношении и обеспечивает неизменяемость каркаса здания в поперечном направлении. Сопряжение колонн с ригелем может быть как жестким, так и шарнирным. Жесткое сопряжение применяется для однопролетных зданий, а шарнирное для многопролетных. При определении вертикальных размеров поперечной рамы здания (ПРЗ) отправной величиной является уровень головки рельса (ур. г. р.). Нарис.10.6а этот размер обозначен символом h_1 . Расстояние от ур. г. р. до низа стропильных конструкций определяется как сумма: $h_2 = h_k + f + 100 \text{ мм}$, где h_k - вертикальный габарит крана, f - прогиб ригеля, 100 мм - зазор безопасности между низом ригеля и верхом грузоподъемного крана. Полезная высота здания (H) равная сумме h_1 и h_2 , исходя из требований унификации, должна быть кратной 600 мм. Высота надкрановой (h_b) и подкрановой (h_n) частей колонны определяются по формулам:

$$h_b = h_2 + a ; \quad h_n = H - h_b + h_3 \quad (10.1)$$

где a - суммарная высота подкрановой балки и подкранового рельса; h_3 - заглубление фундамента. Как правило $h_3 = 0.6 \dots 1 \text{ м}$.

Привязка крайних колонн к координатным осям (b_0) может иметь три значения: 0, 250 и 500 мм. Чем больше поперечная нагрузка, тем больше значение привязки. Нулевая привязка рекомендуется при следующих параметрах: грузоподъемность крана не более 30 т, уровень головки рельса не более 10 м, шаг колонн 6м. Привязка равная 500мм соответственно: при грузоподъемности кранов более 80 т, при h_1 более 18 м и шаге колонны 12 м и более. В остальных случаях привязка принимается равной 250 мм. После подбора сечения надкрановой части колонны и соответствующих проверок возможна корректировка принятого значения привязки.

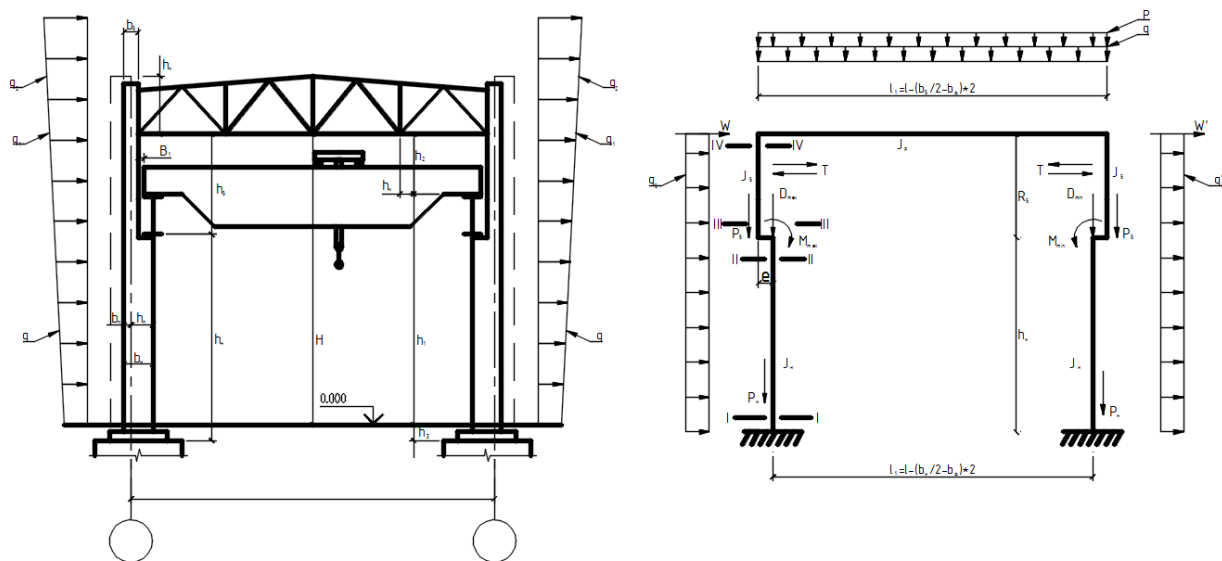


Рис.10.6. Поперечный разрез здания(а) и соответствующая ему расчётная схема (б)

Ширина (высота сечения) надкрановой части крайней колонны (b_B) назначается исходя из следующих трех условий:

$$b_B \geq h_B/12; \quad b_B \leq \lambda - B_1 + b_0 + 60 \text{ мм}; \quad b_B = 400 \dots 1000 \text{ мм}, \quad (10.2)$$

где λ имеет значения 750, 1000 и 1250 мм, соответственно, при кранах грузоподъемностью 20...50 т, 80...125 т и более 125; B_1 - размер крана (см. рис.10.6) определяется по нормативным документам. Первое условие продиктовано требованиями по обеспечению минимальной жесткости, второе - обеспечением проезда крана между колоннами (60 мм это минимальный зазор между колонной и мостом крана), третье обусловлено опытом проектирования. Для средних колонн и при наличии кранов с двух сторон ширина надкрановой части принимается равной:

$$b_B^1 = 2(b_B - b_0) \quad (10.3)$$

Ширина подкрановой части крайних и средних колонн (b_H) соответственно равна:

$$b_H = b_0 + \lambda; \quad b_H = 2\lambda, \quad (10.4)$$

но не менее $(h_B + h_H)/20$.

Для колонн постоянного сечения без консолей и с консолями (такие колонны используются при кранах грузоподъемностью до 20 т) высота сечения должна быть

не менее $1/20$ всей длины колонны и назначается в пределах 400...1000 мм. При этом значение привязки принимается в зависимости от высоты здания и шага колонн (см. выше).

Основы расчета поперечных рам зданий

При расчете ПРЗ кроме нагрузок необходимо учитывать температуру и агрессивность среды эксплуатации, а также режим работы грузоподъемного оборудования, который в зависимости от интенсивности подразделяется на ручной, легкий, (1К, 2К, 3К) средний, (4К, 5К, 6К) тяжелый (7К) и весьма тяжелый (8К). Расчет ПРЗ производится в следующей последовательности: устанавливается расчетная схема; определяются нагрузки; определяются усилия в характерных сечениях от каждой нагрузки; составляются наименее выгодные сочетания усилий; подбираются сечения элементов ПРЗ и производится их проверка.

На рис.10.6 приведен конструктивный поперечный разрез одноэтажного - однопролетного здания и соответствующая ему расчетная схема. В расчетной схеме конструктивные элементы обозначаются одной линией. Колонны обозначаются линиями, проходящими через центры тяжести сечений. Пролет рамы в этом случае будет равен: $L = l + 2b_a - b_g$

Несовпадение осей надкрановой и подкрановой частей колонн (e) может быть приближенно определено: $e = (b_n - b_b)/2$. Ригель также обозначается линией, проходящей через центр тяжести сечений, если сопряжение ригеля с колонной жесткое и сечение ригеля сплошностенчатое. Если в качестве ригеля используется ферма, то при жестком сопряжении она обозначается линией, проходящей через центры тяжести сечения нижнего пояса. При шарнирном сопряжении и сплошностенчатый и сквозной ригель обозначаются на расчетной схеме линией, проходящей через центры опорных шарниров.

Определение нагрузок на ПРЗ

На промышленное здание действуют следующие нагрузки: постоянные (собственный вес ограждающих и несущих конструкций); временные (снег, ветер, технологические нагрузки от оборудования, прежде всего, от грузоподъемных кранов) и особые нагрузки, вызванные сейсмическими воздействиями, неравномерной осадкой опор, авариями технологического оборудования.

Нагрузка от собственного веса покрытия (g) считается равномерно распределенной вдоль ригеля рамы, а нагрузка от веса стенового заполнения и собственного веса колонн сосредоточенной (P), приложенной в уровне низа

надкрановой и подкрановой частей колонны (см. рис.10.6б). Снеговая нагрузка также считается равномерно распределенной по ригелю рамы. Ее значение определяется по формуле:

$$p = S_0 \cdot \gamma_f \cdot \mu \cdot b, \quad (10.5)$$

где S_0 - вес снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли (зависит от района строительства); γ_f - коэффициент надежности по нагрузке ($\gamma_f = 1.4$, если $g_{0n}/S_0 \geq 0.8$, и $\gamma_f = 1.6$, если $g_{0n}/S_0 < 0.8$, где g_{0n} - нормативная нагрузка от собственного веса покрытия на 1 м^2); μ - коэффициент перехода от веса снегового покрова к нагрузке на покрытие (зависит от формы покрытия); b - шаг ригелей (ферм).

Эпюра ветровой нагрузки на поперечник здания изображена на рис.10.6а. Ветровая нагрузка представлена в виде положительного давления (направлена на стеновое заполнение) и отрицательного давления (направлена от стенового заполнения), значения которых определяются по формуле:

$$q = w_0 \cdot \gamma_f \cdot k \cdot c \cdot b, \quad (10.6)$$

где w_0 - скоростной напор ветра (зависит от района строительства); γ_f - коэффициент надежности по нагрузке ($\gamma_f = 1.4$); k - коэффициент, учитывающий тип местности и изменение скоростного напора ветра по высоте; c - аэродинамический коэффициент, зависящий от формы и размеров здания. Для положительного - давление $c=0.8$, а для отрицательного - $c = 0.4 \dots 0.6$ - зависит от отношений длины здания к ширине и высоты к ширине.

Ветровая нагрузка на покрытие, как правило, не учитывается, т.к. при традиционных уклонах кровли на покрытии возникает только отрицательное давление, улучшающее работу элементов ПРЗ.

При расчете ПРЗ фактическая ветровая нагрузка заменяется равномерно распределенной (q_b , q_b') и сосредоточенной (w , w') нагрузками (см. рис.10.6б). Переход от фактической к равномерно распределенной нагрузке осуществляется из условия равенства опрокидывающих моментов относительно фундамента колонн. Опрокидывающий момент, создаваемый равномерно распределенной нагрузкой (q_b или q_b') относительно верха фундамента, должен быть таким же, как и от фактической нагрузки (q или q'). При этом фактическая нагрузка учитывается только до низа стропильных конструкций. Сосредоточенные силы (w и w') являются равнодействующими ветрового давления, действующего в пределах высоты покрытия:

$$w = (q_1 + q_2) \cdot h_{\text{п}} / 2, \quad w' = (q_1' + q_2') \cdot h_{\text{п}} / 2, \quad (10.7)$$

где $h_{\text{п}}$ - расстояние от низа стропильной фермы до верха стенового ограждения.

Нагрузка от грузоподъемных кранов при расчете ПРЗ представляется в виде трех силовых воздействий: вертикального давления (D_{max} и D_{min}), приложенных по центру тяжести сечения колонны; изгибающих моментов M_{max} и M_{min} и горизонтальной силы T , приложенной в уровне верхнего пояса подкрановой балки. Наибольшее вертикальное давление на колонну определяется, как правило, от двух кранов с помощью линии влияния (см. рис.10.7) по формуле:

$$D_{\text{max}} = \Psi \cdot \gamma_f [P_1 \cdot \sum y_{1i} + P_2 \cdot \sum y_{2i}] + G_{\text{п.к}}, \quad (10.8)$$

где P_1 и P_2 - наибольшие давления на колеса крана (принимаются по нормативным документам); γ_f - коэффициент надежности по нагрузке; Ψ - коэффициент сочетаний, принимаемый в зависимости от режима работы кранов (чем тяжелее режим, тем больше значения Ψ) и количества кранов, учитываемых при расчете ПРЗ (чем больше кранов, тем меньше Ψ); $\sum y_{1i}$ - $\sum y_{2i}$ - сумма ординат линии влияния соответственно под силами P_1 и P_2 . Краны следует расположить таким образом, чтобы сумма ординат была наибольшей. Необходимые при этом расстояния между колесами крана и ширина моста крана принимаются по нормативным документам; $G_{\text{п.к.}}$ - вес подкрановых конструкций.

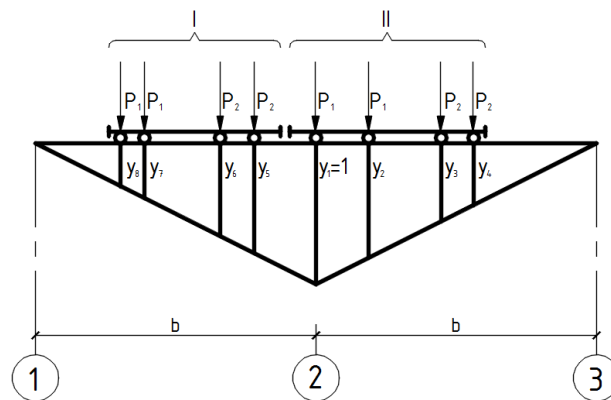


Рис.10.7. Линия влияния опорного давления на стойку ПРЗ: 1, 2, 3- оси колонн; P - наибольшее давление на колесо мостового крана; I, II-мостовые краны.

Наименьшее давление на колонну определяется по формуле (10.8) с подстановкой наименьших давлений на колеса вместо наибольших. Наименьшие давления определяются по формулам:

$$P_{1\min} = 2P_1(G_k + Q)/n_0 (P_2 + P_1) - P_1; P_{2\min} = 2P_2(G_k + Q)/n_0 (P_2 + P_1) - P_2, \quad (10.9)$$

где Q - грузоподъемность крана; G_k - вес крана; n_0 - количество колес крана с одной стороны. Значения изгибающих моментов определяются по формулам:

$$M_{\max} = D_{\max} \cdot e_k; \quad M_{\min} = D_{\min} \cdot e_k, \quad (10.10)$$

где e_k - эксцентриситет приложения кранового давления на подкрановую часть колонны: $e_k \approx 0.5 \cdot b_n$. Горизонтальная сила вычисляется также с помощью линии влияния:

$$T = T_k \cdot \gamma_f \cdot \Psi_c \cdot \sum y_i, \quad (10.11)$$

где T_k - горизонтальная сила на колесо крана, возникающая при торможении тележки крана:

$$T_k = 0.05(Q + G_T)/n_0, \quad (10.12)$$

где G_T - вес тележки крана. Сила "Т" может быть направлена слева направо и наоборот. И может быть приложена как к левой колонне, так и к правой.

Определение усилий в элементах ПРЗ

Определение усилий в ПРЗ производится по недеформированной схеме, т.е. предполагается, что под воздействием внешних воздействий геометрическая схема поперечной рамы не претерпевает существенных изменений. Другим, также существенным упрощением расчета, является рассмотрение ПРЗ, как плоской системы. В реальных условиях ПРЗ является частью пространственного каркаса здания, что обеспечивает перераспределение усилий, особенно при критическом состоянии какого-либо конструктивного элемента. Для учета пространственных взаимодействий элементов каркаса при расчете поперечной рамы вводится коэффициент пространственной работы, который определяется в зависимости от жесткости колонн и диска покрытия, степени загруженности соседних колонн и расстояния между ними. Наиболее существенно влияние пространственной работы каркаса здания проявляется при расчете ПРЗ на крановые воздействия.

Весьма важной операцией при расчете ПРЗ является определение предварительных значений моментов инерции колонны (верхней и нижней частей) и ригеля (при жестком сопряжении ригеля с колонной), т.к. усилия в элементах ПРЗ вычисляются в зависимости от этих характеристик. На этом этапе для определения указанных геометрических характеристик можно воспользоваться следующими приближенными формулами:

момент инерции нижней части : $(J_n = V + 2D_{\max}) \cdot b_n^2 / k_2 \cdot R_y$;

момент инерции верхней части : $J_v = J_n \cdot b_v^2 / k_1 \cdot b_n^2$;

момент инерции ригеля : $J_p = 0.6 \cdot M \cdot h_{\phi} / R_y$,

где $V = (g + p) \cdot l / 2$;

$M = (g + p) \cdot l^2 / 8$;

$k_2 = 2.5 \dots 3$ при шаге колонн 6 м и $k_2 = 3.2 \dots 3.8$ при шаге колонн 12 м;

$k_1 = 1.2 \dots 1.8$ при жестком сопряжении ригеля с колонной. При шарнирном сопряжении $k_1 = 1.8 \dots 2$ для крайних колонн и $k_1 = 2 \dots 2.3$ для средних колонн. С увеличением грузоподъемности кранов значения k_1 также увеличиваются.

Для получения точных значений усилий в элементах ПРЗ расчет следует произвести несколько раз. На первом этапе, используя предварительные значения жесткостных характеристик, вычисляются усилия, составляются сочетания усилий и подбираются сечения верхней и нижней частей колонны и ригеля. На втором этапе, используя жесткостные характеристики подобранных сечений, производят, прежде всего, корректировку несовпадения осей верхней и нижней частей колонны (e) и эксцентрисета приложения кранового давления (e_k). Затем вычисляются усилия, составляются сочетания усилий и повторно подбираются сечения. Цикл расчета повторяется до получения требуемой точности (как правило, $\pm 5\%$).

Как было сказано выше, усилия в ПРЗ определяются от каждой нагрузки отдельно и только для характерных сечений. Такими сечениями для подкрановой части колонн являются сечения I-I и II-II, а для надкрановой части III-III и IV-IV (см. рис. 10.6б).

Проектирование колонн промышленных зданий

Колонны являются основной частью поперечной рамы промзданий. В них возникают следующие усилия: нормальная сила, приложенная в центре тяжести сечения (N), изгибающий момент (M) и поперечная сила (Q). Для промышленных зданий наиболее часто используют одноступенчатые колонны, поэтому в дальнейшем все рассматриваемые вопросы будут решаться преимущественно на примере этих колонн.

Определение расчетных длин

Колонны промзданий являются стойками поперечных рам, которые, в свою очередь, являются частью пространственного каркаса, а поэтому при определении расчетной длины необходимо учитывать жесткость ригелей, опирающихся на рассматриваемую колонну, а также жесткость и степень загруженности соседних колонн. Жесткость ригелей при жестком сопряжении с колонной оказывает влияние на угол поворота верхнего конца колонны, а жесткость и степень загруженности соседних колонн оказывает влияние на горизонтальные перемещения верхнего конца колонны. Расчетная схема стойки с учетом указанных факторов приведена на рис.10.8а - здесь предполагается, что ригели, опирающиеся на рассматриваемую стойку и соседние с ней стойки, обладают конечной жесткостью, т.е. являются упруго-податливыми. На других рисунках приведены возможные варианты расчетных схем: на рис.10.8б,е,з жесткость ригеля не учитывается ($I_p=0$); на рис.10.8в,ж,и наоборот, жесткость ригеля равна бесконечности ($I_p=\infty$), на рис.10.8г,ж,з не учитывается влияние соседних колонн (не достаточна их горизонтальная жесткость или они находятся в критическом состоянии - загружены предельной нагрузкой); на рис.10.8д,е,и горизонтальная жесткость соседних колонн принята равной бесконечности.

Коэффициент расчетной длины (μ) для колонн постоянного сечения в плоскости рамы определяется по формуле:

$$\mu = \sqrt{(n + 0.56/n + 0.14) \cdot \sqrt{\sum N_i \cdot J_c / N_c \cdot \sum J_i}}, \quad (10.13)$$

где $n = I_c \cdot I_{r1} / (l_{r1} \cdot I_c)$ для крайних колонн и $n = I_c \cdot [I_{r1}/l_{r1} + I_{r2}/l_{r2}] \cdot K / [I_c \cdot (K + 1)]$ для средних; N_c , I_c , l_c - соответственно, нормальная сила, момент инерции и длина рассматриваемой стойки; I_r , l_r - соответственно, момент инерции и длина ригелей, опирающихся на рассматриваемую стойку; K - число пролетов в рассматриваемой раме; $\sum N_i$, $\sum I_i$ - соответственно, сумма нормальных усилий и моментов инерции всех стоек рассматриваемой рамы и четырех соседних рам (по две с каждой стороны).

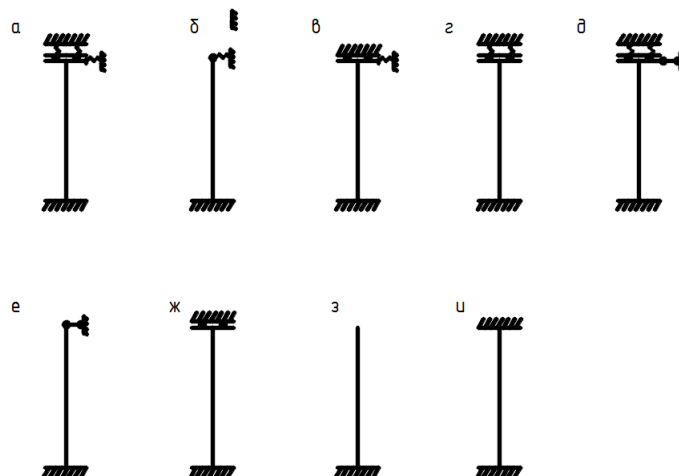


Рис.10.8 Варианты расчётных схем стоек

Следует отметить, что усилия во всех учитываемых стойках должны быть определены от одного и того же сочетания нагрузок. При шарнирном сопряжении колонн с ригелем $n=0$, т.е. в этом случае рассматривается расчетная схема, изображенная на рис.10.8б. Значение второго радикала в формуле (10.13) должно быть не менее 0.7.

Для одноступенчатых колонн при определении коэффициента расчетной длины в плоскости рамы допускаются следующие упрощения:

- жесткость ригеля считается бесконечной. Как показывает опыт проектирования, момент инерции ригеля существенно больше (в 20...40 раз) момента инерции сопрягаемой с ним надкрановой части колонны, что подтверждает возможность сделанного упрощения. Согласно этому упрощению, исключается из рассмотрения расчетные схемы, приведенные на рис.10.8г,д;

- для однопролетных рам не учитывается влияние соседних колонн, т.е. предполагается, что они находятся в критическом состоянии и не способны оказать поддерживающего влияния на рассматриваемую стойку;

- для многопролетных рам при наличии жесткого диска покрытия или продольных связей верхний конец рассматриваемой стойки считается неподвижным в горизонтальной плоскости, т.е. жесткость соседних колонн предполагается бесконечной.

Исходя из принятых упрощений для одноступенчатых стоек, однопролетных рам рассматриваются только две расчетные схемы, изображенные на рис.10.8ж,з. Также только две расчетные схемы рассматриваются и для таких же стоек многопролетных рам, они изображены на рис.10.8е,и. При расчете одноступенчатых колонн коэффициенты расчетной длины определяются отдельно для верхней

(надкрановой) части (μ_2), и для нижней (подкрановой) части (μ_1) колонны. Из решения уравнения устойчивости стержня в деформированном состоянии следует:

$$\mu_2 = \mu_1 / \alpha_1, \quad (10.14)$$

где
$$\alpha_1 = (l_2 / l_1) \cdot \sqrt{J_1 \cdot F_2 / [J_2 \cdot (F_2 + F_1)]}. \quad (10.15)$$

Обозначения см. на рис.10.9, где используются символы, употребляемые в нормативных документах, а в скобках указаны символы, использованные ранее для обозначения тех же величин. Для однопролетных рам значение коэффициента расчетной длины для нижней (подкрановой) части колонны (μ_1) определяется по таблицам в зависимости от расчетной схемы соотношения геометрических характеристик и сжимающих сил в верхней и нижней частях колонны. Для многопролетных рам μ_1 определяется по формуле:

$$\mu_1 = \sqrt{[\mu_{12}^2 + \mu_{11}^2 (\beta - 1)] / \beta}, \quad (10.16)$$

где $\beta = (F_1 + F_2) / F_2$, а коэффициенты μ_{12} и μ_{11} определяются по таблицам в зависимости от расчетной схемы и отношений l_2 / l_1 и l_2 / l_1 .

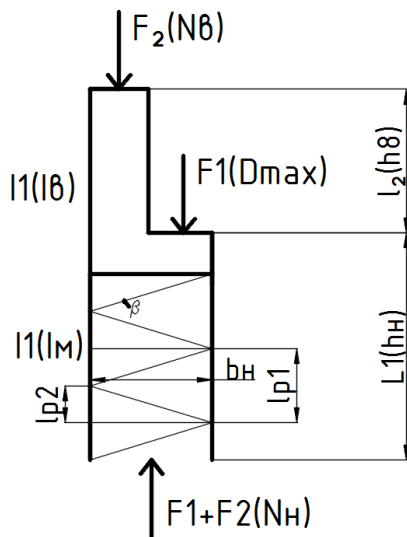


Рис.10.9К определению расчётных длин одноступенчатых стоек

Если отношения $l_2 / l_1 \leq 0.6$, а $(F_2 + F_1) / F_2 \geq 3$, то значения μ_1 и μ_2 могут определяться непосредственно из таблицы.

Во всех случаях коэффициент расчетной длины для верхней части колонны (μ_2), определяемый по формуле (10.14) не должен быть больше 3. Расчетные длины колонн постоянного сечения и одноступенчатых из плоскости рамы (в направлении вдоль здания) принимаются равными расстояниям между точками,

закрепленными от перемещений вдоль здания с помощью подкрановых конструкций (подкрановых и тормозных балок) или вертикальных связей между колоннами.

Конструирование и расчет одноступенчатых колонн

Верхняя (надкрановая) часть колонны, как правило, имеет двутавровое двоякосимметричное сечение со сплошной стенкой (см. рис.10.10а), при этом, высота сечения (b_b) на этой стадии проектирования является величиной известной. Расчетные усилия (нормальная сила (N), изгибающий момент (M_b) и поперечная сила (Q_b)) для определения размеров сечения принимаются по результатам расчета ПРЗ в сечениях III-III или IV-IV (см. рис.10.6). Приближенно требуемая площадь сечения находится из проверочной формулы на общую устойчивость в плоскости изгиба (в плоскости ПРЗ):

$$A_{тр} = N_b \cdot \varphi_e \cdot R_y, \quad (10.17)$$

где коэффициент " φ_e " принимается в зависимости от условной гибкости: $\lambda_x = l_{bx} \cdot \sqrt{R_y/E}$ и приведенного эксцентриситета: $m_{ef} = M_b \eta / N \cdot \rho$, где радиус инерции (i_x) и радиус ядра сечения (ρ) определяются с использованием приближенных формул:

$$i_x = 0.42 \cdot b_b, \quad \rho = 0.35 \cdot b_b. \quad (10.18)$$

Расчетная длина относительно оси "x" (в плоскости ПРЗ) верхней части колонны равна: $l_{bx} = h_b \cdot \mu_2$. Коэффициент влияния формы (η) определяется при отношении $A_f/A_w \approx 1$ и при относительном эксцентриситете равном: $m = M/N \cdot \rho$.

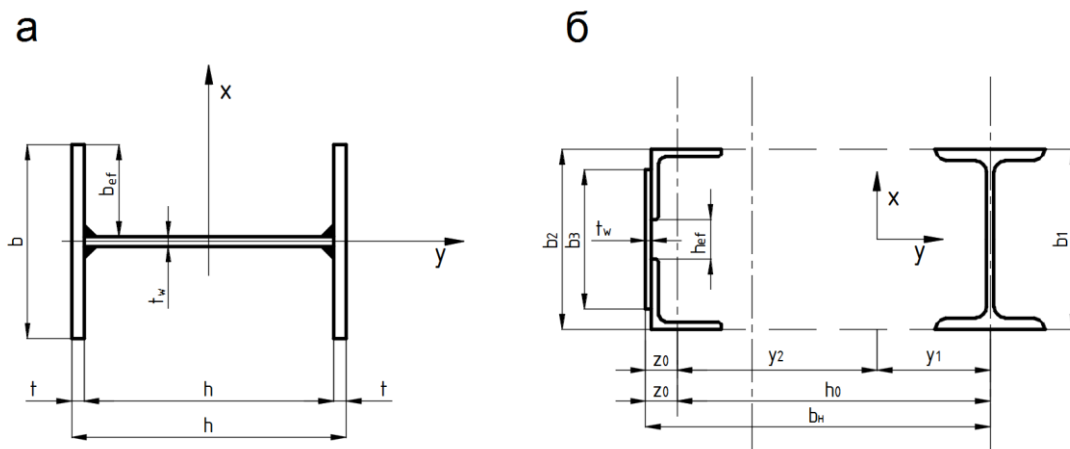


Рис.10.10 Сечения надкрановой (а) и подкрановой частей одноступенчатой колонны

По требуемой площади ($A_{тр}$) и высоте сечения (b_b) назначается по сортаменту номер профиля прокатного двутавра. Если в сортаменте нет подходящего профиля, то komponуется составное сечение. Линейные размеры составного сечения (t_w, b, t) назначаются с учетом требований местной устойчивости стенки и полки: $b_b/t_w \leq 3.1 \sqrt{E/R_y}$, $b/t \leq \sqrt{E/R_y}$,

а также с учетом условий сварки: $t \geq t_w$ и требования по обеспечению жесткости колонны в процессе транспортировки и монтажа: $b \geq h_b/30$. Значения толщин следует принимать не менее 6 мм и увязать с сортаментом. Также следует увязывать с сортаментом высоту стенки и ширину полки (b). После назначения всех размеров сечения следует произвести проверку надкрановой части колонны на общую устойчивость в плоскости и из плоскости ПРЗ.

При этом гибкость колонны не должна превышать предельного значения: $\lambda \leq 180 - 60 \cdot N / \varphi_e \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c$. Также требуется выполнить проверку местной устойчивости полки и стенки сечения. Местная устойчивость полки проверяется по формуле:

$$b_{ef}/t \leq [b_{ef}/t], \quad (10.19)$$

где $[b_{ef}/t]$ - предельное отношение свеса полки к толщине, определяемое в зависимости от условной гибкости (λ_x). По аналогичной формуле проверяется местная устойчивость стенки:

$$h_w/t_w \leq [h_w/t_w], \quad (10.20)$$

где $[h_w/t_w]$ - предельное отношение, определяемое в зависимости от λ_x и соотношения краевых напряжений в стенке сечения:

$$\alpha = (\sigma - \sigma_1) / \sigma, \quad (10.21)$$

где σ - наибольшее сжимающее напряжение в стенке ($\sigma = N_b/A + M_b h_w / b_b W$); σ_1 - напряжение у противоположного края стенки ($\sigma_1 = N_b/A - M_b \cdot h_w / b_b W$).

Возможные варианты сечений подкрановой части колонны со сплошной стенкой приведены на рис. 10.11.

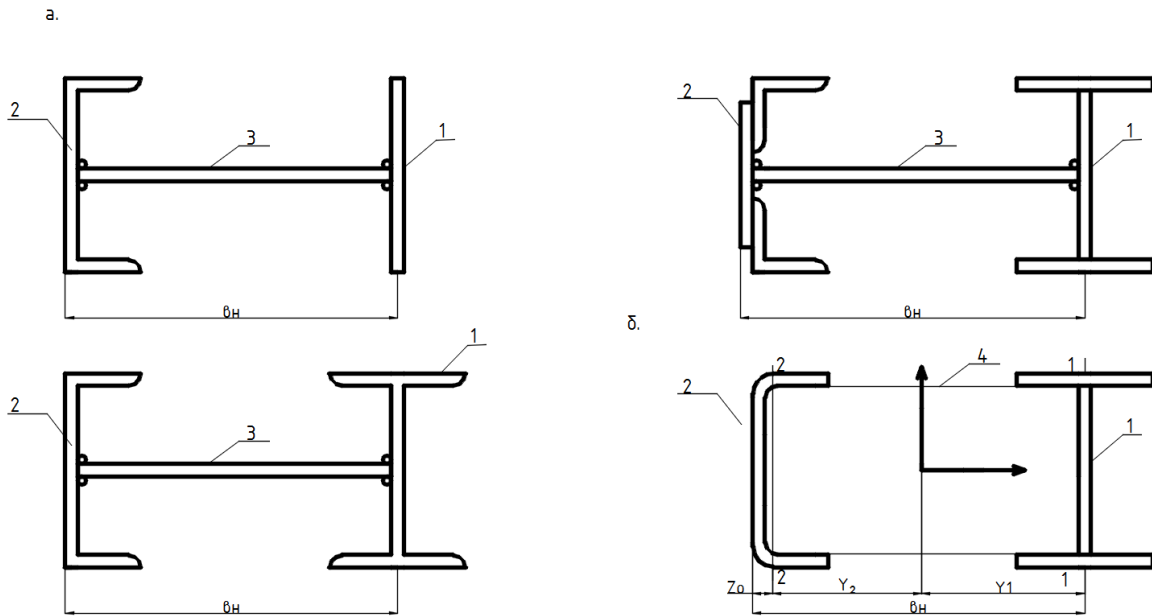


Рис.10.11. Варианты сечений колонн со сплошной стенкой (а) и вариант сечения сквозной колонны (б): 1- крановая ветвь; 2- наружная ветвь; 3- стенка; 4- решётка.

Расчет подкрановой части колонны со сплошной стенкой производится аналогично расчету надкрановой части. При этом высота сечения (b_n) является величиной известной.

Как было сказано выше, при высоте сечения больше 1 м рекомендуется принимать подкрановую часть сквозного сечения. Один из вариантов сквозного сечения изображен на рис.10.10б, другой вариант сквозного сечения приведен на рис. 10.11. На указанных рисунках приведены сечения для крайней (левой) колонны или для средней колонны при опирании грузоподъемного крана с одной стороны (см. колонну по ряду В, рис.10.1). Для средних колонн сечения обеих ветвей одинаковые и, как правило, двутаврового профиля. Расчет сквозной части колонны производится на два сочетания. Одно сочетание имеет нормальную силу (N_{n1}) и момент (M_{n1}), догружающий крановую (правую на рис.10.10) ветвь (в дальнейшем этот момент будет учитываться с отрицательным знаком). Другое сочетание имеет нормальную силу N_{n2} и момент M_{n2} , догружающий наружную (левую на рис.10.10) ветвь. Оба сочетания берутся из расчета ПРЗ для сечений I-I или II-II (см.рис.10.6). Усилия в крановой (N_k) и в наружной (N_n) ветвях определяют, используя указанные сочетания:

$$N_k = (N_{n1} \cdot y_2 - M_{n1}) / h_0; \quad N_n = (N_{n2} \cdot y_1 + M_{n2}) / h_0, \quad (10.22)$$

$$\text{где} \quad y_1 = h_0 / [1 + (N_{n1} \cdot h_0 - 2M_{n1}) / (N_{n2} \cdot h_0 + 2M_{n2})]; \quad y_2 = h_0 - y_1. \quad (10.23)$$

В формулах (10.22) и (10.23) изгибающие моменты подставляются со своим знаком. На этом этапе расчета значение " h_0 " можно принять равным: $b_n \cdot (3 \dots 5)$ см. В дальнейшем расчет сводится к подбору сечения каждой ветви, который делается по аналогии с расчетом центрально сжатых колонн.

Расчетная длина ветвей относительно оси "у" принимается равной расчетной длине подкрановой части колонны относительно этой же оси, а относительно оси 1-1 (для крановой ветви) и 2-2 (для наружной ветви) расстоянию между узлами решетки (l_{p1}), которое, как правило, равно $2b_n$ (см. рис. 10.9). Подбор сечения ветвей производится из условия равноустойчивости, т.е. гибкость относительно оси "у" и "1-1" ("2-2") должна быть примерно одинаковой. Предпочтение следует отдавать прокатным профилям. Рекомендуется высоту сечений крановой и наружной ветвей принимать одинаковой. Это продиктовано, прежде всего, условиями приварки стержней решетки к ветвям. После подбора сечений ветвей уточняются значения u_1 , u_2 , h_0 , N_k , N_n и производится проверка общей и местной устойчивости (при составных сечениях) каждой ветви. Элементы соединительной решетки (раскосы и стойки) рассчитывают на фактическую (Q) или фиктивную поперечную силу. Фиктивная поперечная сила используется, если она больше фактической (определение фиктивной поперечной силы). Сжимающее усилие в раскосе (N_p) определяется по формуле:

$$N_p = Q/2 \cdot \sin \beta, \quad (10.24)$$

где β - угол между раскосом и осью ветви. При определении усилия в стойке $\sin \beta = 1$. После этого определяются требуемая площадь и радиус инерции как для центрально-сжатого элемента:

$$A_{pтр} = N_p / \varphi R_y; \quad i_{pтр} = b_n / \lambda \sin \beta, \quad (10.25)$$

затем по сортаменту принимают соответствующий размер профиля. На этом этапе расчета гибкость стержня для определения требуемых величин следует принять в интервале 80...100. Затем по сортаменту принимается соответствующий размер уголка. Как правило стержни соединительной решетки проектируют из одиночных уголков, при этом в качестве радиуса инерции используется наименьшее значение этой величины, а коэффициент условий работы принимается равным 0.75. Присоединение элементов решетки к ветвям осуществляется сварными швами, которые рассчитываются на усилие N_p . Рекомендуется присоединение раскосов и стоек проектировать без фасонок, т.е. крепить непосредственно к полкам ветвей, при этом в узлах допускается расцентровка до 20 мм. Элементы решетки следует располагать с внутренней стороны полок ветвей, с тем чтобы не увеличивать внешние габариты колонны.

На заключительной стадии расчета производится проверка устойчивости всего стержня подкрановой части колонны относительно оси "х" .

Конструирование и расчет узла сопряжения надкрановой части колонны с подкрановой

На рис. 10.12. изображен узел сопряжения надкрановой части с подкрановой частью колонны крайнего ряда. Передача усилия с надкрановой на подкрановую часть колонны осуществляется через конструктивный элемент, называемый траверсой. Высота траверсы ($h_{тр}$) принимается равной $(0.5...0.8)b_n$. Расчет траверсы производится, как изгибаемого элемента (см.рис.10.12б)на действие сосредоточенной силы (N_n), определяемой по формуле:

$$N_n = N/2 + M/b_b, \quad (10.26)$$

где N и M расчетные усилия в сечении III-III ПРЗ (см. рис.10.6). При этом момент должен догружать внутреннюю полку надкрановой части колонны. Линейные размеры траверсы определяются по аналогии с балкой составного сечения. Толщина стенки траверсы определяются из двух условий:

$$t_{тр} \geq Q_{max}/h_{тр} \cdot R_s, \quad t_{тр} \geq D_{max}/b_{пл} \cdot R_y \quad (10.27)$$

где $b_{пл}$ -ширина опорной плиты ($b_n \leq b_{пл} \leq b_n + 2t_{пл}$); $t_{пл}$ -толщина опорной плиты, принимаемая равной 20...30мм, b_n -ширина опорного ребра подкрановой балки.

Требуемая площадь пояса:

$$A_f \geq W_{тр}/(h_{тр}-150) - t_{тр} \cdot h_{тр}/6, \quad (10.28)$$

где $W_{тр} = Q_n \cdot b_b / R_y$.

Линейные размеры поясов определяются с учетом местной устойчивости:

$b/t \leq \sqrt{E/R_y}$. Кроме того, следует учитывать, что ширина нижнего пояса (b_2) должна быть не меньше ширины внутренней полки верхней части колонны. После определения размеров всех элементов траверсы, проверяется прочность стенок наружной и внутренней ветвей на срез:

$$Q_n/2t_n \cdot h_{тр} \leq R_s, \quad Q_n + D_{max}/2t_k \cdot h_{тр} \leq R_s, \quad (10.29)$$

где t_n и t_k -толщина стенки соответственно наружной и крановой ветвей.

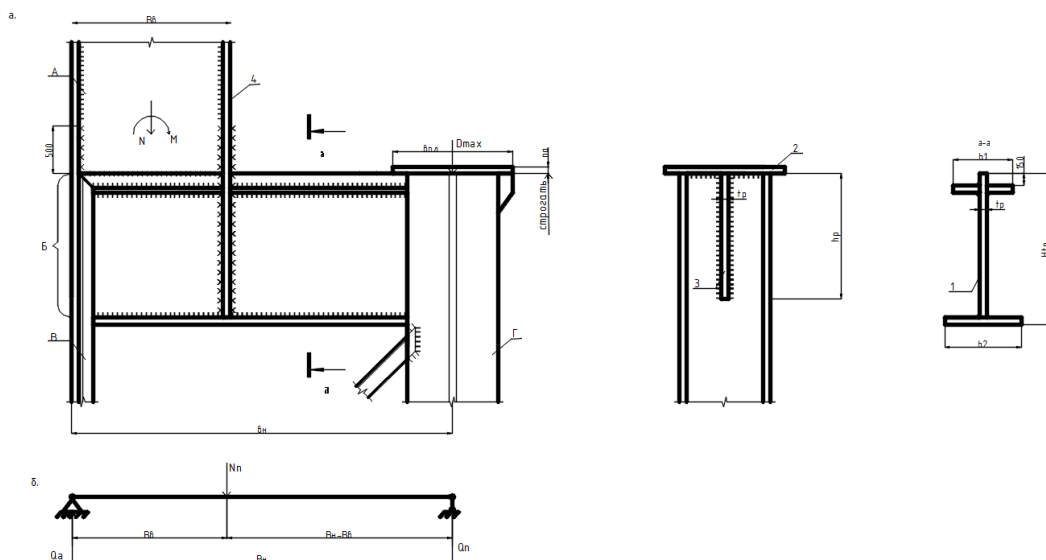


Рис.10.12. Узел сопряжения надкрановой подкрановой частей колонны(а) и расчётная схема траверсы (б): А- надкрановая часть колонны; Б- траверса; В и Г- соответственно наружная и подкрановая части колонны; 1- стенка траверсы; 2- опорная плита; 3-ребро; 4- внутренняя полка.

Толщина ребра (t_p) принимается равной толщине стенки траверсы, а высота ребра (h_p) определяется из его работы на срез при действии силы, равной $D_{\max}/2$. На действие этой же силы рассчитываются сварные швы, прикрепляющие ребро к ветви. Сварные швы, прикрепляющие внутреннюю полку надкрановой части колонны к стенке траверсы, рассчитываются на действие силы N_n . Сварные швы, прикрепляющие траверсу к наружной ветви, рассчитываются на силу Q_n , а к внутренней ветви на силу, равную $Q_n + D_{\max}/2$. Если нижняя часть колонны сплошная, то расчетом определяются только размеры ребра, затем проверяется толщина стенки по 2-ой формуле (10.27) и рассчитывается сварной шов, прикрепляющий внутреннюю полку верхней части колонны. Размеры полок назначаются конструктивно ($b/2 \geq b_n/30 + 40 \text{ мм}$) с учетом местной устойчивости. Требования к ширине нижней полки (b_2) см. выше.

При длине колонны более 18 м надкрановая и подкрановая части колонны изготавливаются отдельно и их соединение осуществляется на монтажной площадке.

Конструирование и расчет баз

На рис.10.13 приведено конструктивное решение базы колонны со сплошной стенкой. База состоит из опорной плиты и траверсы. Здесь также, как и для баз

центрально-сжатых колонн, могут применяться ребра и диафрагмы. Крепление анкерных болтов к траверсам осуществляется через анкерные пластинки. Фиксация анкерных пластинок производится монтажной сваркой после выверки колонны.

Расчет базы сплошностенчатых колонн производится на два расчетных сочетания с разным направлением моментов (см. рис.10.13). При этом расчетные сочетания принимаются для сечения I-I (см. рис.10.6) - вблизи основания колонны. Ширина опорной плиты (В) назначается конструктивно:

$$B \geq b + 100 \text{ мм}, \quad (10.30)$$

где b - ширина колонны. Длина опорной плиты (L) определяется из уравнения прочности сжато-изгибаемого элемента:

$$L \geq N/2 \cdot B \cdot R_{cm} + \sqrt{(N/2BR_{cm})^2 + 6M/B \cdot R_{cm}}, \quad (10.31)$$

где R_{cm} - расчетное сопротивление бетона смятию. В формулу 10.29 подставляются абсолютные значения изгибающих моментов. Длина опорной плиты определяется дважды, с использованием обоих сочетаний и в качестве окончательного принимается наибольшее значение. Значение "L" должно быть не меньше внешнего габарита колонны плюс по 50 мм с каждой стороны. Центр тяжести опорной плиты должен совпадать с центром тяжести сечения колонны.

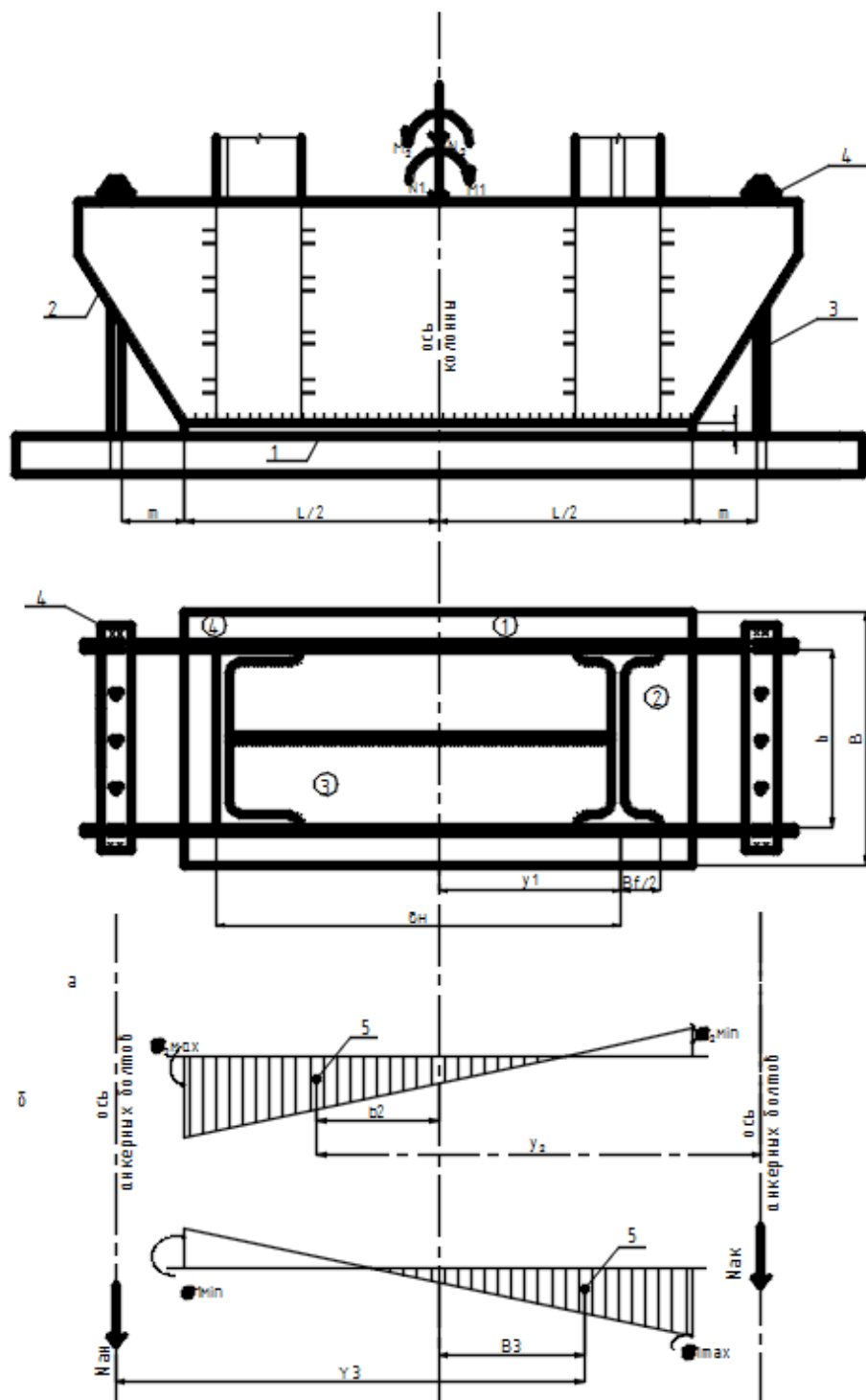


Рис.10.13. База колонны со сплошной стенкой: а, б- эпюры напряжений под опорной плитой; 1- опорная плита; 2-траверса; анкерные болты; анкерная пластина; 5- центр тяжести эпюры сжимающих напряжений.

От каждого расчетного сочетания определяются наибольшие и наименьшие напряжения под опорной плитой базы:

$$\sigma_{\min}^{\max} = N/B \cdot L \pm 6M/BL^2 \quad (10.32)$$

и строятся эпюры напряжений (см. рис.10.13). После этого, для каждого участка опорной плиты (на рис.10.13 участки обозначены цифрами в кружках) находятся изгибающие моменты и по наибольшему определяется толщина опорной плиты (см. расчет баз центрально-сжатых колонн). При вычислении моментов в качестве напряжения используется наибольшее напряжение в пределах рассматриваемого участка. Расчет траверс производится также по аналогии с центрально-сжатыми колоннами. Здесь для определения усилий используется наибольшее реактивное напряжение в пределах длины траверс.

Для сквозных колонн базы проектируют отдельно для каждой ветви. Конструирование и расчет таких баз выполняется как для центрально-сжатых колонн (предварительно усилия N и M , N' и M' распределяются между ветвями см. формулу(10.22). При этом, центры тяжести опорных плит должны совпадать с центрами тяжести ветвей.

Расчет анкерных (фундаментных) болтов

Для расчета используются два сочетания с разнозначными моментами, при этом, абсолютные значения моментов должны быть наибольшими, а соответствующие им нормальные силы, от тех же самых нагрузок, наименьшими, т.е. в используемых сочетаниях отношение $[M]/N$ должно быть наибольшим. Как правило, сочетания, соответствующие указанным требованиям образуются двумя нагрузками: постоянной и ветровой. Постоянная нагрузка уменьшает усилия в анкерных болтах, и поэтому она берется с коэффициентом надежности по нагрузке равным 0.9.

При сплошной базе (см. рис.10.13) растягивающие усилия в анкерных болтах крановой и наружной ветвей определяются, соответственно по формулам:

$$N_{\text{ак}} = (M_2 - N_2 \cdot b_2)/y_2, \quad N_{\text{ан}} = (-M_1 - N_1 \cdot b_3)/y_3. \quad (10.33)$$

Размеры b_2 , b_3 , y_2 , y_3 приведены на рис.10.13. Указанные размеры вычисляются для эпюр напряжений соответствующих сочетаниям по расчету анкерных болтов. Расстояние от края опорной плиты до центра анкерных болтов

назначается в пределах 50...100 мм. При раздельной базе центр анкерных болтов крановой ветви совпадает с осью этой ветви, тоже для наружной ветви. Тогда усилия, приходящиеся на анкера крановой и наружной ветвей, определяются по формулам:

$$N_{\text{ак}} = (M_2 - N_2 \cdot y_2)/h_0, \quad N_{\text{ан}} = (-M_1 - N_1 \cdot y_1)/h_0. \quad (10.34)$$

Размеры y_1 , y_2 , h_0 приведены на рис.10.10. После вычисления усилий, определяют

требуемую площадь анкеров и затем задают количество анкерных болтов и находят их диаметр либо наоборот. Рекомендуется диаметры анкерных болтов принимать одинаковыми для крановой и наружной ветвей и назначать их в интервале 24...36 мм. Расчет анкерных пластинок производится, как изгибаемых элементов: опорами которым служат траверсы, а нагрузкой усилия в анкерных болтах.

Тема 11

Специальные металлические конструкции зданий и сооружений различного назначения

Область применения, особенности большепролетных покрытий.

Большие пролеты, перекрываемые МК применяются в зданиях общественного и специального назначения и производственных зданиях. Здания общественного назначения – театры, выставочные павильоны, концертные и спортивные залы, крытые стадионы, рынки, вокзалы и т.п. – имеют большие пролеты, обусловленные как эксплуатационными, так и архитектурными требованиями. Здания специального назначения – ангары, гаражи, троллейбусные парки и т.п. – проектируют без внутренних колонн исходя из удобства размещения и эвакуации машин, либо иных эксплуатационных требований. В промышленном строительстве большие пролеты устраиваются в сборных цехах авиастроительных, судостроительных и машиностроительных заводов в экспериментальных цехах различных производств, где они обусловлены или крупными габаритами собираемых машин (самолетов, судов), или требованиями технологического процесса. Несущие конструкции покрытий больших пролетов (≥ 40 м) по статической схеме подразделяются на: а) балочные; б) рамные; в) арочные; г) структурные; д) купольные; е) складчатые; ж) висячие; и) комбинированные; к) сетчатые оболочки.

Выбор схемы несущих конструкций зависит от размера пролета, архитектурно-планировочного решения, формы здания в плане, высоты сооружения, наличия и типа подвесного транспорта, требований, предъявляемых жесткости покрытия, характера освещения и аэрации, типа кровли, величины и распределения нагрузок и иных факторов.

Большепролетные конструкции работают в основном на нагрузку от собственного веса, поэтому снижение влияния этого фактора является главной задачей инженера. С этой точки зрения рационально применять для основных несущих конструкций стали повышенной или высокой прочности (С345 – С590), либо легкие алюминиевые сплавы. Рационально также применение легких кровель, а также выбор профиля кровли, позволяющего снизить снеговую нагрузку (плоские бесфонарные кровли, кровли с зенитными фонарями вместо высоких П-образных). Снижению нагрузок способствует также размещение инженерных коммуникаций и технологического оборудования в зоне опор.

Балочные покрытия больших пролетов применяются в случаях, когда опоры не могут воспринимать распорных усилий, т.е. при опирании на стены, каменные или ж/б колонны и т.п. Также покрытия состоят обычно из главных поперечных конструкций в виде плоских или пространственных ферм и промежуточных конструкций. Применяются при пролетах 40 – 100 м.

При увеличении пролета их использование неэкономично. Преимущества балочных покрытий: а) отсутствие распора от вертикальных нагрузок, наименьшие размеры колонн и фундаментов; б) простота статической схемы, простота проектирования, изготовления, монтажа; в) нечувствительность к осадкам опор (при разрезной схеме). Недостаток – сравнительно большой расход стали и высота ферм.

По статической схеме главные фермы могут быть разрезными и неразрезными, с подстропильными фермами или без них. По очертанию фермы бывают с параллельными поясами, трапециевидными, полигональными, сегментными, треугольными. Системы решеток также аналогичны обычным фермам. Для уменьшения высоты ферм могут применяться сложные составные решетки либо использоваться затяжки. Например, трехгранные фермы с преднапряжением рациональны в изготовлении, транспортировании и монтаже (рис. 11.1).

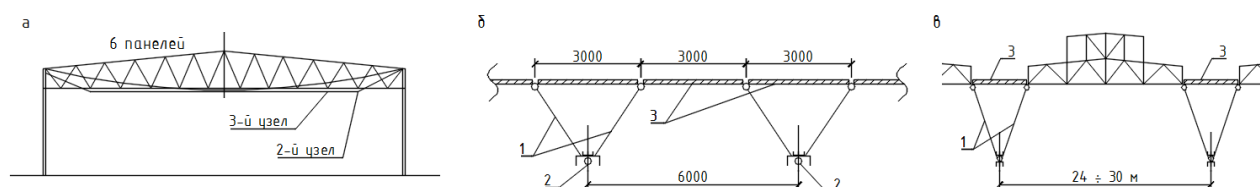


Рисунок 11.1. а – поперечный разрез; б, в – варианты продольных разрезов; 1 – трехгранная ферма; 2 – затяжка; 3 – железобетонные кровельные плиты

Сечения элементов ферм следует проектировать из минимального числа составных профилей, удобных для соединений, стыкования и окраски, а также с минимальным числом соединительных швов (рис. 11.2).

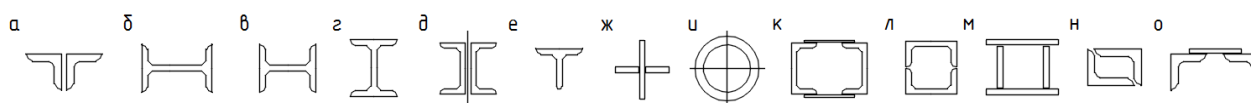


Рисунок 11.2. Типы сечений поясов ферм

При назначении сечений поясов рекомендуется:

1) принимать высоту сечения не более $(1/8 - 1/12)l$ панели для исключения дополнительных напряжений от моментов вследствие жесткости узла;

2) изменять сечения по длине фермы в соответствии с изменением усилий в местах монтажных стыков и не чаще, чем через 12 м;

3) эксцентриситет ц.т. при переходе от одного сечения к другому не должен превышать 1,5% высоты сечения в Н-образных, крестовых и тавровых сечениях и не более 4% в двутавровых и замкнутых сечениях. При превышении это должно учитываться в расчетах;

4) при пролетах до 50-60 м и легких нагрузках сечения элементов ферм проектируют одностенчатыми, а при больших пролетах и нагрузках двустенчатыми.

Из двустенчатых сечений наиболее целесообразны Н-образные симметричные широкополочные прокатные и сварные сечения (рис. 11.2, б, в), они удобны в сборке, легко центрируются и соединяются, в элементах таких сечений легко менять размеры. Недостаток – возможность накопления пыли, а иногда и воды. Рациональны сечения из 2-х швеллеров (рис. 11.2, к, л).

Трубчатые и замкнутые квадратные и прямоугольные рациональны по расходу стали, но усложняют решения узлов. Из ступенчатых наиболее рациональны тавровые (рис. 11.2, е) и крестовые (рис. 11.2, ж). Для легких ферм небольших пролетов возможно использование решетки по рис. 11.2, а. Опорные раскосы проектируют по типу поясов. Двустенчатые элементы поясов принимают по рис. 11.2 б, в, и, л, н, о.

Расчет ферм производится как для обычных стержневых систем, учёт моментов от жестких узлов учитывают только при ширине поясов более $1/10 l$ панели. Для эффективного применения высокопрокатной стали расчетная гибкость элементов рационально иметь в пределах 40 – 60.

Рамные покрытия применяют для пролетов 40 – 150 м (рис. 11.3).

При больших пролетах рамы становятся неэкономичными. Преимущества по сравнению с балочными: меньший вес, большая жесткость и возможная меньшая высота ригелей, а, следовательно, и меньшая высота стен и объем помещения, что снижает эксплуатационные расходы. Недостатки – большая ширина колонн, чувствительность к неравномерным осадкам опор и изменениям температуры.

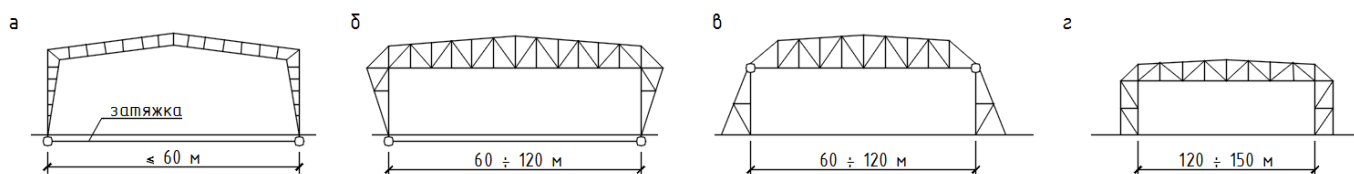


Рисунок 11.3. Рамные покрытия

Сплошные рамы применяют сравнительно редко и при относительно небольших пролетах (до 60 м) (рис. 11.3, а). Их преимущества – меньшая трудоемкость изготовления, транспортабельность, меньшая высота ригеля ($1/20$ – $1/40$) пролета. На рис. 11.3, а показана двухшарнирная рама, распор, в котором воспринимается затяжкой, расположенной на уровне опорных шарниров ниже отметки пола. Сквозные рамы могут быть двухшарнирными: с шарнирами в уровне фундаментов (рис. 11.3 б), или в местах сопряжения ригеля со стойками (рис. 11.3, в).

При выборе решений по рис. 11.3, в значительно упрощается монтаж конструкций, но более мощными получаются фундаменты и отсутствуют разгружающие ригель моменты в его опорах. Бесшарнирные рамы применяют при пролетах 120 – 150 м, когда уменьшение изгибающего момента при жестких верхних узлах назначается $(1/12 - 1/20)l$.

Снизить изгибающий момент в ригеле рамы, а, следовательно, и его высоту можно смещением в двухшарнирной раме опорных шарниров с оси стойки внутрь помещения на величину e (рис. 11.4).

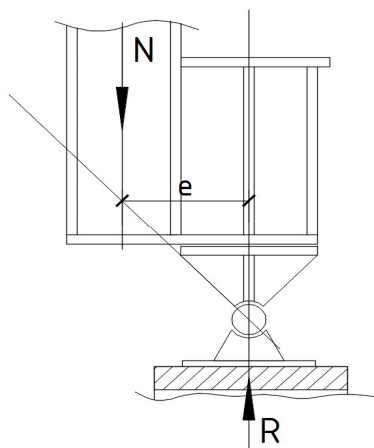


Рисунок 11.4. Смещение в двухшарнирной раме опорных шарниров

Ригели и стойки сплошных рам проектируют сварными двутаврового сечения и несущую способность проверяют как для внецентренно-сжатых стержней. Легкие сквозные рамы можно рассчитывать аналогично.

Тяжелые (мощные) сквозные рамы рассчитывают, как решетчатые системы с учетом деформаций всех стержней решетки. Прогиб большепролетных балок определяется только от временной нагрузки, т.е. прогиб от постоянной компенсируется соответствующим строительным подъемом. Внутренний угол рамного узла сопряжения ригеля со стойкой во избежание концентрации напряжений в месте перегиба должен быть очерчен по плавной кривой (рис. 11.5, а).

В узле возникает сложное напряженное состояние от действия момента и нормальной силы. Напряжение определяют по формулам для сплошностенчатого бруса. Нормальные напряжения в сечении на расстоянии y от нейтральной оси, перпендикулярные радиусу закругления:

$$\sigma_t = \frac{N}{A} + \frac{M}{A \times r} + \frac{M}{Z} \times y \times \left(\frac{r}{r+y} \right), \quad (11.1)$$

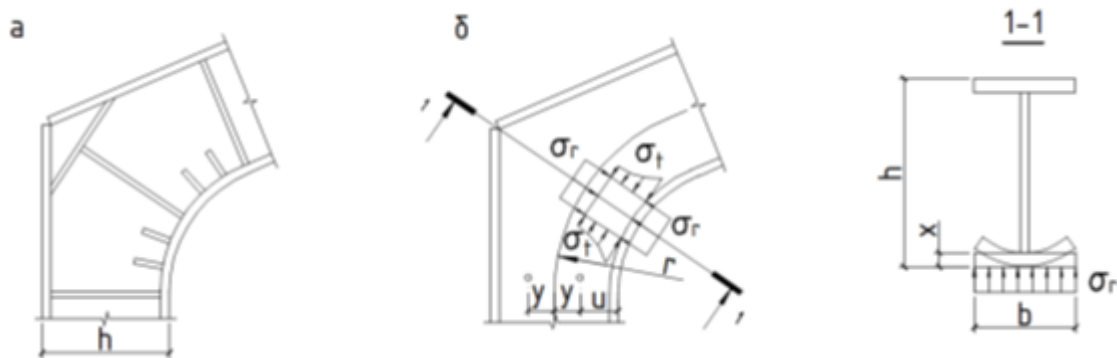


Рисунок 11.5. Рамный узел сопряжения ригеля со стойкой

Нормальные радиальные напряжения:

$$\sigma_r = \int_0^u \frac{\sigma_t}{r} du \quad (11.2)$$

где r – радиус закругления, $Z = \int_A \frac{r \times y^2}{r + y} dA$ – функция, заменяющая момент

инерции кривого бруса; y – расстояние от нейтральной оси до рассматриваемой точки; u – расстояние от рассматриваемой точки до внутренней кромки узла.

Радиальные напряжения, распределенные по ширине поясного листа вызывает его изгиб (сечение 1-1). Изгибающий момент в месте прикрепления пояса к стенке

(на единицу длины): $M = \frac{\sigma_r \times b^2}{8} = \left(\frac{\sigma_t}{r} \right) \times \frac{t \times b^2}{8} \quad (11.3)$

Нормальные напряжения $\sigma_r = \frac{6M}{t_n^2} = \left(\frac{3\sigma_t}{4r} \right) \times \left(\frac{b^2}{t} \right) \quad (11.4)$

Т.О. наибольшие напряжения возникают в месте сопряжения пояса со стенкой:

$$\sigma_{\sigma} = \sqrt{\sigma_t^2 + \sigma_r^2 - \sigma_t \times \sigma_r + 3\tau^2} \leq 1,15 \times R_y \frac{\gamma_c}{\gamma_n} \quad (11.5)$$

Для предотвращения потери устойчивости стенки в сжатой внутренней ее зоне ставят дополнительные короткие ребра жесткости.

Арочные конструкции.

При пролетах более 80 – 100 м по расходу металла арки значительно выгоднее, чем балочные или рамные системы. Самые распространенные – двухшарнирные арки (рис. 11.6, а), характеризующиеся простотой изготовления монтажа. Также арки легко деформируются вследствие свободного поворота в шарнирах, поэтому прирост напряжений от температурных воздействий и осадки опор незначителен.

Трехшарнирные арки (рис. 11.6, б) не имеют особых преимуществ перед двухшарнирными, т.к. их статическая определимость при значительной деформативности существенного значения не имеет. Наличие же шарнира усложняет конструкцию и устройство кровельного покрытия.



Рисунок 11.6. Арочные конструкции

Структуры, образованные из перекрёстных ферм, идущих в трёх направлениях имеют статически неизменяемые кристаллы, могут работать на кручение и поэтому являются самыми жёсткими. Структуры, образованные из ферм, идущих в двух направлениях имеют статически изменяемые кристаллы, они не работают на кручение и поэтому менее жёсткие. Конструкцию можно существенно облегчить, используя преимущества её пространственной работы и рассматривая её как плиту. Этого достигают рациональным размещением опор, созданием консольных участков (рис. 11.7, а), натяжением плиты по углам (рис. 11.7, б).

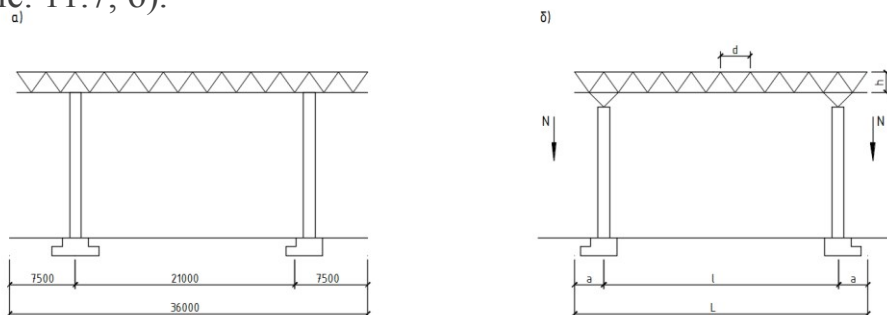


Рисунок 11.7. Структуры

При создании преднапряжения в плоских системах необходимо напрягать каждую ферму (раму), а в структуре достаточно приложить силы по углам и напрягается вся система. Расстояние между колоннами (l) может варьироваться весьма широко, что позволяет создавать универсальные сооружения. Благодаря пространственной работе структуры, её высота (h) может быть существенно ниже высоты стропильных ферм и составляет $h = (1/15 - 1/25)l$. Размер панели (d) тесно связан с высотой (h). Наиболее рациональный угол подкоса-раскоса к горизонтали $40 - 50^\circ$. В то же время устройство беспрогонной кровли диктует размер панели $2 - 3$ м. Структуры собирают на земле целиком или крупными блоками.

Наиболее сложным конструктивным вопросом является решение пространственного узла сопряжения строжней, что в основном определяет трудоёмкость устройства конструкций. Для наиболее рациональных по расходу металла трубчатых стержней чаще применяются узлы сопряжения с шаровой вставкой, имеющие ряд специфических конструктивных решений. Имеются решения сопряжений с помощью болтов или сварки.

Структурные плиты являются многостержневыми системами с большой степенью статической неопределимости. Максимально точный расчёт возможен только с применением современных вычислительных комплексов. Чаще всего используют программы, основанные на методе конечного элемента, в качестве которого принимают отдельный стержень. Современные программы позволяют учитывать определённые защемления стержней в узлах при сварных соединениях, а также некоторую податливость при болтовых. Возможен также и учёт геометрической нелинейности работы системы вследствие деформирования системы, изменения её первоначальной геометрии, а также и при нелинейности, связанной с переходом металла в пластическую стадию работы. В приближённых расчётах многоэлементную стержневую модель заменяют континуальной моделью-упругой ортотропной плитой с упругими характеристиками.

Цилиндрические оболочки. Цилиндрические сетчатые оболочки чаще всего выполняют в виде сводов с опиранием по продольным сторонам (рис. 11.8, а), либо с опиранием на торцевые диафрагмы (рис. 11.8, б), а также с промежуточными опорами. При пролётах до 30 м оболочки выполняются из сетчатой структуры с прямоугольными, ромбическими или треугольными ячейками. При использовании высокопрочных сталей пролёты достигают 70 – 90 м. Распор свода воспринимается фундаментами, стенами или затяжками.

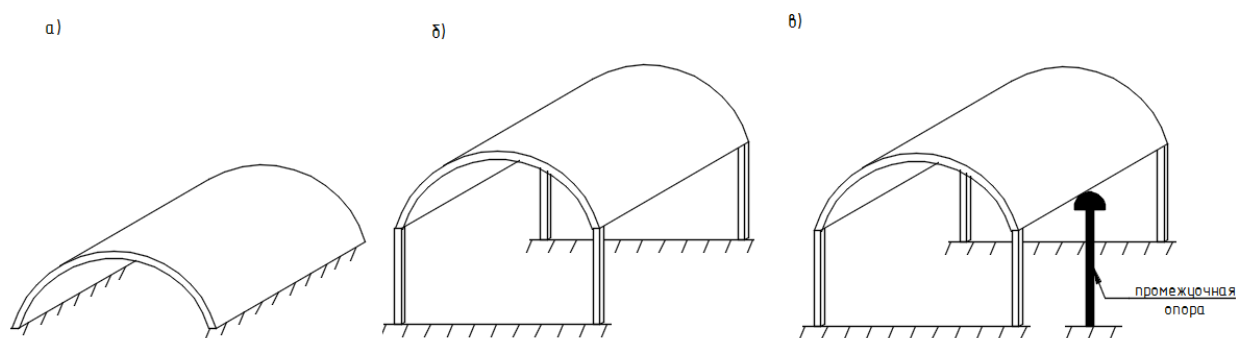


Рисунок 11.8. Цилиндрические оболочки

Наиболее проста ромбическая сетка (рис. 11.9), однако не имея продольных элементов она может не обеспечить необходимую жёсткость. Такая конструкция работает как свод с пролётом L . При его расчёте вырезают полосу шириной в одну ячейку a , для которой определяют значения изгибающих моментов и нормальных сил.

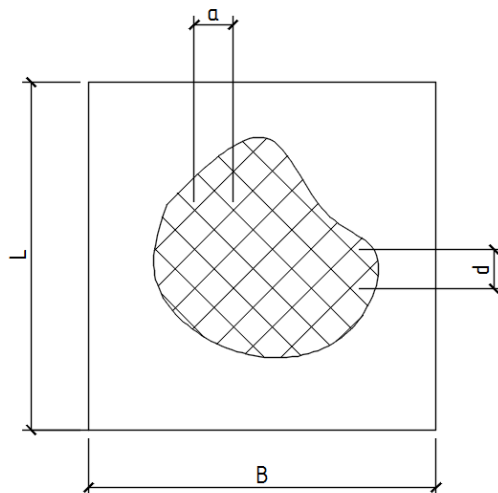


Рисунок 11.9. Сетчатая структура структуры оболочки

Стержни проектируют из прокатных и штампованных профилей, из труб, а в мощных сводах из решётчатых фермочек небольшой высоты $h=(1/80 - 1/120)l$. При введении в сетку продольных элементов жёсткость конструкции существенно увеличивается. Конструктивные схемы двухсетчатых оболочек аналогичных схемам двухсетчатых структурных плит и также образуются системами перекрёстных ферм. По сравнению с односетчатыми они обладают большей жёсткостью и несущей способностью, ими можно перекрывать пролёты до 500÷700 м. Толщина оболочки (расстояние между сетками) принимается $h=(1/20 - 1/100)r$ при где r -радиус поверхности.

Оболочки двойной кривизны могут иметь различную форму поверхности и позволяют создавать покрытия различной конфигурации в плане (рис. 11.10, а, б, в).

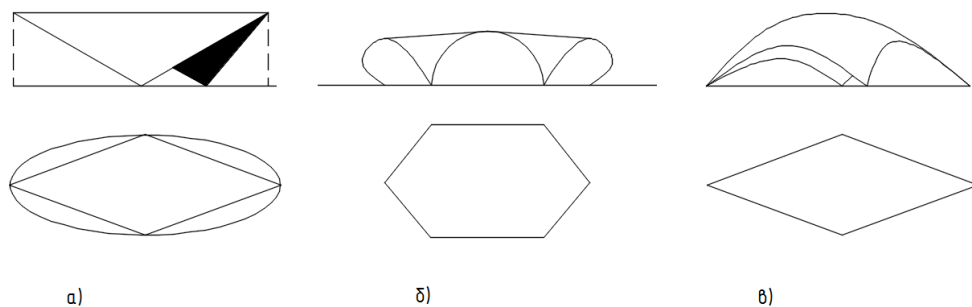


Рисунок 11.10. Сетчатая структура структуры оболочки

Наибольшее распространение получили оболочки положительной гауссовой кривизны на круговом плане-купола. Первоначально купола проектировали из отдельных плоских несущих конструкций-арок, которые располагались в радиальном направлении и опирались на нижнее растянутое опорное кольцо (рис. 11.11, а). Арки соединяются в вершине купола кольцом малого диаметра, работающего на сжатие. Кровля укладывается на прогоны. Такие купола называют ребристыми.

Если в ребристом куполе включить в работу кольцевые прогоны, получим единую жёсткую пространственную систему с рядом колец, служащих основными затяжками для отдельных арок (рис. 11.11, б). Такой купол называется ребристо-кольцевым. Если между рёбрами и кольцевыми прогонами разместить диагональные связи, то получим сетчатый купол (рис. 11.11, в). Возможны и другие типы сетчатых куполов.

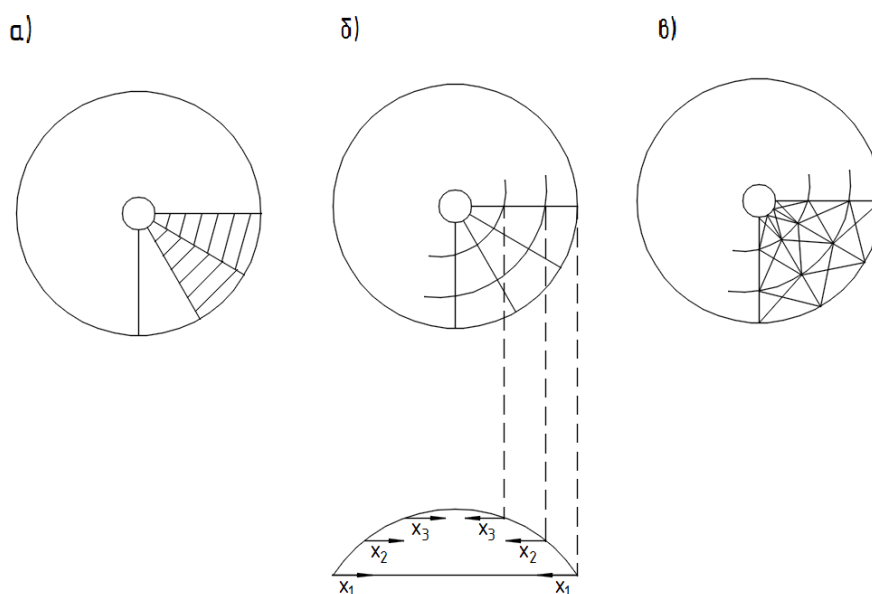


Рисунок 11.11. Типы куполов

Вантовые висячие покрытия. Основным несущим элементом вантовых покрытий являются ванты, которые изготавливаются из стержней или тросов. Материалом для вант служит высокопрочная сталь, предел прочности таких сталей может достигать 2400 МПа. Вторым несущим элементом вантовых висячих покрытий является опорный контур (см. рис. 11.12), который может изготавливаться из стали или железобетона. При круглом плане покрытия и при радиальном расположении вант используется еще один несущий элемент – центральное кольцо, которое всегда изготавливается из стали.

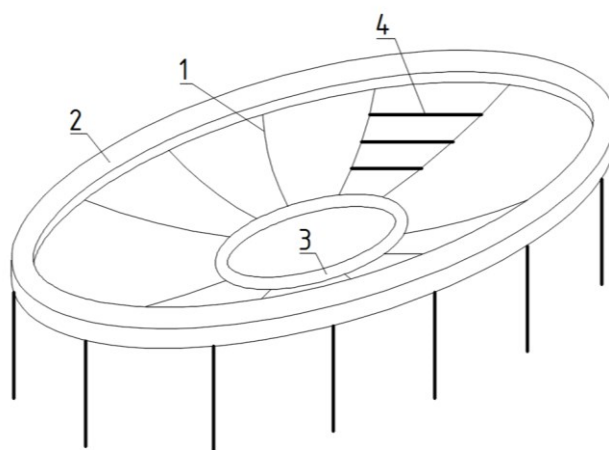


Рисунок 11.12. Вантовые висячие покрытия

На ванты укладываются плиты покрытия, которые могут быть железобетонными или трехслойными типа «сэндвич».

Вантовые висячие покрытия являются распорными – в уровне покрытия возникают горизонтальные опорные реакции, которые воспринимаются опорным контуром.

Преимущества вантовых висячих покрытий:

1. Наименьший расход металла, который обусловлен работой вант только на растяжение;
2. Хорошая транспортабельность (ванты постальваются на монтажную площадку свернутыми в виде бухт);
3. Возможность ведения монтажа вант без строительных лесов;
4. Высокая сейсмостойкость – колебания не приводят к появлению в вантах изгибных напряжений, т.к. изгибная жесткость вант близка к нулю;
5. Архитектурная выразительность. Вантовые системы могут образовывать оболочки покрытий нулевой, положительной и отрицательной привязки.

Недостатком вантовых висячих покрытий является повышенная деформативность, которая обусловлена не только появлением растягивающих усилий в вантах, но и формой распределения внешней нагрузки. Перемещения, обусловленные формой нагрузки, называются кинематическими. Для уменьшения деформативности вантовых покрытий используют предварительное напряжение.

Одноярусные вантовые покрытия. Наиболее распространенный тип таких покрытий представлен на рис. 11.13.

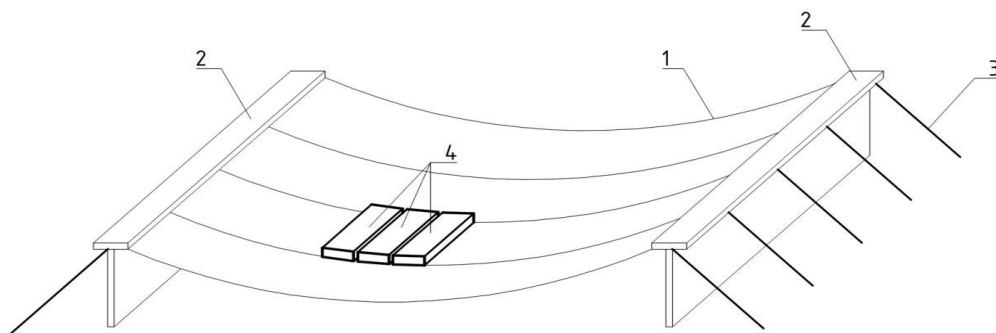


Рисунок 11.13. Однопоясные вантовые покрытия

Стабилизация (уменьшение перемещений) достигается с помощью преднапряжения, которое может быть выполнено двумя способами:

1. Заливкой швов между плитами покрытия бетоном на напрягающем цементе;
2. С помощью пригруза: пригруз укладывается на плиты покрытия, после этого в швы между плитами покрытия заливается цементный раствор, затем после затвердевания раствора пригруз демонтируется.

Для уменьшения деформативности висячих покрытий без применения вышеуказанных способов можно использовать ванты, обладающие некоторой изгибной жесткостью (жесткие нити). При этом изгибная жесткость может быть такой, что изгибные напряжения не становились доминирующими. Как правило, изгибные напряжения составляют 10...15% от напряжений, обусловленных продольными усилиями. При этом, как показали исследования, изгибная жесткость не оказывает существенного влияния на значения распора, но снижает деформативность.

Требуемая изгибная жесткость вант (EI) определяется из ограничения приращения провеса (Δf) при действии временной нагрузки. Жесткие нити могут быть сплошностенчатыми (из прокатных или составных двутавров) и сквозные (ввиду провисающих ферм).

Двухпоясные вантовые покрытия. Возможные схемы двухпоясных покрытий приведены на рисунке рис. 11.14. Двухпоясные вантовые покрытия состоят из вант двух назначений: несущих вант (провисающих) и стабилизирующих (вакуумных). Между несущими и стабилизирующими вантами располагаются стойки. Двухпоясные покрытия должны быть преднапряженными: несущие и стабилизирующие ванты должны быть растянутыми, а стойки в схеме «а» также растянутыми, в схеме «б» – сжатыми, в схеме «в» – в средней части – сжатыми, в опорной части – растянутыми.

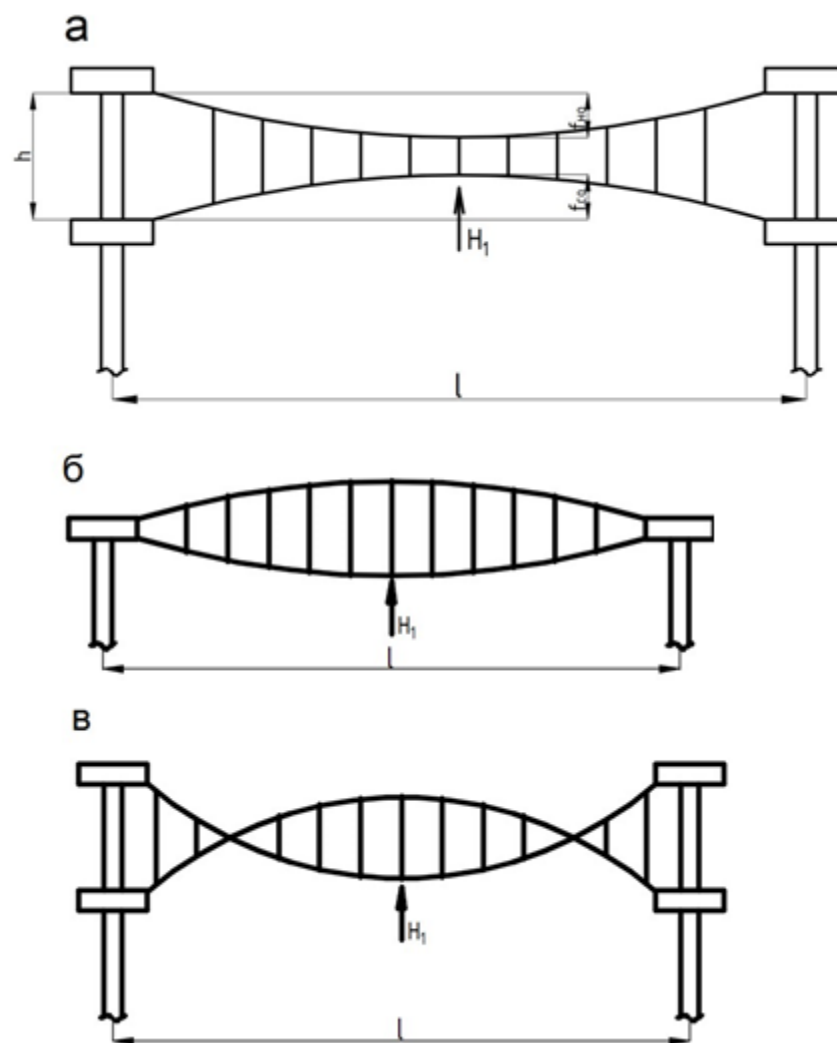


Рисунок 11.14. Двухпоясные вантовые покрытия

Расположение вант по схеме «а» предусматривает два опорных контура и внутренний водоотвод, но зато здесь стойки работают на растяжение и соответственно имеют меньшую металлоемкость. Схема «б» предусматривает только один опорный контур и внешний водоотвод, но при этом стойки работают на сжатие и соответственно имеют большую металлоемкость. Схема «в» предусматривает два опорных контура и внутренний водоотвод, но с меньшей длиной водоотводящей системы. Металлоемкость стоек, несмотря на то, что стойки в средней части работают на сжатие, является минимальной, т.к. существенно уменьшается их длина. Строительная высота постройки (h) при одинаковых стрелах провисания (f_{co} и f_{ho}) получается наибольший для схемы «а» и наименьший для схемы «в». Высота здания (H_1) (высота стенового заполнения) получается наибольшей для схемы «а».

Очертание вант должно соответствовать распределению внешней нагрузки: при равномерном распределении очертание делается по квадратной параболе, при распределении нагрузки по треугольнику – по кубической параболе. Стрелки для несущих и стабилизирующих вант назначаются в пределах $1/8 \dots 1/20 l$. Шаг стоек определяется размером плит покрытия.

Расчет двухпоясных вантовых покрытий выполняют с помощью программных комплексов. При этом, учитывая геометрическую нелинейность системы, следует использовать пошаговый метод.

Тросовые фермы. Один из вариантов тросовых ферм приведен на рис. ниже Все элементы таких ферм изготавливаются из тросов.

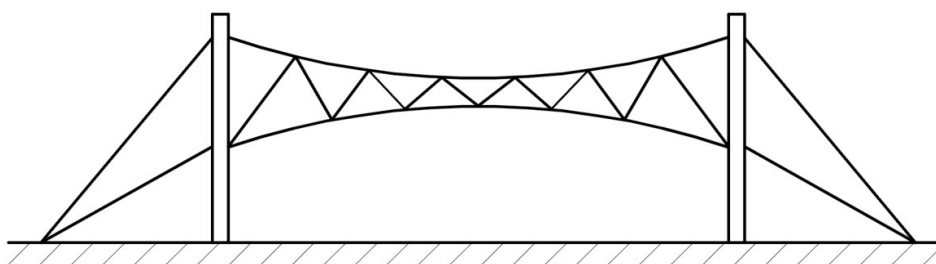


Рисунок 11.15. Тросовые фермы

Тросовые фермы должны быть преднапряженными, пояса и раскосы должны быть предварительно растянутыми, при этом усилие растяжения должно перекрывать сжимающее усилие, возникающее в стержне после приложения внешней нагрузки на $10 \dots 15\%$. Узел сопряжения стержней из тросов приведен на рисунке рис. 11.16.

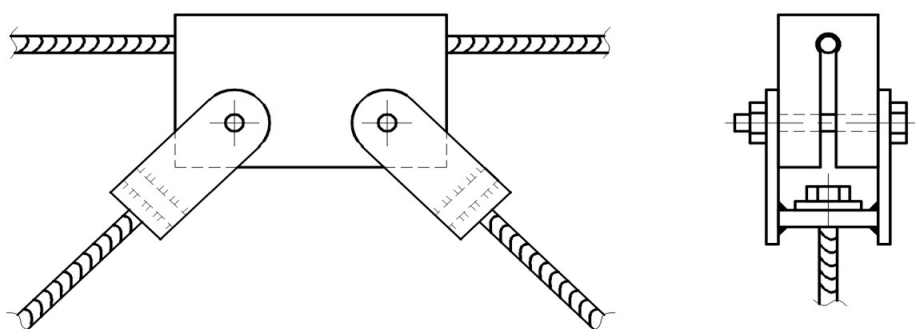


Рисунок 11.16. Узел сопряжения стержней из тросов

Тросовые фермы являются статически неопределимыми (в общем случае 5 раз). Если предположить, что опоры тросовых ферм являются неподвижными и в коньке

(по центру пролета) верхний пояс и нижний пояс соединить в один узел, то тросовая ферма становится дважды статически неопределимой. Задача решается методом сил. Усилия в стержнях определяются дважды: от внешней нагрузки и от единичных сил (последовательно каждый раскос заменяется единичной силой). Далее, сопоставляя усилия от внешней нагрузки и от единичных усилий в раскосах, назначают усилия преднапряжения таким образом, чтобы в сжатых стержнях суммарные усилия от внешней нагрузки и от преднапряжения были растягивающими, значения которых должны на 15...20% превышать сжимающие усилия от внешней нагрузки. По наибольшим усилиям до приложения внешней нагрузки или после приложения внешней нагрузки подбираются сечения стержней.

Седловидные вантовые покрытия. Схема покрытия в виде седловидной вантовой сетки приведена на рис. 11.17.

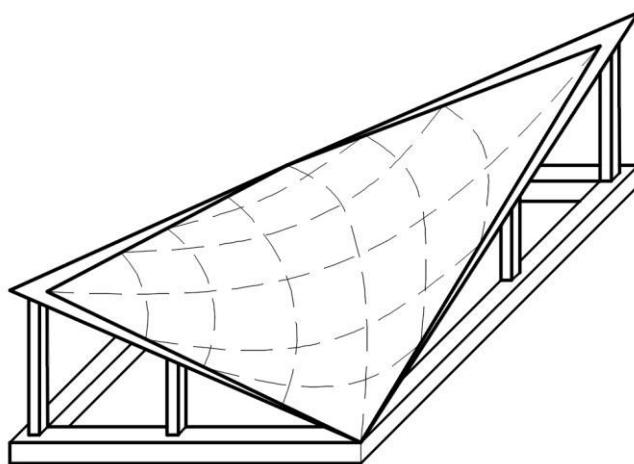


Рисунок 11.17. Седловидные вантовые покрытия

Поверхность покрытия в виде седловидной сетки – гиперболический параболоид. Сетка образуется несущими вантами (провисающими) и стабилизирующими (вакуумными). Сетка должна быть преднапряженной. Преднапряжение может быть осуществлено натяжением вант или за счет опускания верхних узлов опорного контура (для осуществления этого процесса нижние узлы опорного контура на время опускания должны быть шарнирными).

Расчет вантовых сеток осуществляется с помощью программных комплексов с использованием пошагового метода.

Комбинированные системы. Один из вариантов комбинированной системы, используемой в качестве несущей части покрытия, приведена на рис. 11.18.

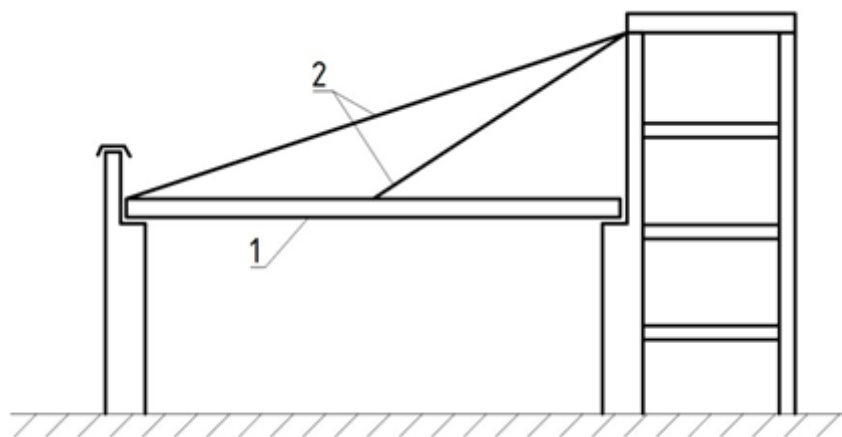


Рисунок 11.18. Комбинированная система

Комбинированные системы используются также в качестве пролетных строений мостов. Комбинированная система состоит из балки жесткости (1), подвешенной на вантах. Регулирование усилий в вантах позволяет оптимизировать эпюру изгибающих моментов.

Определение усилий в элементах комбинированной системы осуществляется методами строительной механики.

Высотные сооружения. К высотным сооружениям относятся: башни, мачты, опоры ЛЭП, дымовые трубы, осветительные вышки. Отличительной особенностью расчета высотных сооружений является доминирующее влияние ветровой нагрузки. При проектировании высотных сооружений учитывается средняя составляющая ветровой нагрузки и пульсационная составляющая. При проектировании высотных сооружений в виде цилиндрических оболочек учитывается еще резонансные явления. Особенностью распределения ветровой нагрузки является учет спадов – уменьшения ветрового давления на части высоты сооружения. Учет спадов приводит к существенному увеличению усилий в решетке башен и мачт.

Башни. Один из вариантов конструктивного решения башни приведен на рис. 11.19. Ширина опорной части башни принимается в пределах $1/8 \dots 1/15H$. Сечение ствола может быть в виде треугольника, квадрата или шестиугольника. С увеличением количества граней возрастает крутильная жесткость ствола, но при этом увеличивается и металлоемкость. Наиболее распространенным сечением ствола является квадрат. Решетка башен может быть крестообразная, ромбическая, полураскосная или треугольная со стойками. Тип решетки назначается в зависимости от требуемой жесткости ствола башни.

Сечения элементов башен могут быть из одиночных уголков (при $H \leq 50\text{м}$) или из круглых труб.

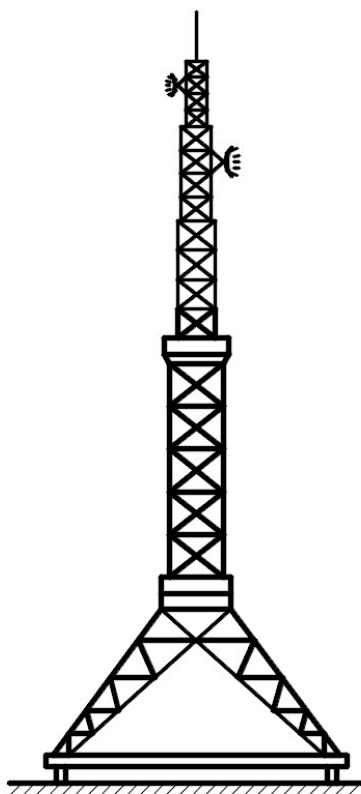


Рисунок 11.19. Конструктивное решение башни

Труба позволяет существенно снизить ветровую нагрузку на башню за счет меньшего аэродинамического коэффициента: для обычных профилей этот коэффициент равен 1,4, а для труб он изменяется в пределах 0,43...1,2 в зависимости от числа Рейнольдса. Раскосы могут быть изготовлены также из круглых стержней, которые для предотвращения колебаний должны быть преднапряженными.

По высоте башни усиливаются диафрагмами, которые предусматриваются в местах перелома поясов, действия сосредоточенных сил, навески технологического оборудования (антенн), а также в узлах сопряжения секций (отправочных марок). Расстояния между диафрагмами не должны превышать устроенной ширины ствола башни.

В целях уменьшения ветровой нагрузки рекомендуется сопряжения элементов башни выполнять бесфасоночными. В случае, если фасонки становятся необходимыми (например при использовании круглых стержней в качестве решетки), то следует для уменьшения концентрации напряжений предусматривать плавный переход от элементов решетки к поясным элементам.

Для определения усилий от ветровой нагрузки сечения элементов башни должны быть известны.

Поэтому предварительно сечения элементов назначаются исходя из имеющихся проектных разработок и в дальнейшем сечения элементов корректируются по фактическим усилиям. При этом следует учитывать, что изменение сечений влечет изменения усилий от ветровой нагрузки. Для определения наибольших усилий в поясах треугольной и шестиугольной башни направление ветра принимается перпендикулярно плоскости грани, для квадратной башни направление ветра принимается по диагонали. Предполагается, что вертикальная нагрузка (N) воспринимается только поясами.

При определении усилий в элементах решетки допускается распределить ветровую нагрузку между гранями башни и рассматривать затем каждую грань как консольную ферму. При этом для квадратных башен, как и для круглых сечений направление ветра принимается перпендикулярно грани. Для получения наибольших усилий в элементах решетки следует учитывать ветровую нагрузку с учетом спадов. Допускается упрощенный учет спадов ветровой нагрузки: если усилия в элементах решетки не превышают 100 кН, то для учета спадов усилия в решетке нужно увеличить в 2 раза.

Диафрагмы рассчитываются на поперечную силу, действующую в месте расположения диафрагмы. При наличии крутящего момента ($M_{кр}$) значение поперечной силы увеличивается:

$$Q_{дон} = M_{кр} / (n \times a_i) \quad (11.6)$$

где n – количество граней;

a_i – расстояние от центра тяжести сечения башни до грани.

Горизонтальные перемещения башни определяются по формуле Мора.

Мачты. Ствол мачты удерживается в вертикальном положении с помощью оттяжек, которые изготавливаются из канатов. Угол наклона оттяжек к горизонту не должен превышать 60° . Ствол мачты имеет сечение в виде треугольника или квадрата. Ширина грани в зависимости от нагрузки изменяется в пределах $1/60 \dots 1/200H$. Расстояние между ярусами оттяжек принимается равным $30 \dots 40b$, где « b » – ширина грани. Схема мачты приведена на рис. 11.20.

Основной тип решетки – треугольная. Сечение элементов – круглая труба. Соединения элементов бесфасовочные. Для натяжения оттяжек используются специальные стяжные приспособления. Если мачта должна быть изолирована от земли, то в оттяжки закрепляются изоляторы и ствол мачты опирается на центральный фундамент через фарфоровый изолятор.

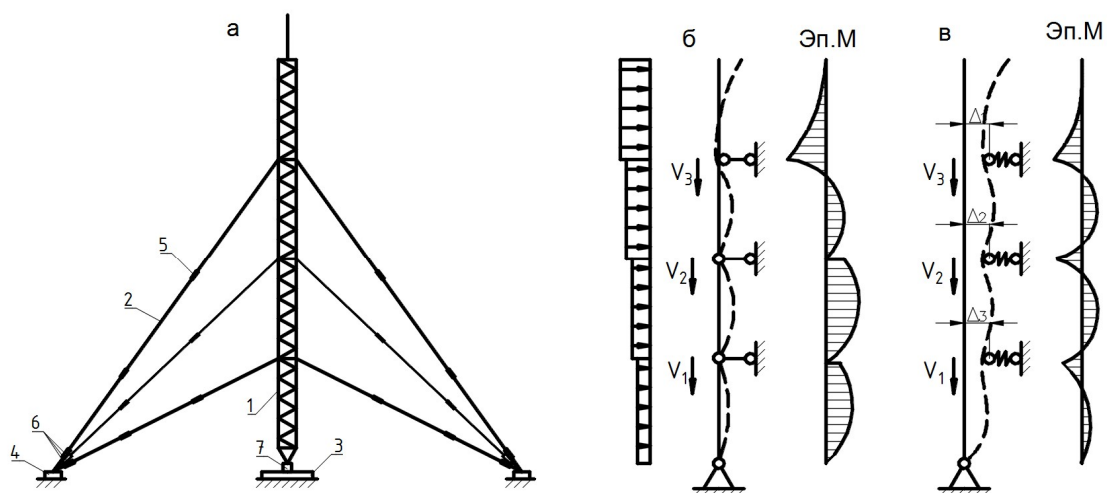


Рисунок 11.20. Конструктивное решение мачты

При расчете мачт допускаются следующие упрощения:

1. Ветровая нагрузка на ствол принимается равномерной между ярусами оттяжек и равной нагрузке l средней точки пролета;
2. Ветровая нагрузка на оттяжки также принимается равномерной и равной нагрузке на высоте $2/3$ отметки подвеса оттяжки;
3. Нагрузка от изоляторов и гололеда принимается распределенной по длине оттяжки. Значение нагрузки определяется из условия равенства изгибающих моментов;
4. Вся нагрузка на оттяжку приводится к равномерно распределенной по хорде и в расчете учитывается только проекция этой нагрузки на перпендикуляр к хорде.

Расчетные схемы оттяжек приведены на рис. 11.21.

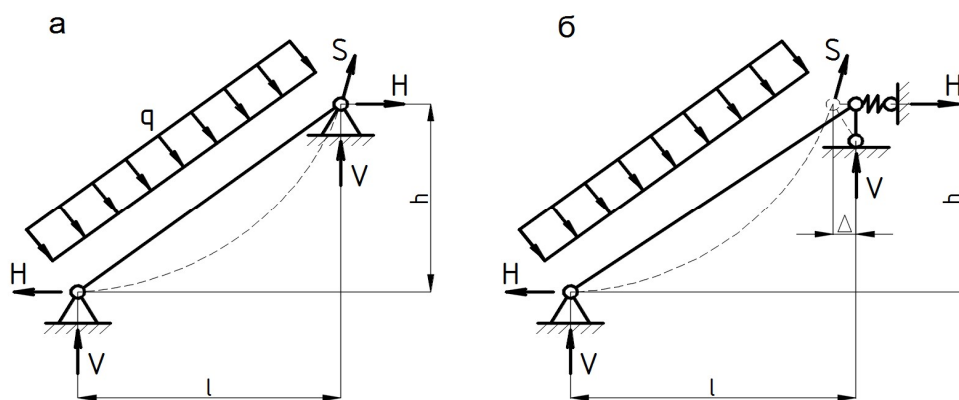


Рисунок 11.21. Расчетная схема оттяжки

Мачты рассчитываются в два этапа. На первом этапе на основании имеющихся проектных разработок назначается сечение ствола, число ярусов, сечения поясов, элементов решетки и оттяжек. Затем определяют нагрузку и усилия в оттяжках и стволе. При этом предполагается, что узлы крепления оттяжек являются не сменяемыми (см. расчетную схему на рис. 11.21), а ствол мачты состоит из отдельных разрезных балок (см. расчетную схему на рис. 11.21). После этого участки ствола между ярусами оттяжки проверяются на устойчивость как сквозные внецентренно сжатые элементы. Если проверки оказываются положительными, то начинается 2-й этап расчета.

На втором этапе ствол мачты рассматривается как неразрезная многопролетная балка на упругоподатливых опорах (см. расчетную схему на рис. 11.21,а), а оттяжки как предварительно натянутую нить с опорами на разных уровнях, при этом верхняя опора является упругоподатливой (см. расчетную схему на рис. 11.21,б).

На втором этапе расчет мачты может выполняться тремя способами.

Расчет по 1-му способу начинают с назначения начального натяжения оттяжек (H_0). Затем определяют вертикальные реакции (V) и распор (H) при действии внешней нагрузки:

$$H^3 + (E \times A \times D / (2lH_0^2) - H_0) \cos^5 \beta \times H^2 = E \times A \times D \cos^5 \beta / (2l) \quad (11.7)$$

После этого определяются горизонтальные перемещения (Δ) и усилия в стволе (M, Q, N).

По 2-му способу вначале задают оптимальную эпюру изгибающих моментов (пролетные моменты равны опорным моментам), затем определяют горизонтальные перемещения (Δ) и усилия в оттяжках. По 3-му способу назначают горизонтальные перемещения (Δ), затем определяются усилия в оттяжках и усилия в стволе мачты.

После определения усилий производится проверка прочности элементов ствола мачты и оттяжек. При положительных результатах приступают к проверке ствола на общую устойчивость. Потеря устойчивости ствола мачты представляет собой сложный случай потери устойчивости многопролетного сжатоизогнутого решетчатого стержня на упругоподатливых опорах. Учитывая указанную сложность, рекомендуется осевую силу увеличивать на 30%. Проверка устойчивости производится по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{\phi_e \cdot A} \quad (11.8)$$

где ϕ_e – Определяется в зависимости от относительного эксцентриситета и условной гибкости. Для определения гибкости используется расчетная длина, равная расстоянию между ярусами оттяжек.

Опоры ЛЭП. Возможные конструктивные варианты опор ЛЭП приведены на рис. 11.22.

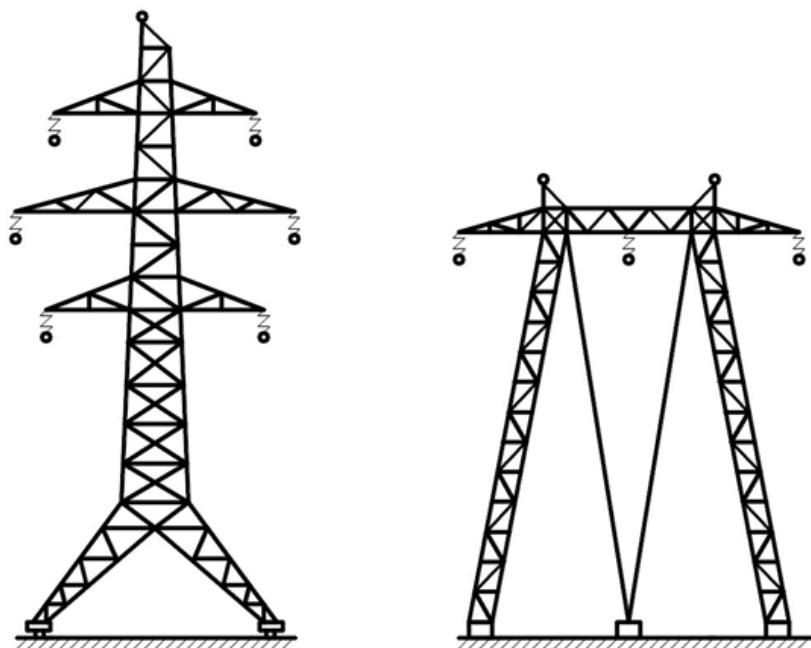


Рисунок 11.22. Конструктивные решения опор ЛЭП

Конструктивные решения опор ЛЭП зависят от следующих факторов: значения напряжений; расположения проводов; назначения опор; вида местности. С увеличением напряжения увеличивается высота и мощность опор. Варианты расположения проводов приведены на рис.11.23 (незалитые кружки – горизонтальные тросы).

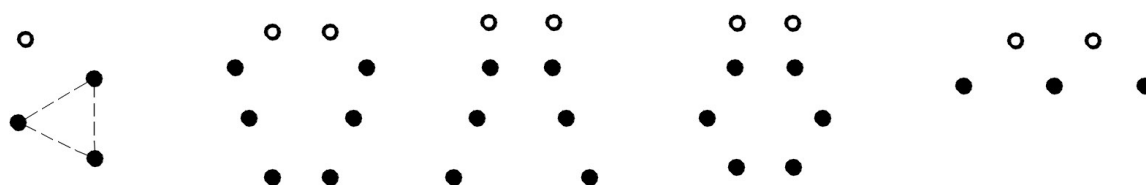


Рисунок 11.23. Варианты расположения проводов

По назначению опоры ЛЭП бывают: промежуточные (80...90% всех видов опор); анкерные, концевые, угловые, переходные. Промежуточные опоры не воспринимают горизонтальные нагрузки от проводов. Все остальные опоры воспринимают вертикальные и горизонтальные усилия от проводов, в том числе горизонтальные нагрузки от частичного обрыва проводов. Ширина базы башенных промежуточных опор $(1/7...1/10)H$, для промежуточных – $(1/3...1/5)H$.

Если местность холмистая, то опоры устанавливаются на наиболее высоких холмах или высота опоры увеличивается на высоту холма, располагаемого между опорами.

Конструкция опор ЛЭП может иметь форму башни или портала (рис. 11.22) с использованием оттяжек или без них. Сечение ствола опор ЛЭП как правило квадратное. Тип решетки – треугольный, скрестообразный, ромбический. По высоте ствол укрепляется диафрагмами, которые ставятся через 8...15м, но обязательно в местах перелома поясов и в местах приложения сосредоточенных сил. Сечение элементов опор (поясов, раскосов) принимается из одиночных равнополочных уголков. Соединение элементов решетки с поясами бесфасонное на болтах или на сварке. Провода делают сталеалюминиевыми, а горизонтальные провода из стальных тросов.

Провода рассчитываются как гибкие нити (см. вантовые покрытия). Ствол опор ЛЭП рассчитывается по аналогии с расчетом башен. При расчете промежуточных опор учитываются следующие нагрузки: ветровая нагрузка, нагрузка от собственного веса опоры и проводов, обледенение. При расчете не промежуточных опор дополнительно учитывается натяжение проводов, в том числе нагрузка, возникающая при частичном обрыве проводов. В некоторых случаях учитываются нагрузки, возникающие в процессе транспортирования опор и при их монтаже.

Многоэтажные здания возводят в городах с плотной застройкой вследствие дефицита и высокой стоимости выделяемых для строительства участков земли. Многоэтажные здания характеризуются тем, что на относительно небольшой застраиваемой площади можно разместить огромную по значению площадь эксплуатируемых помещений. Многоэтажные здания могут быть общественными, промышленными и жилыми, т.е. в них могут размещаться разнообразные офисы, производственные помещения различного назначения или жилые помещения, включая гостиничные номера. Под многоэтажными зданиями подразумеваются здания с числом этажей 2 и более. В то же время здания высотой до 25 этажей называют относительно невысокими, а при высоте более 40 этажей — очень высокими.

Проектирование многоэтажных зданий связано с решением комплекса задач, учитывающих объемно-планировочное решение, работу несущего каркаса, особенности изготовления и монтажа его конструктивных элементов. Кроме того, должны быть приняты решения о размещении инженерных коммуникаций и вертикального транспорта.

Многоэтажные здания из металла могут быть только каркасными. Каркасы из металла рационально использовать в производственных зданиях с большими нагрузками или в гражданских зданиях большой высоты. Это объясняется несколькими причинами:

- металлический каркас вследствие высокой несущей способности материала обладает существенно меньшим собственным весом по сравнению с железобетонным;

- возможно применение больших пролетов несущих конструкций перекрытий, т.е. увеличение шага колонн;

- при возведении металлического каркаса используются элементы полной заводской готовности.

Особенность работы каркасов высоких многоэтажных зданий связана со значительными вертикальными нагрузками на колонны и с большими горизонтальными нагрузками от ветрового воздействия. Проектирование многоэтажного здания напрямую связано с его объемно-планировочным решением, выбором конструктивной схемы, материалов для несущих конструкций, способов их изготовления и монтажа, а также обслуживанием здания в процессе эксплуатации.

Объемно-планировочное решение многоэтажного здания должно удовлетворять функциональным и санитарным требованиям согласно назначению помещений. Похожие по назначению помещения размещаются в типовых или повторяющихся по планировке этажах. Входные блоки, большие залы и инженерное оборудование размещают в специальных или нетиповых этажах.

Объемно-планировочные решения многоэтажных зданий должны соответствовать модульной сетке разбивочных осей и высот этажей. Например, для общественных зданий обычно применяют следующие сетки разбивочных осей в плане: 6×6, 6×9, 6×12, 9×9, 9×12, 12×12 м. Высоту этажей для них принимают равной 3,6 и 4,2 м.

Форма многоэтажного здания в плане и его высота, которые определяют его пространственную композицию, зависят от градостроительных факторов, природно-климатических условий, технологических возможностей строительства, а также экономической целесообразности. Многоэтажные здания по геометрической форме в плане классифицируются на квадратные, круглые, прямоугольные, Х-образные, Y-образные, Z-образные и др. Эта форма во многом зависит от высоты многоэтажного здания: чем выше здание, тем сложнее его конфигурация в плане.

По конструктивному признаку многоэтажные здания из металла являются каркасными. Каркас многоэтажного здания выполняет несущую функцию, заключающуюся в восприятии и передаче на фундамент всех действующих на каркас силовых факторов. Каркас представляет собой пространственную систему несущих конструктивных элементов стержневого типа, обеспечивающих его прочность, устойчивость и необходимую жесткость. Любые силовые воздействия на многоэтажное здание через ограждающие конструкции передаются на каркас, что приводит к включению в работу в той или иной степени всех его элементов. Это достигается специальным размещением отдельных элементов каркаса в пространстве по отношению друг к другу и передачей усилий между ними через узловые сопряжения. Поэтому каркасы многоэтажных зданий могут быть представлены как стержневые пространственные системы.

В зависимости от распределения функций в системе обеспечения пространственной жесткости и устойчивости, а также способа восприятия вертикальных и горизонтальных нагрузок каркасы разделяют на четыре типа: рамные, связевые, рамно-связевые и ствольные.

Рамные каркасы состоят из жестко соединенных между собой в узлах вертикальных (колонн) и горизонтальных (ригелей) элементов во всех направлениях, образующих пространственные рамы. Обычно такие рамы имеют в плане прямоугольную сетку разбивочных осей, которые совпадают с направлениями ригелей на всех этажах. Рамная система самостоятельно воспринимает как вертикальные, так и горизонтальные нагрузки, и передает их на фундамент. Жесткость рамной системы определяется жесткостью сечений вертикальных и горизонтальных стержней и жестким сопряжением их между собой в узлах (рис. 11.24, а).

Обычные рамные каркасы образуются путем жесткого соединения ригелей на всех этажах с колоннами во всех шагах и по всем направлениям, что обеспечивает равномерную передачу нагрузок на фундамент.

В уровнях междуэтажных перекрытий этих каркасов колонны объединены горизонтальными «дисками», образованными ригелями, балками настилов и замоноличиванием стыков железобетонных плит либо сплошной бетонной заливкой по профилированному стальному настилу. В обычных рамных каркасах колонны располагают регулярно (рис. 11.24, б), например, с шагами $l_1 \times l_2 = 9 \times 6$ м. В рамном каркасе из-за неравномерного распределения усилий в колоннах от горизонтальных нагрузок в пределах одного этажа высотой h затруднена их унификация. Это приводит к перерасходу стали, поэтому рамные каркасы применяют при высоте здания до 30 этажей. Кроме того, устройство жестких сопряжений во всех узлах существенно повышает трудоемкость возведения каркаса.

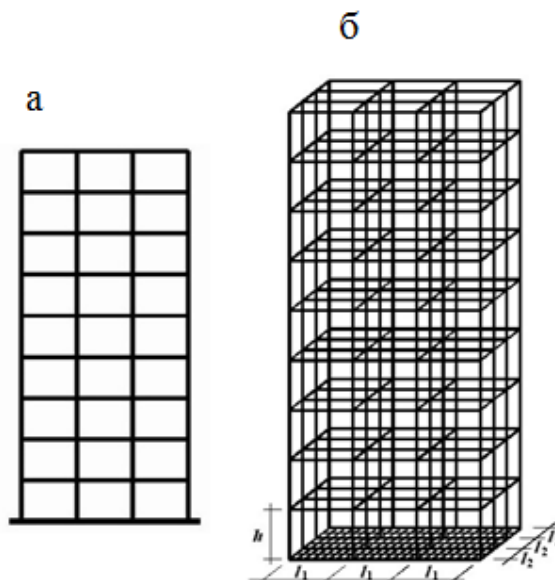


Рисунок 11.24. Рамный каркас многоэтажного здания:
а – общий вид; б – разрез.

При прямоугольных в плане каркасах, у которых одна из сторон намного больше другой, устанавливается секционно-рамная система (рис. 11.25).

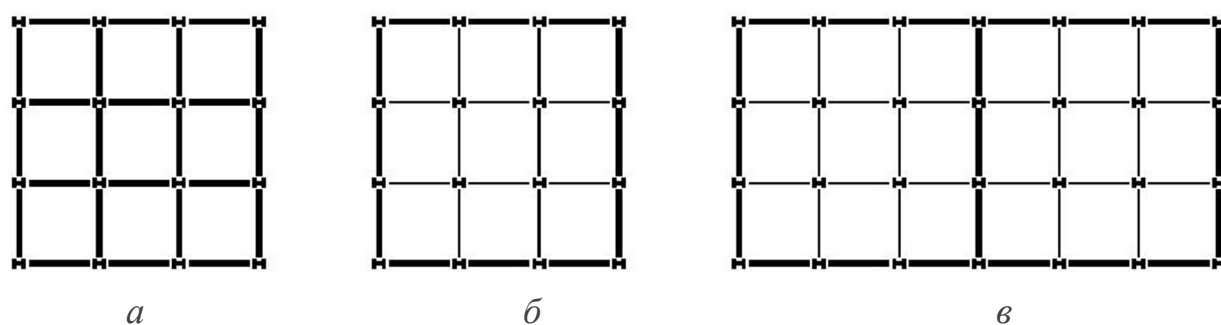


Рисунок 11.25. Схемы рамных систем каркасов в плане: обычная (*a*), внешняя (*б*), секционно-рамная (*в*)

Секционно-рамная система разделяет каркас на отдельные части, каждая из которых обрамлена внешней рамой. Таких частей может быть две и более. Благодаря появлению внутренней рамы между секциями жесткость каркаса многоэтажного здания существенно повышается.

Связевые каркасы проектируют в виде вертикальных связей по всей высоте здания, образующих вместе с ригелями и колоннами вертикальные (связевые) фермы. Эти связевые фермы расположены на некотором расстоянии друг от друга и соединены горизонтальными «дисками» перекрытий. Поэтому они работают совместно, чем обеспечивают горизонтальную жесткость каркаса многоэтажного здания.

По расположению связевых ферм на плане здания различают каркасы: с диафрагмами, с внутренним стволом, с внешним стволом (рис. 11.26).

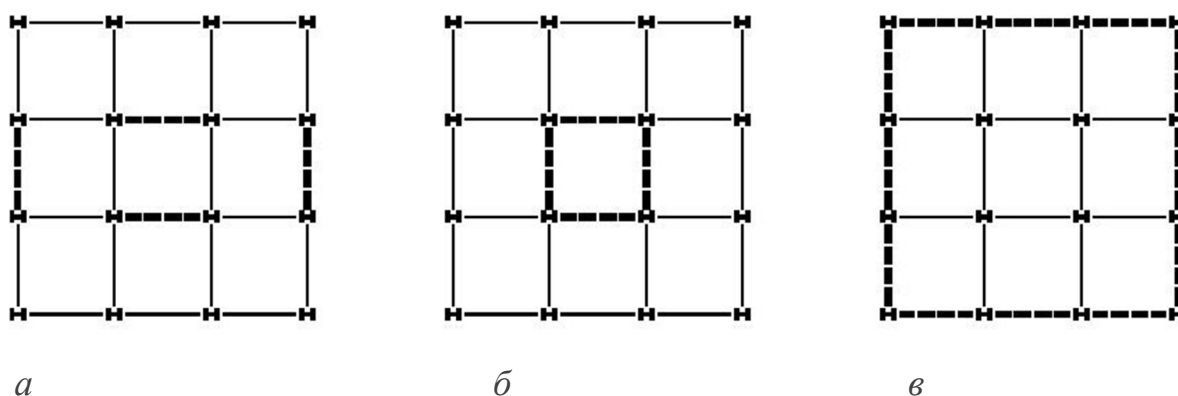


Рисунок 11.26. Схемы связевых систем каркасов в плане: каркас с диафрагмами (*a*), с внутренним стволом (*б*), с внешним стволом (*в*)

Горизонтальная ветровая нагрузка через «диски» перекрытий, образованных монолитными настилами по балкам, передается на вертикальные связевые фермы и воспринимается ими, а вертикальная нагрузка воспринимается ригелями и колоннами, которые конструируют с шарнирными узловыми сопряжениями.

Горизонтальные перемещения связевого каркаса многоэтажного здания определяются деформациями связевых ферм, работающих на изгиб как вертикальные решетчатые плоские стойки, жестко закрепленные в фундаменте, т.е. консоли. Только они определяют жесткость каркаса в горизонтальном направлении.

Для связевых каркасов многоэтажных зданий применяют разные типы решеток в диафрагмах и внутренних стволах: раскосную, крестовую и полураскосную (рис. 11.27).

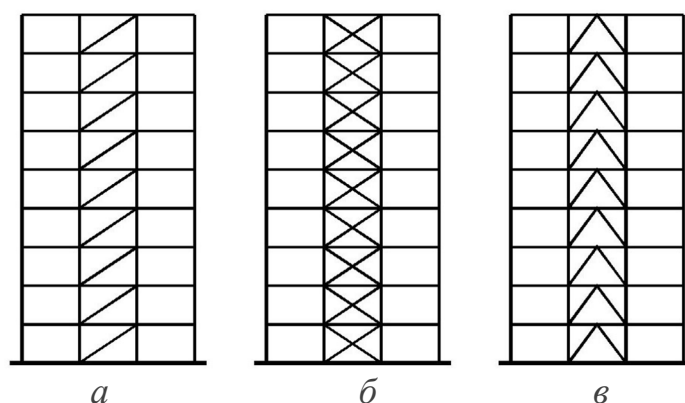


Рисунок 11.27. Типы решеток в диафрагмах и стволах связевых каркасов: раскосная (*а*), крестовая (*б*), полураскосная (*в*)

Диафрагмы представляют собой отдельные плоские вертикальные фермы. Ядро жесткости (внутренний ствол) представляет собой пространственную ферму. И диафрагмы, и внутренний ствол следует размещать симметрично относительно главных осей здания с целью предотвращения закручивания его каркаса. Часто в связевых каркасах многоэтажных зданий проектируют несколько внутренних стволов.

Поскольку эффективность работы ферм определяется расстоянием между их поясами, то внешний ствол лучше всего обеспечивает горизонтальную жесткость каркаса (рис. 11.28). Возможно одновременное использование внешнего ствола и одного или нескольких внутренних, что при увеличении пролетов ригелей иногда позволяет обойтись без промежуточных колонн.

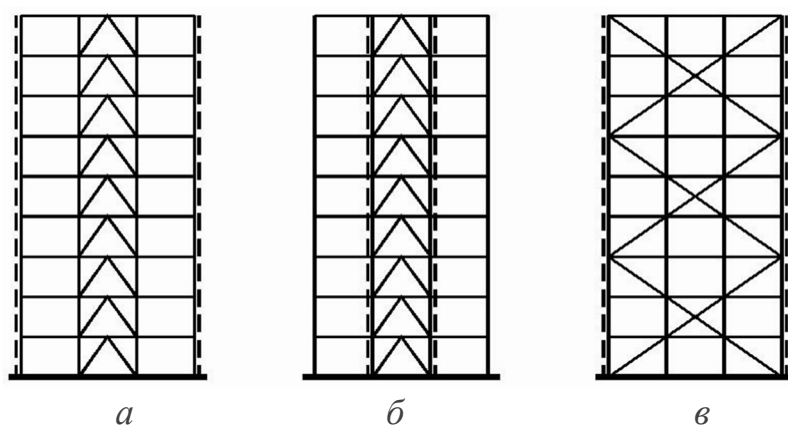


Рисунок 11.28. Схемы связевых систем каркасов в разрезе: с диафрагмами (*а*), с внутренним стволом (*б*), с внешним стволом (*в*)

Связевые каркасы работают на горизонтальную нагрузку эффективнее рамных каркасов. Это объясняется тем, что большинство колонн в связевых каркасах ориентированы преимущественно на продольную силу, т.е. значительно уменьшается изгибная составляющая по сравнению с вертикальными элементами рамных каркасов. При этом предпочтение следует отдавать каркасам с внешним стволом.

В каркасах многоэтажных зданий используются и комбинированные системы, состоящие из рам с жесткими сопряжениями ригелей с колоннами и вертикальных связевых ферм с шарнирными узлами стержней в узлах, которые называют рамно-связевыми.

Примерами таких каркасов служат: рамные каркасы с горизонтальными поясами жесткости в виде ферм-ростверков; рамы с фермами-ригелями через этаж; каркасы с сочетанием горизонтальных ферм-поясов жесткости и вертикальных связевых ферм-диафрагм (рис. 11.29).

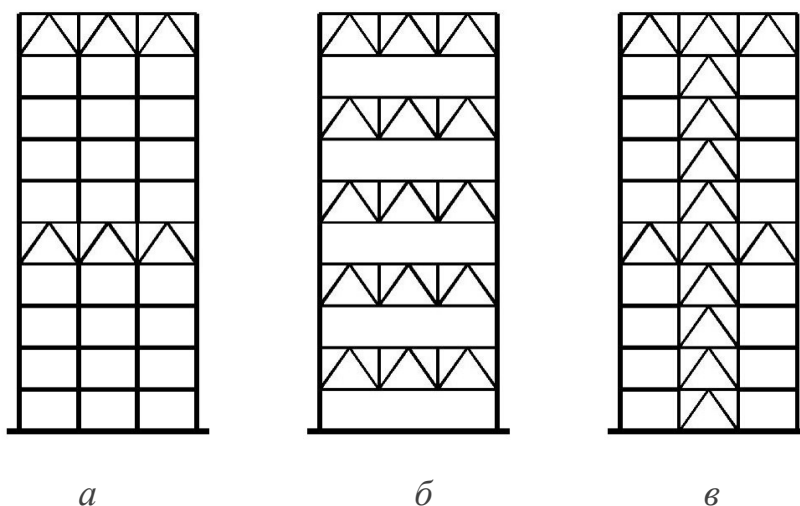


Рисунок. 11.29. Виды рамно-связевых каркасов: каркасы с фермами-ростверками (а), с фермами-ригелями (б), с фермами-поясами и вертикальными диафрагмами (в)

Включение поясов жесткости в рамные каркасы позволяет существенно уменьшить деформации системы от горизонтальных нагрузок, так как они сопротивляются перекосу ячеек рамы и сдвигу колонн смежных по высоте этажей. Фермы-ростверки способствуют также более полному включению колонн в сопротивление горизонтальным нагрузкам по всей площади каркаса многоэтажного здания. В каркасах с фермами-поясами, объединенными с вертикальными диафрагмами, в работу на действие горизонтальных нагрузок включаются колонны, находящиеся в составе диафрагм. При этом горизонтальные перемещения уменьшаются на 30–40 %.

В ствольных каркасах используются мощные опоры-стволы в виде башен. К этим стволам осуществляется прикрепление всех остальных элементов каркаса здания. Ствол чаще всего представляет собой мощную консольную стойку в виде железобетонной оболочки круглого (цилиндрического) или прямоугольного (коробчатого) сечения (чаще всего квадратного).

Возможен также ствол как консольная стойка в виде стальной решетчатой призмы квадратного сечения. В последнем случае ствол представляет собой геометрически неизменяемую стержневую систему в виде пространственной фермы.

Ствол воспринимает от элементов каркаса многоэтажного здания все действующие горизонтальные и вертикальные нагрузки и передает их на фундамент. Поэтому к нему предъявляются особые требования по несущей способности и надежности. Остальные элементы каркаса многоэтажного здания служат только для восприятия локальных нагрузок с целью передачи их на несущий ствол.

Примерами ствольных каркасов многоэтажных зданий служат (рис. 11.30): каркасы с этажами, опирающимися на консольные балки междуэтажных перекрытий; с этажами, установленными на консольные фермы-ростверки, т.е. опирающимися непосредственно; с подвешенными к консолям ферм-ростверков этажами или перекрытиями. Если в установленных на консоли этажах колонны работают по обычной схеме — на сжатие, то в подвешенных этажах колонны служат подвесками, т.е. в них возникают преимущественно растягивающие усилия. Возможны также различные вариации из приведенных схем.

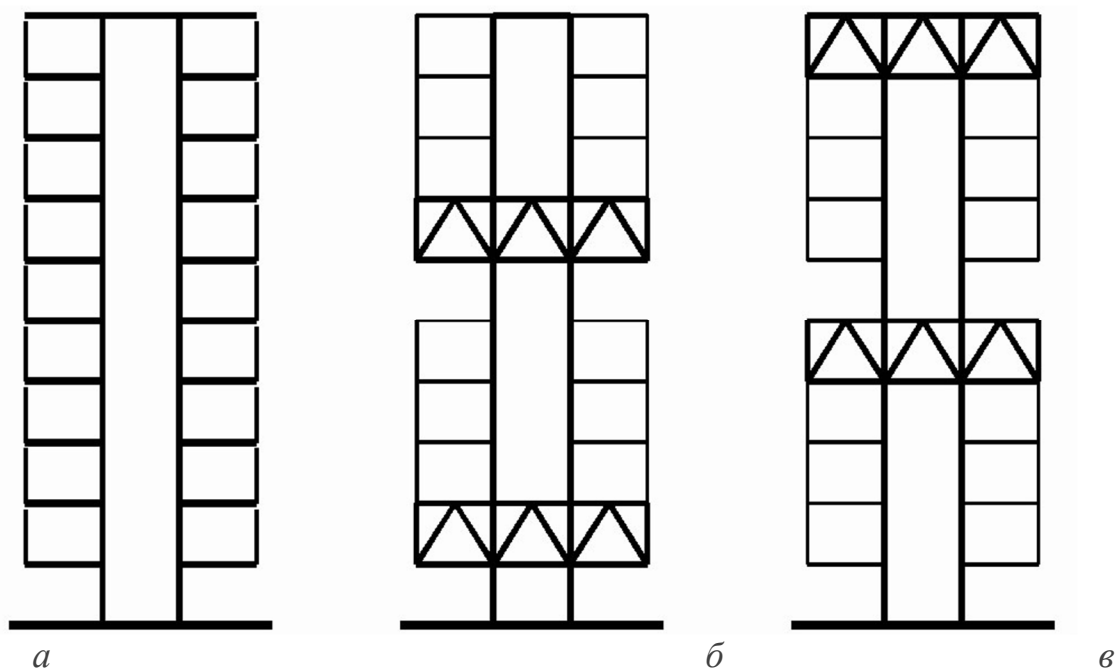


Рисунок 11.30. Ствольные каркасы с этажами на консольных балках (а), с этажами на консольных фермах (б), с подвешенными перекрытиями (в)

Наибольшее же распространение получили ствольные каркасы с консольными балками перекрытий — из-за относительно равномерного распределения усилий от вертикальных нагрузок в примыкающих к стволу элементах каркаса по всем этажам здания.

Колонны — основные конструктивные элементы каркасов многоэтажных зданий. Колонны в связевых системах воспринимают только сжимающие усилия, а в рамных — преимущественно сжимающие усилия с изгибом в одной или двух плоскостях.

В рамно-связевых системах характер работы и величина усилия в колонне зависят от места ее положения в каркасе.

В современном строительстве применяются в основном колонны составного сплошного сечения на сварке].

Наибольшие сжимающие усилия воспринимают колонны с сечениями из пакета пластин и комбинированными сечениями, наименьшие — из прокатного двутавра и из уголков. Наиболее технологичными являются двутавровые составные сечения колонн, в которых можно назначать достаточно толстые стенки и полки. Однако они, как сечения открытого профиля, плохо сопротивляются кручению. Для работы на кручение рационально применение колонн из труб, но они менее технологичны из-за круглого сечения, поскольку усложняют сопряжение колонн и ригелей (рис. 11.31).

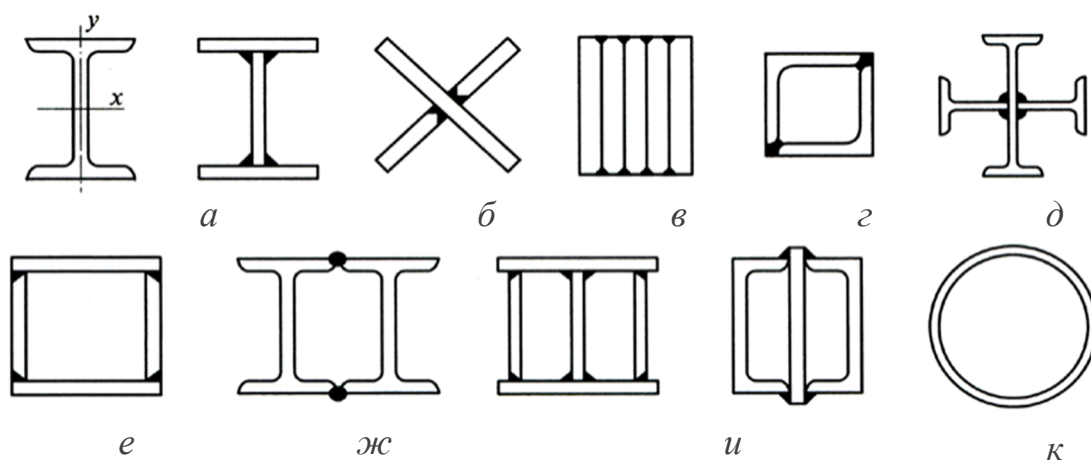


Рисунок. 11.31. Виды сечений колонн каркасов многоэтажных зданий: двутавровое (а), крестовое (б), из пакета пластин (в), из уголков (г), из тавров (д), коробчатое (е), из двутавров (ж), комбинированное (и), трубчатое (к)

Ригели работают преимущественно на изгиб с небольшими продольными усилиями от горизонтальной ветровой нагрузки. При небольших пролетах (до 12 м) применяют в основном сплошные ригели из прокатных и составных двутавров или двутавров с перфорированной стенкой, а также балки коробчатого сечения (рис. 11.32).

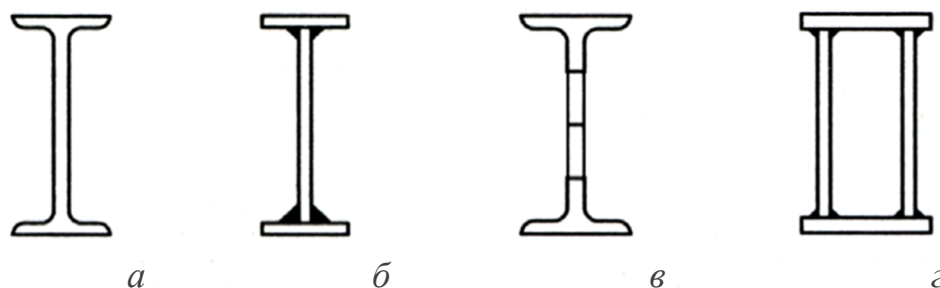


Рисунок 11.32. Виды сечений сплошных ригелей каркасов многоэтажных зданий: балка из прокатного двутавра (а), балка из составного двутавра (б), балка из двутавра с перфорированной стенкой (в), коробчатая балка (г)

При пролетах более 12 м используют фермы с поясами из парных уголков и тавров. При пролетах 24 м и более фермы проектируют тяжелыми с мощными стержнями поясов и решетками из двутавров или из Н-образных профилей с двумя плоскостями решеток (рис. 11.33).

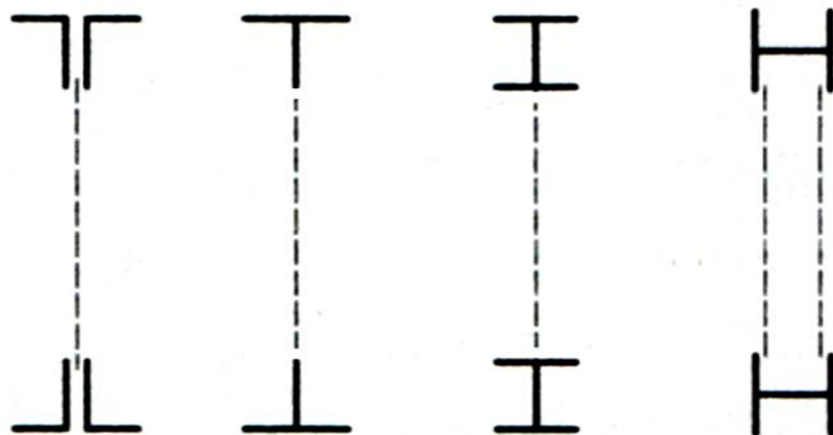


Рисунок 11.33. Виды сечений ригелей-ферм каркасов многоэтажных зданий: ферма из уголков (*а*), ферма из тавров (*б*), ферма из двутавров (*в*), ферма из Н-образных профилей (*г*)

Вид сопряжения ригелей с колоннами зависит от типа несущего каркаса многоэтажного здания.

В связевых каркасах применяют шарнирное сопряжение ригеля с колонной, которое проектируется так, чтобы изгибающие моменты не передавались с одного элемента на другой. Для этого достаточно передать вертикальную опорную силу ригеля через дополнительные элементы (фасонки и столики). Ригели прикрепляются к ним при помощи болтовых соединений непосредственно через стенку двутавра или установки опорного фланца двутавра на специальную пластину-столлик (рис. 11.34).

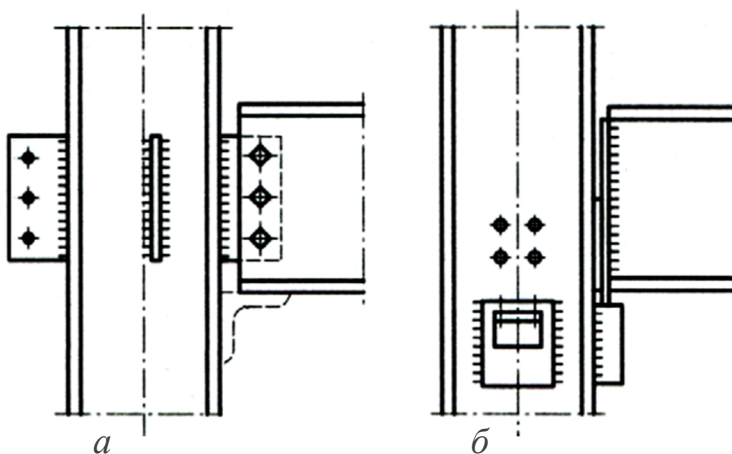


Рисунок 11.34. Шарнирное сопряжение ригеля с колонной при помощи вертикальных фасонки (*а*), при помощи опорных столиков (*б*)

В рамных каркасах используют жесткое сопряжение ригеля с колонной, которое должно передавать изгибающие моменты с одного элемента на другой. Для этого уже недостаточно передавать только вертикальную опорную силу через стенку двутавра ригеля. Нужно еще передавать усилия в его поясах, для чего верхний и нижний пояса двутавра ригеля обязательно соединяют с колонной разными способами. Такое соединение, например, может быть создано при помощи усиленного болтового соединения опорного фланца, подкрепленного в растянутой зоне ребрами. Жесткое соединение может быть сформировано при помощи сварки (пояса крепятся непосредственно к поясу колонны, а стенки — к вертикальному ребру на поясе колонны). Возможно также колонне двутавровой консолью такого же сечения (рис. 11.35).

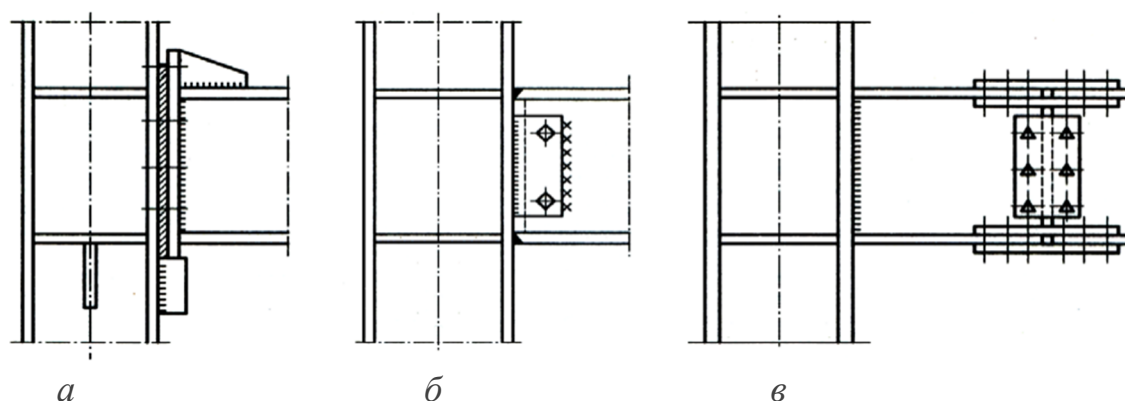


Рисунок 11.35. Жесткое сопряжение ригеля с колонной при помощи опорного фланца (*а*), сварки поясов и стенки (*б*), накладок и консоли на колонне (*в*)

Существует большое разнообразие конструктивных решений как шарнирных соединений ригелей с колоннами (рис. 11.36), так и жестких соединений ригелей с колоннами в каркасах многоэтажных зданий.

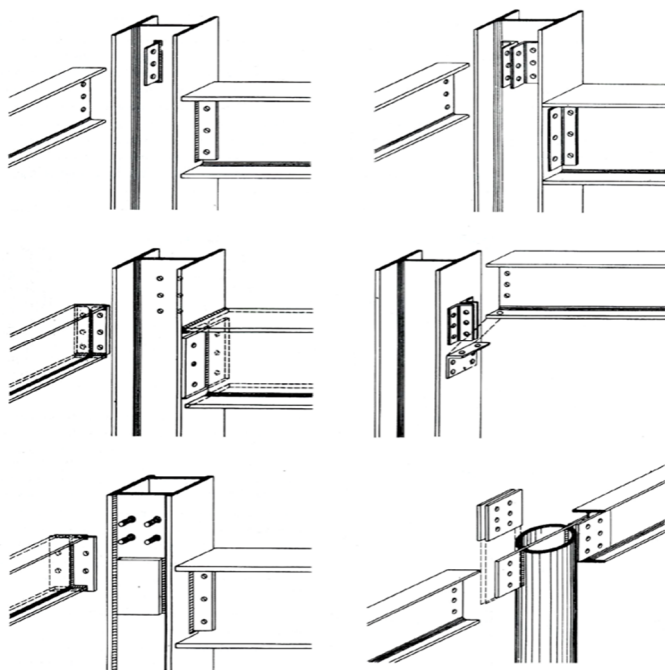


Рис. 11.36. Примеры шарнирных сопряжений ригелей с колоннами