

# МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ



## Раздел I. ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

### Тема 1.1. Номенклатура, область применения

*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 известные 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  $\rho$  к его расчетному сопротивлению  $R$

$$c = \rho / R .$$

Чем меньше  $c$ , тем относительно легче конструкция.

Например, для малоуглеродистой стали  $c = 3,7 \cdot 10^{-4}$  (1/м), для бетона С 25/30  $c = 1,85 \cdot 10^{-3}$  (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. Экономии 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.

## **Раздел II. МАТЕРИАЛЫ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ. РАБОТА МАТЕРИАЛА.**

### **Тема 2.1. 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 стали характеризуется сопротивлением материала внешним воздействиям без разрушения, к которым относятся:

– предел текучести  $\sigma_y$  и предел прочности  $\sigma_u$  (в EN соответственно  $f_y$  и  $f_u$ );

- упругость – пределом пропорциональности  $\sigma_p$ ;
- пластичность – относительной деформацией  $\varepsilon$  ;
- 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 сваривается.

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 2.1.

Таблица 2.1

Влияние химических элементов на свойства стали

Наименование хим. Элемента	Символ	$\sigma_y$	$\sigma_u$	$\varepsilon$	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.

**2.1.1. 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  $\sigma_y = 235 - 255$  МПа и предел прочности  $\sigma_u = 360 - 380$  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/см<sup>2</sup> для образцов типа КСU и не менее 27 Дж/см<sup>2</sup> для образцов типа КСV. Выбор стали для конструкции принимается в зависимости от условий эксплуатации здания или сооружения.

**2.1.2. 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 2.1).

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

**2.1.3 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);  $\varepsilon_u \geq 15 \varepsilon_y$  ( $\varepsilon_u$  – деформация предела прочности, а  $\varepsilon_y$  - 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  $27 \text{ Дж/см}^2$ , 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  $580^\circ \text{ C}$  может снизить значение прочности. (В некоторых публикациях также используется аббревиатура ТМСР (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/мм<sup>2</sup>) 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°С, минимальная величина работы удара 27 Дж при t= 0°С (J0), пригодность к отбортовке в холодном состоянии (C), состояние поставки после нормализующей прокатки (+N) (или в катаном состоянии (+AR)).

В таблице 2.2 приведена выборка химического состава и значение ударной вязкости стали из стандарта EN 10025-2 и ГОСТ 27772.

Таблица 2. 2. Химический состав стали и значение ударной вязкости.

Обозначение	Способ раскисления	C в % max для номинальной толщины продукции в мм			Si % max	Mn % max	P % max	S % max	Ni % max	Cr % max	Cu % max	Работа удара (ударная вязкость)	
		≤ 16	> 16 ≤ 40	40									
По EN 10025-2 (FN – неустойчивая (кипящая) сталь не допускается); (FF—полностью раскисленная сталь)											KCV	t° C	
											дж/см <sup>2</sup>		
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	t° C	
											KCU		
											дж/см <sup>2</sup>		
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	-20
C255	сп	0,17	0,17	0,17	0,15-0,3	1,0	0,035	0,025	0,3	0,3	0,3	29	0
												34	-20
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	-20 -40
												29	-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.

#### 2.1.4. Структура стали

Структура малоуглеродистой стали, определяющая её механические свойства, зависит от температуры охлаждения (рис. 2.1). Температура плавления чистого железа  $1535^{\circ}\text{C}$ . При охлаждении (ниже  $1535^{\circ}\text{C}$ ) в процессе кристаллизации образуется так называемое  $\delta$ -железо, имеющее кристаллическую решётку объёмно центрированного куба (ОЦК-решётку) (рис. 2.2, а).

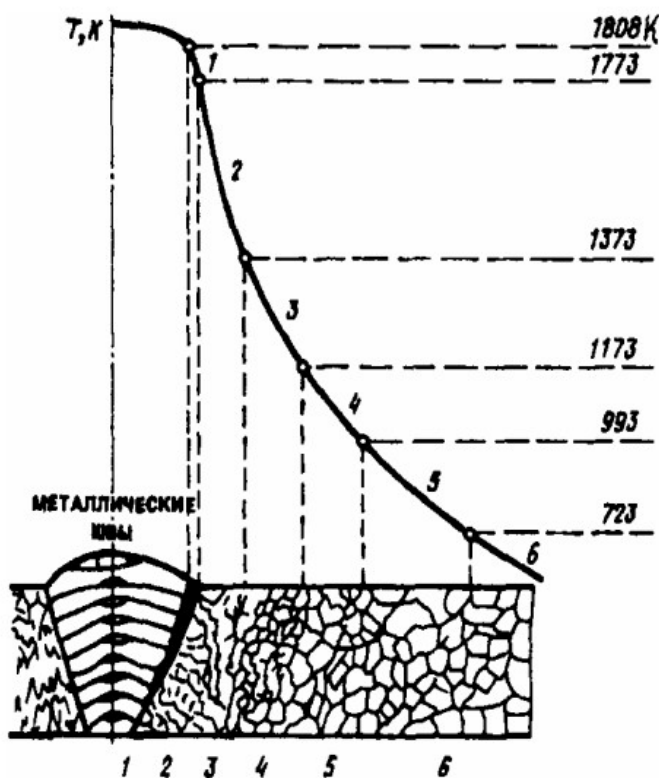


Рис 2.1 Зоны термического влияния сварного шва малоуглеродистой стали

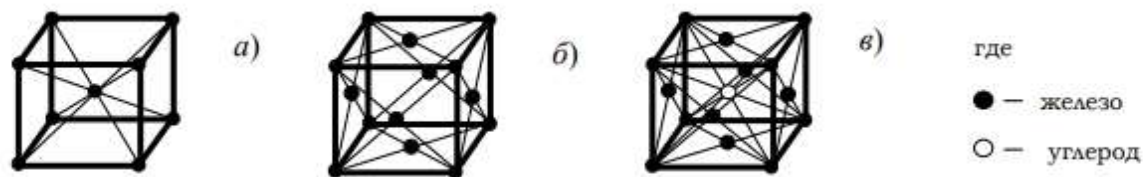


Рис 2.2 Структурное превращение железа

При температуре  $1400^{\circ}\text{C}$  железо находится в твердом состоянии и в процессе охлаждения происходит изменение структуры и образование из  $\delta$ -железа – структуры  $\gamma$ -железо, обладающей гранецентрированной решеткой (ГЦК– решеткой) рис. 2.2, б. При остывании вплоть до температуры, примерно,  $910^{\circ}\text{C}$  образуется твердый раствор углерода в  $\gamma$ -железе, называемый аустенитом, в котором атомы углерода располагаются в центре ГЦК- решетки (рис. 2.2, в).

При температуре ниже  $910^{\circ}\text{C}$  начинается распад аустенита. Образующееся  $\alpha$ -железо с ОЦК-решеткой, называется ферритом;  $\alpha$ -железо в отличие от  $\gamma$ -железа плохо растворяет углерод, и поэтому его в феррите содержится незначительное количество. Свободный углерод входит в химическое соединение с железом, образуя карбид железа  $\text{Fe}_3\text{C}$ , называемого цементитом. По мере выделения феррита из аустенита, последний все более обогащается углеродом и при температуре  $723^{\circ}\text{C}$  превращается в перлит, то есть смесь, состоящую из пластинок феррита и цементита (карбида железа  $\text{Fe}_3\text{C}$ ). 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 малочреен, 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.

### 2.1.5. 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.



## **Раздел III. ОСНОВЫ РАСЧЕТА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ.**

### **Тема 3.1. Методика расчета металлических конструкций по предельным состояниям**

#### **3.1.1. Общая характеристика предельных состояний.**

Расчет металлических конструкций производится по методу предельных состояний. Метод расчета по предельным состояниям создан в 50-х годах XX века в СССР и введен в действие с 1.01.1955 г.

Под предельными состояниями понимают такие состояния, при которых конструкции перестают удовлетворять заданным эксплуатационным требованиям или требованиям при производстве работ.

В расчете конструкций учитываются две группы предельных состояний:

*первая группа* – по потере несущей способности или полной непригодности к эксплуатации конструкций;

*вторая группа* – по непригодности конструкций к нормальной эксплуатации сооружения.

По характеру предельных состояний первая группа делится на две подгруппы: по потере несущей способности (трещины, опрокидывание, изменения формы, разрушения), по непригодности к эксплуатации конструкций вследствие развития недопустимых остаточных перемещений.

К предельным состояниям второй группы относятся перемещения, осадки, колебания, затрудняющие эксплуатацию.

Условие для первой группы предельных состояний может быть записано в общем виде:

$$N \leq S, \quad (3.1)$$

где  $N$  – наибольшее вероятностное расчетное сочетание усилий в данном сечении элемента (функция нагрузок);

$S$  – наименьшая вероятностная несущая способность элемента (функция свойств материала, условий работы и размеров элемента).

$$N = \sum_{i=1}^k F_i^n \cdot \bar{N}_i \cdot \gamma_{fi} \cdot \gamma_n \cdot \psi_c \quad (3.2)$$

где  $F_i^n$  – значение  $i$ -й нормативной нагрузки;

$\bar{N}_i$  – усилие в рассчитываемом элементе от  $i$ -й нагрузки при  $F_i^n = 1$ ;

$\gamma_{fi}$  – коэффициент надежности по нагрузке для  $i$ -й нагрузки;

$\gamma_n$  – коэффициент надежности по ответственности зданий и сооружений 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  $\gamma_n$  производится проектной организацией по согласованию с заказчиком.

$\psi_c$  – коэффициент сочетаний, учитывающий вероятность одновременного действия нагрузок и воздействий с максимальной величиной, зависит от вида и количества нагрузок и воздействий ( $\psi_c \leq 1$ );

$i$  – порядковый номер нагрузки;

$k$  – количество учитываемых нагрузок.

Предельное усилие  $S$  по пределу текучести материала:

$$S = \bar{A} \cdot R_y \cdot \gamma_c = \frac{\bar{A} \cdot f_y \cdot \gamma_c}{\gamma_m}, \quad (3.3)$$

где  $\bar{A}$  – геометрическая характеристика сечения;

$R_y$  – расчетное значение прочности стали по пределу текучести;

$f_y$  – предел текучести стали ( в учебной литературе [1] и СНиП [8] –  $f_y$  обозначают как  $R_{yn}$ );

$\gamma_c$  – 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;

$\gamma_m$  – коэффициент надежности по материалу.

Предельное усилие  $S$  по временному сопротивлению материала:

$$S = \frac{\bar{A} \cdot R_u \cdot \gamma_c}{\gamma_u} = \frac{\bar{A} \cdot f_u \cdot \gamma_c}{\gamma_u \cdot \gamma_m}, \quad (3.4)$$

где  $f_u$  предел прочности стали (в учебной литературе [1] и СНиП [8] –  $f_u$  обозначают как  $R_{un}$ );

$\gamma_u = 1,3$  – коэффициент надежности для элементов конструкции, рассчитываемых на прочность по временному сопротивлению.

Условие для второй группы предельных состояний может быть записано в виде:

$$\sum_{i=1}^k F_i^n \cdot \bar{N}_i \cdot \gamma_n \cdot \bar{\delta}_i \leq \delta_i \quad (3.5)$$

где  $\delta_i$  – упругая деформация или перемещение конструкции, возникающие от усилия в рассчитываемом элементе от  $i$ -й нагрузки при  $\bar{N}_i = 1$ ;

$\delta$  – предельные деформации или перемещения, установленные нормами или заданием на проектирование, ограничивающие нормальную эксплуатацию.

### 3.1.2. Нормативные и расчетные сопротивления материалов

В таблице 3.1 приведены значения расчётных значений прочности стали проката, гнутых профилей и труб для различных видов напряженных состояний, где  $f_y$  и  $f_u$  соответственно гарантированные значения предела текучести и временного сопротивления, принимаемые согласно стандартам на прокат.

**Таблица 3.1. Расчетные характеристики материалов**

Напряженное состояние		Расчетное значение прочности стали проката и труб
Растяжение, сжатие, изгиб	По пределу текучести	$R_y = f_y / \gamma_m$
	По временному сопротивлению	$R_u = f_u / \gamma_m$
Сдвиг		$R_s = 0,58 f_y / \gamma_m$
Смятие торцевой поверхности (при наличии пригонки)		$R_p = f_y / \gamma_m$
Смятие местное в цилиндрических шарнирах (цапфах) при плотном касании		$R_{lp} = 0,5 f_u / \gamma_m$
Диаметральное сжатие катков (при свободном касании в конструкциях с ограниченной подвижностью)		$R_{cd} = 0,025 f_u / \gamma_m$

Растяжение в направлении толщины проката (до 60 мм)	$R_{th} = 0,5 f_u / \gamma_m$
Здесь $\gamma_m$ – коэффициент надежности по материалу.	

При расчете металлических конструкций в качестве характеристик прочности металла используются нормативные и расчетные сопротивления стали. 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 ( $\gamma_m$ ), 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.

### ***3.1.3. 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 подразделяются:

- на постоянные (вес постоянных частей зданий, давление грунта, пред. напряжение- эти нагрузки неизменны во времени);
- и временные, которые, в свою очередь, разделяются на: временные - длительные (вес стационарного оборудования, давление газов, сыпучих и др.), и 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 выполняется 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 ТКП EN – характеристические 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, нормативное значение снеговой нагрузки принимается по карте снеговых районов РБ в зависимости от высоты местности над уровнем моря (Нац. приложение к ТКП EN 1991-1-3). Ветровая нагрузка определяется в зависимости от базовой величины скорости ветра (21 или 23 м/сек. для районов РБ) с учетом типа поверхности (шероховатости) местности, орографии, турбулентности ветра (Нац. приложение к ТКП EN 1991-1-4). Значение 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 50 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. 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 - 1.2. Если нагрузка оказывает благоприятное влияние на работу конструкций, то значение этого коэффициента принимается меньше единицы.

#### ***3.1.4. Сочетания нагрузок и воздействий***

Нагрузки действуют на конструкции не отдельно, 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  $\Psi$ , значения которого  $\leq 1.0$ . В основном сочетании, включающем только две нагрузки (постоянную и одну временную) коэффициент сочетаний принимается равным единице. Значение коэффициентов сочетаний зависит от количества и типа нагрузок и воздействий и принимается по (ТКП EN 1990 и нац. приложению).

Расчет 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).

## **Тема 3.2. Работа и расчет на прочность центрально-нагруженных, изгибаемых и внецентренно-сжатых элементов**

### **3.2.1 Центрально-нагруженные элементы.**

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:

$$\frac{N_{Ed}}{A_{net}R_{y\gamma_c}} \leq 1 \quad (3.6)$$

Расчет на прочность элементов из стали с пределом текучести  $f_y \leq 530$  МПа не подвергающихся непосредственному воздействию динамических нагрузок допускается выполнять по формуле:

$$\frac{N_{Ed}\gamma_u}{A_{net}R_{u\gamma_c}} \leq 1 \quad (3.7)$$

где  $N_{Ed}$  - растягивающее или сжимающее усилие, вызванное расчетными нагрузками;  $A_{net}$  - площадь сечения с учетом ослаблений;  $\gamma_u$  - коэффициент надежности равный 1.3.

### 3.2.2. Изгибаемые элементы. Расчет на прочность при упругой и упруго-пластической работе металла.

#### а) Расчет на прочность при упругой работе металла.

Наиболее часто сечение изгибаемых элементов принимается в виде двутавра, как наиболее экономичное по расходу металла. В дальнейшем все формулы и эпюры напряжений будут даны применительно к двутавровому сечению. Как известно, напряжения при изгибе распределяются в сечении по линейному закону (рис. 3.1). Эпюры а) и б) соответствуют упругой работе материала, где для эпюры б) - напряжения в крайних волокнах достигли предела текучести.

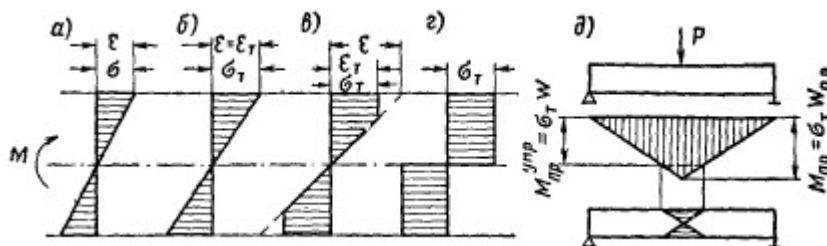


Рис.3.1 Эпюры нормальных напряжений при изгибе

а), б) – упругая работа ; в) – упругопластическая: г) – пластическая работа (шарнир пластичности); д) – схема балки.

Расчёт на прочность изгибаемых элементов в одной из главных плоскостей следует выполнять по формулам:

при действии момента

$$\frac{M_{Ed}}{W_{net,min} R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (3.8)$$

при действии в сечении поперечной силы

$$\frac{V_{Ed} S}{I t_w R_s \gamma_c} \leq 1 \quad (3.9)$$

При действии моментов в двух главных плоскостях расчет выполняется по формуле:

$$\frac{M_{x,Ed}}{I_{x,net} R_y \gamma_c} y \pm \frac{M_{y,Ed}}{I_{y,net} R_y \gamma_c} x \leq 1, \quad (3.10)$$

где  $S$  – статический момент сдвигаемой части сечения брутто относительно нейтральной оси;

$x$  и  $y$  - расстояния от главных осей до рассматриваемой точки сечения, а

Проверка прочности стенки балки при одновременном действии в стенке момента и поперечной силы определяется по формуле:

$$\sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq 1,15R_y \gamma_c \quad \frac{\tau_{xy}}{R_s \gamma_c} \leq 1 \quad (3.11)$$

где  $\sigma_x = M_{x,Ed} y / I_{x,net}$  - нормальное напряжение в срединной плоскости стенки, параллельное продольной оси балки;

$\sigma_y = M_{y,Ed} x / I_{y,net}$  - то же, перпендикулярное к продольной оси балки, в том числе определяемое по формуле (3.14);

$$\tau_{yz} = V_{Ed} S / (I_x t_w) - \text{касательное напряжение в стенке.}$$

Напряжения  $\sigma_x$  и  $\sigma_y$ , принимаемые в формуле (3.11) с соответствующими знаками, а также  $\tau_{xy}$  следует определять в одной и той же точке стенки балки. Коэффициент 1.15 предполагает развитие в стенке пластических деформаций, в то время как полка работает в упругой стадии.

При проверке прочности на действие поперечной силы на опоре для разрезных балок формулу (3.9) следует использовать без учета работы поясов.

В балках, рассчитываемых по формуле (3.10), значения напряжений в стенке балки должны быть проверены по формуле (3.11) в двух главных плоскостях изгиба.

При ослаблении стенки балки отверстиями для болтов левую часть формулы (3.9), а также значение  $\tau_{xy}$  в формуле (3.11), следует умножать на коэффициент  $\alpha$ , определяемый по формуле

$$\alpha = a_1 / (a_1 - d_o) \quad (3.12)$$

где  $a_1$  - шаг отверстий в одном вертикальном ряду;

$d_o$  - диаметр отверстия.

Расчет на прочность стенки балки, не укрепленной ребрами жесткости, при действии местного напряжения  $\sigma_{loc}$  в местах приложения нагрузки к верхнему поясу (рис. 3.2.), а также в опорных сечениях следует выполнять по формуле

$$\frac{\sigma_{loc}}{R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (3.13)$$

где  $\sigma_{loc} = \frac{F_{Ed}}{l_{ef} t_w}$ , (3.14)

здесь  $F_{Ed}$  - расчетное значение нагрузки (силы);

$l_{ef}$  - условная длина распределения нагрузки, определяемая по формулам:

для случаев, представленных на рисунках 3.2,а) и 3.2,б)

$$l_{ef} = b + 2h \quad (3.15)$$

для случая, представленного на рисунке, 3.2,в)

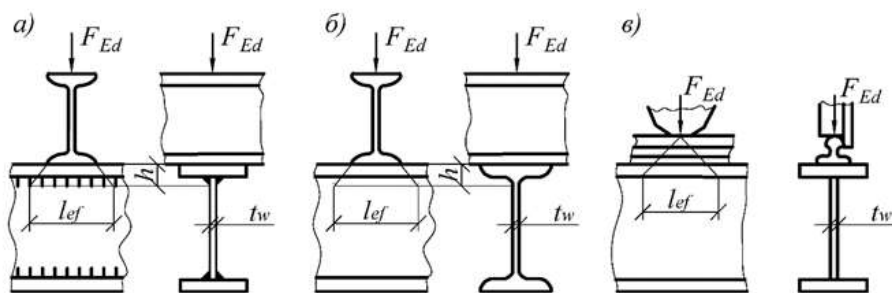
$$l_{ef} = \psi \sqrt[3]{I_{1f} / t_w} \quad (3.16)$$

$h$  - размер, равный сумме толщины верхнего пояса балки и катета поясного шва, если нижняя балка сварная (см. рисунок 3.2,а), или расстоянию от наружной грани полки до начала внутреннего закругления стенки, если нижняя балка прокатная (см. рисунок 3.2,б));

$\psi$  - коэффициент, принимаемый равным: 3,25 - для сварных и прокатных балок; 4,5 - для балок с фрикционными поясными соединениями;

$I_{1f}$  - сумма собственных моментов инерции пояса балки и кранового рельса или момент инерции сечения, состоящего из пояса и рельса в случае приварки рельса швами, обеспечивающими совместную работу пояса и рельса;

$b$  - ширина опирания.



**Рисунок 3.2** Схемы распределения сосредоточенной нагрузки на стенку балки: а – сварная; б – прокатная; в – сварная или прокатная при нагрузке от колеса крана

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  $0,65t_w\sqrt{E/R_y}$  с каждой стороны от ребра жесткости.

**б) 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: при статической нагрузке; предел текучести стали не должен превышать 530 МПа, а касательные напряжения -  $0,9R_s$  (кроме опорных сечений); обеспечена местная устойчивость элементов сечения и общая устойчивость конструкции.

На рис.3.1 приведены эпюры нормальных напряжений при работе балки в упругопластической (в)) и пластической (г)) (*шарнир пластичности*) стадиях работы. В первом случае в сечении изгибаемого элемента присутствует упругая зона работы ( $\sigma < f_y$ , во втором случае, напряжения равные пределу текучести, развиваются по всему сечению, это и есть шарнир пластичности.

Расчет на прочность разрезных балок двутаврового и коробчатого сечений из стали с пределом текучести  $f_y \leq 440$  МПа при соблюдении требований местной и общей устойчивости элементов и балки и касательных напряжениях  $\tau_y = \frac{V_{x,Ed}}{A_w} \leq 0,9R_s$  (кроме опорных сечений) следует выполнять по формулам:

- при изгибе в плоскости наибольшей жесткости ( $I_x > I_y$ )

$$\frac{M_{x,Ed}}{c_x \beta W_{x,net,min} R_y \gamma_c} \leq 1; \quad (3.18)$$

– при изгибе в двух главных плоскостях и касательных напряжениях

$$\tau_y = \frac{V_y}{2A_f} \leq 0,5R_s$$

$$\frac{M_{x,Ed}}{c_x \beta W_{x,net,min} R_y \gamma_c} + \frac{M_{y,Ed} \gamma_{Mo}}{c_y W_{y,net,min} R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (3.19)$$

Где  $M_{x,Ed}$ ,  $M_{y,Ed}$  – абсолютные значения изгибающих моментов;  
 $c_x$ ,  $c_y$  – коэффициенты, принимаемые согласно таблице 66[8]:

при  $\tau_y \leq 0,5R_s$ ,  $\beta = 1$ ;

при  $0,5R_s < \tau_y \leq 0,9R_s$  )

$$\beta = 1 - \frac{0,20}{\alpha_f + 0,25} \left(\frac{\tau_x}{R_s}\right)^4 \quad (3.20)$$

где  $\alpha_f = A_f/A_w$  – отношение площади сечения пояса к площади сечения стенки (для несимметричного сечения  $A_f$  – площадь меньшего пояса

### 3.2.3. Расчёт на прочность элементов подверженных осевой силе с изгибом.

Расчёт на прочность внецентренно сжатых (сжато-изгибаемых) и внецентренно растянутых (растянуто-изгибаемых) элементов из стали с пределом текучести  $f_y \leq 440$  МПа, не подвергающихся непосредственному воздействию динамических нагрузок, при напряжениях  $\tau < 0,5R_s$  и  $\sigma = N_{Ed}/A_{net} > 0,1R_y$  следует выполнять по формуле:

$$\left(\frac{N_{Ed}}{A_{net} R_y}\right)^n + \frac{M_{x,Ed}}{c_x W_{x,net,min} R_y} + \frac{M_{y,Ed}}{c_y W_{y,net,min} R_y} \leq 1, \quad (3.21)$$

где  $N_{Ed}$ ,  $M_{x,Ed}$ ,  $M_{y,Ed}$  – расчетные значения соответственно продольной силы, изгибающих моментов при наиболее неблагоприятном их сочетании;  
 $n$ ,  $c_x$ ,  $c_y$  – коэффициенты, принимаемые по таблице 66, [8].

Если  $\sigma = N_{Ed}/A_{net} \leq 0,1R_y$ , формулу (3.21) следует применять при выполнении требований обеспечения местной устойчивости стенки с учетом развития пластических деформаций,  $\sigma_{loc} = 0$ ,  $\tau \leq R_s$ . Расчёт на прочность элементов в случаях, не предусмотренных расчётом по формуле (3.21), следует выполнять по формуле

$$\frac{N_{Ed}}{A_{net} R_y} \pm \frac{M_{x,Ed}}{I_{x,net} R_y} y \pm \frac{M_{y,Ed}}{I_{y,net} R_y} x \leq 1, \quad (3.22)$$

где  $x$ ,  $y$  – расстояния от главных осей до рассматриваемой точки сечения.

Расчёт на прочность внецентренно сжатых (сжато-изгибаемых) элементов по формуле (3.21) не требуется выполнять при значении приведенного относительного эксцентриситета  $m_{ef} \leq 20$ , отсутствии

ослабления сечения и одинаковых значениях изгибающих моментов, принимаемых в расчётах на прочность и устойчивость.

### Тема 3.3. Устойчивость центрально-сжатых, внецентренно-сжатых и изгибаемых элементов

#### 3.3.1 Проверка устойчивости центрально сжатого стержня.

В коротких стержнях при работе на сжатие сталь ведет себя так же, как и в растянутых элементах, поэтому их рассчитывают на прочность по той же формуле, что и растянутые.

Рассмотрим прямой, относительно длинный стержень, сжатый осевой силой (рис. 3.3).

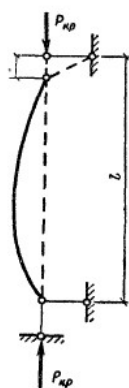


Рис. 3.3. Продольный изгиб центрально-сжатого стержня.

При увеличении силы стержень вначале будет оставаться прямым до тех пор, пока внешняя сила не достигнет критического значения. При достижении силой критического значения прямолинейная форма перестает быть устойчивой, стержень изгибается в плоскости наименьшей жесткости. Устойчивым состоянием будет новая криволинейная форма. При незначительном увеличении нагрузки искривление стержня начинает быстро нарастать, и стержень теряет несущую способность. Такая форма потери несущей способности стержня называется потерей устойчивости и относится к первой группе предельных состояний.

Для центрально сжатого стержня, шарнирно закрепленного по концам (основной случай), критическую сжимающую силу определяют по формуле Эйлера (выведенной им еще в 1744 г):

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E I_{min}}{l_{ef}^2} \quad (3.23)$$

где  $E$  – модуль упругости;  $I_{min}$  – минимальный осевой момент инерции;  $l_{ef}$  – расчетная длина стержня.

Соответственно критические напряжения

$$\sigma_{cr} = N_{cr}/A = \pi^2 EI_{min}/l_{ef}^2 A = \pi^2 E i_{min}^2 / l_{ef}^2 = \pi^2 E / \lambda^2 \quad (3.24)$$

где  $i_{min} = \sqrt{I_{min}/A}$  - радиус инерции;  $\lambda = l_{ef}/i_{min}$  - гибкость стержня;

$l_{ef} = \mu \cdot l$  - расчетная длина стержня,  $\mu$  - коэффициент приведения полной длины стержня  $l_0$  к расчетной, принимаемой от условий закрепления стержня и его загрузки (табл.3.2).

**Таблица 3.2.**

Схема закрепления колонны (стойки) и вид нагрузки								
$\mu$	1,0	0,7	0,5	2,0	1,0	2,0	0,725	1,12

Формула (3.24) справедлива только при постоянном модуле упругости  $E$ , в пределах упругих деформаций, то есть при напряжениях, не превышающих предел пропорциональности, и  $\lambda \geq \pi \sqrt{E/\sigma_p}$ . При средних и малых гибкостях потеря его устойчивости происходит в упругопластической стадии работы материала  $\sigma_p < \sigma^o < f_y$ .

Формула (3.24) показывает, что несущая способность стержня может быть увеличена путем увеличения момента инерции, без изменения площади поперечного сечения, путем размещения материала как можно дальше от главных осей инерции поперечного сечения. Поэтому трубчатые сечения наиболее экономичны, чем сплошные сечения. Уменьшая толщину стенки таких сечений и увеличивая поперечные размеры, можно повысить их устойчивость.

В реальных конструкциях всегда есть причины, вызывающие кроме осевого сжатия еще и изгиб, к ним относятся эксцентриситеты в приложении нагрузки, начальные прогибы, искривления и др. причины, которые называют случайными. Изучение их статистическими методами показывает,

случайные эксцентриситеты и погнутости увеличиваются при возрастании гибкости. Все это приводит к тому, что фактические критические напряжения  $\sigma_{cr}$  будут меньше, подсчитанных по формуле (3.24).

Таким образом, проверка устойчивости стержней, сжатых осевой силой, сводится к сравнению напряжений, равномерно распределенных по сечению, с критическими, вычисленных с учетом начальных эксцентриситетов, т. е.

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq \sigma_{cr}. \quad (3.25)$$

Чтобы каждый раз не определять  $\sigma_{cr}$ , в технических условиях на проектирование даются значения  $\varphi = \sigma_{cr}/R_y$  – коэффициент приведения расчетных значений предела текучести к расчетным значениям критических напряжений потери устойчивости стержней, сжатых осевой силой. Этот коэффициент называют коэффициентом продольного изгиба.

Поэтому расчетная формула проверки устойчивости центрально сжатых стержней осевой силой будет следующая:

$$\frac{N_{Ed}}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (3.26)$$

где  $\varphi$  – коэффициент продольного изгиба при центральной сжатии, значение которого определяется по формулам, приведенным в п.5.3, [8]. Численные значения  $\varphi$  приведены в табл. 72, [8], определяются интерполяцией в зависимости от гибкости  $\lambda = l_{ef}/i$  и расчетного сопротивления стали  $R_y$ .

Анализ, расчетных формул показывает, что устойчивость центрально сжатых стержней мало зависит от прочности металла, поэтому использование высокопрочных сталей для этих элементов, как правило, не совсем эффективно.

Соединение пояса со стенкой в центрально сжатом элементе составного сплошного сечения следует рассчитывать на сдвигающее пояс усилие (на единицу длины), определяемое по формуле  $T = Q_{fic} s_f / I$  от условной поперечной силы  $Q_{fic}$ , здесь  $s_f$  – статический момент брутто пояса элемента относительно центральной оси. Значение  $Q_{fic}$ , определяется по формуле

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \left( 2330 - \frac{E}{R_y} \right) N_{Ed} / \varphi, \quad \text{при этом коэффициент}$$

$\varphi$  следует принимать в плоскости стенки.

### **3.3.2. Потеря устойчивости внецентренно –сжатых и сжато-изогнутых элементов постоянного сечения.**

**a) Расчет на устойчивость в плоскости действия момента.**

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. При некотором значении  $N$  дальнейшее увеличение нагрузки становится невозможным: малейшее увеличение нагрузки вызывает беспредельное нарастание прогибов (см. рис. 3.4). Значение  $N$ , соответствующее этому моменту, является критическим ( $N_{cr}$ ), а отношение  $N_{cr}/A$  дает значение критического напряжения ( $\sigma_{cr}^e$ ).

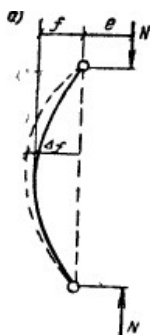


Рис. 3.4. График зависимости прогиба от нагрузки

Значение критического напряжения для внецентренно-сжатого стержня  $\sigma_{cr}^e$ , как правило, меньше, чем для центрально-сжатого  $\sigma_{cr}$ . 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:

$$M=N(e+f).$$

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 ( $\rho$ ). 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.

Для двутаврового сечения, высотой  $h$ , радиус ядра в плоскости стенки составляет примерно  $0.37h$ , а для прямоугольного  $0.16h$ , т.е., например, для двутавра №50 высотой 50 см и при эксцентриситете равном 16 см двутавр будет только сжат ( $\rho=0,37 \cdot 50 = 18,5\text{см} > 16\text{см}$ ), а прямоугольник будет иметь уже разнозначную эпюру напряжений. Для того, чтобы увязать эксцентриситет с радиусом ядра сечения, в нормах используют относительный эксцентриситет:

$$m = e/\rho = M \cdot A / (N \cdot W_c), \quad (3.27)$$

где  $W_c$  - момент сопротивления для наиболее сжатого волокна сечения.

Для сквозных колонн:

$$m = M \cdot A \cdot a / (N \cdot J), \quad (3.28)$$

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:

$$m_{ef} = m \cdot \eta \quad (3.29)$$

где  $\eta$  - коэффициент влияния формы сечения на развитие пластических деформаций.

Коэффициент  $\eta$  зависит от того, какая часть сечения охватывается пластичностью при одной и той же эпюре напряжений. При появлении пластичности, часть сечения выключается из работы, и меняются геометрические характеристики, критические напряжения уменьшаются.

Значения коэффициента  $\eta$  приведены в нормативных документах (табл. 73, [8]) в зависимости от вида сечения, относительного эксцентриситета и условной гибкости, которая равна:

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y / E} \quad (3.30)$$

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

Таким образом проверка устойчивости внецентренно-сжатых элементов в плоскости изгиба производится по формуле:

$$\frac{N}{\varphi_e A R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (3.31)$$

где  $\varphi_e$  - коэффициент снижения расчётных сопротивлений при внецентренном сжатии. Значение этого коэффициента определяются по

таблицам нормативных документов (табл. 74-76, [8]) в зависимости от условной гибкости  $\bar{\lambda}$  в плоскости изгиба и приведенного эксцентриситета  $m_{ef}$  для сплошностенчатых стержней, и относительного эксцентриситета  $m$  для сквозных стержней с решетками или планками.

**б) Расчет на устойчивость из плоскости действия момента.**

Во внецентренно-сжатых элементах, у которых жесткости в обоих главных направлениях различны ( $J_x > J_y$ ) и момент действует в плоскости большей жесткости, возможна потеря устойчивости в направлении меньшей жесткости. В этих случаях проверка устойчивости из плоскости изгиба производится по другой формуле:

$$\frac{N_{Ed}}{c \cdot \varphi_y \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1 \quad (3.32)$$

где  $\varphi_y$  - коэффициент продольного изгиба, принимаемый как для центрально-сжатого стержня при потере устойчивости в направлении меньшей жесткости;

$c$  - коэффициент приведения  $\varphi_y$ , к условиям пространственной потери устойчивости при наличии изгибающего момента в плоскости наибольшей жесткости.

Коэффициент  $c$  в формуле (3.32) следует определять:

при значениях относительного эксцентриситета  $m_x \leq 5$  по формуле:

$$c = \beta / (1 + \alpha \cdot m_x); \quad (3.33)$$

при значениях относительного эксцентриситета  $m_x \geq 10$  по формуле

$$c = 1 / (1 + m_x \cdot \varphi_y / \varphi_b) \quad (3.34)$$

при значениях относительного эксцентриситета  $5 < m_x < 10$  по формуле:

$$c = c_5(2 - 0,2m_x) + c_{10}(0,2 \cdot m_x - 1), \quad (3.35)$$

где  $c_5$  и  $c_{10}$  - значения коэффициента, вычисленные соответственно по формуле (3.33) при  $m_x=5$  и (3.34) при  $m_x=10$ .

Коэффициенты  $\alpha$  и  $\beta$  определяются по таблице 10, [8] в зависимости от типа сечения, относительного эксцентриситета  $m_x$ , и гибкости относительно оси "у". При определении относительного эксцентриситета  $m_x = M_x \cdot A / (N \cdot W_c)$ , за расчетный момент  $M_x$  следует принимать: для стержней с одним защемленным, а другим свободным концом - момент в заделке; для стержней с шарнирно-опертыми концами, закрепленными от смещений из плоскости изгиба - максимальный момент в пределах средней трети длины стержня, но не менее половины наибольшего по длине стержня момента. В формуле (3.34) коэффициент  $\varphi_b$  определяется согласно требованиям нормативных документов (п 5.15 и прил. 7 [8]), как для балки с двумя и более закреплениями сжатого пояса, для замкнутых стержней  $\varphi_b=1,0$ .

### 3.3.3. Расчет на устойчивость элементов постоянного сечения, изгибаемые в плоскости наименьшей жесткости

Внецентренно- сжатые элементы, изгибаемые в плоскости наименьшей жесткости ( $J_x < J_y$ ,  $e_y \neq 0$ ) при  $\lambda_x > \lambda_y$ , следует проверять по формуле (3.31), а также проверять на устойчивость из плоскости действия момента, как центрально-сжатых стержней по формуле

$$\frac{N_{Ed}}{\varphi_x \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1 \quad (3.36)$$

где  $\varphi_x$  - определяют согласно п 5.3, [8]

В сквозных стержнях с решетками, расположенными в плоскостях, параллельных плоскости изгиба, кроме расчета на устойчивость стержней в целом по формуле (3.31) должны быть проверены отдельные ветви, как центрально-сжатые элементы по формуле (3.26). Продольную силу в ветви следует определять с учетом момента, действующего на стержень (см. п.5.33, [8]).

### 3.3.4. Проверка общей устойчивости изгибаемых элементов

Изгибаемые элементы могут выйти из работы вследствие потери ими общей устойчивости. При потере устойчивости изгибаемый элемент (например, балка) при расположении нагрузки в плоскости главной оси инерции сначала изгибается в своей плоскости, затем при достижении нагрузкой критического значения начинает закручиваться и выходить из плоскости изгиба (рис. 3.5).

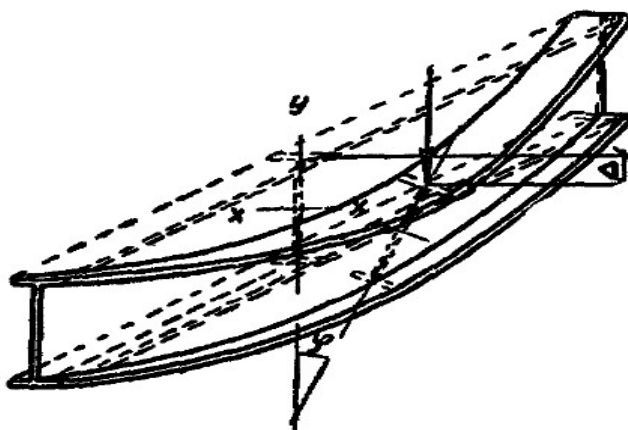


Рис. 3.5. Потеря устойчивости двутавровой балки.

Критические напряжения  $\sigma_{cr}$ , при которых балка теряет устойчивость, зависят от положения нагрузки, при расположении нагрузки по верхнему поясу балки увеличивает скручивание, по нижнему поясу – уменьшает его. Поэтому расположение нагрузки по верхнему поясу значительно опаснее.

В несимметричных двутавровых балках с более развитым верхним поясом поперечная жесткость за счет мощного пояса больше, в результате

критические напряжения остаются примерно такими же, как и для симметричных.

Расчет на устойчивость балок двутаврового сечения, изгибаемых в плоскости стенки, выполняют по формуле

$$\frac{M_{Ed}}{\varphi_b W_c R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (3.37)$$

где  $W_c$  - следует определять для сжатого пояса;  
 $\varphi_b$  - коэффициент перехода от расчетных сопротивлений к критическим напряжениям потери общей устойчивости изгибаемых элементов ( $\varphi_b = \sigma_{cr}/R_y$ ). В нормативной литературе  $\varphi_b$  - называют, коэффициентом снижения расчетных сопротивлений при изгибно-крутильной форме потери устойчивости балок. Его значение определяют по прил. 7, [8].

Устойчивость балок не требуется проверять:

а) при передаче нагрузки на балку через сплошной жесткий настил (железобетонные плиты из тяжелого, легкого и ячеистого бетона; плоский и профилированный металлический настил; волнистую сталь и т. п.), непрерывно опирающийся на сжатый пояс балки и связанный с ним с помощью сварки, болтов, самонарезающих винтов и др.;

б) при отношении расчетной длины балки к ширине сжатого пояса, не превышающем значений, определяемых по формулам табл. 8\*, [8] для балок симметричного сечения и с более развитым сжатым поясом с отношением ширины растянутого пояса к ширине сжатого пояса не менее 0,75.



## Раздел IV . СОРТАМЕНТ

### Тема 4.1. 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. 4.1), а так же усложненные профили с отгибами, "бульбами" и пр.

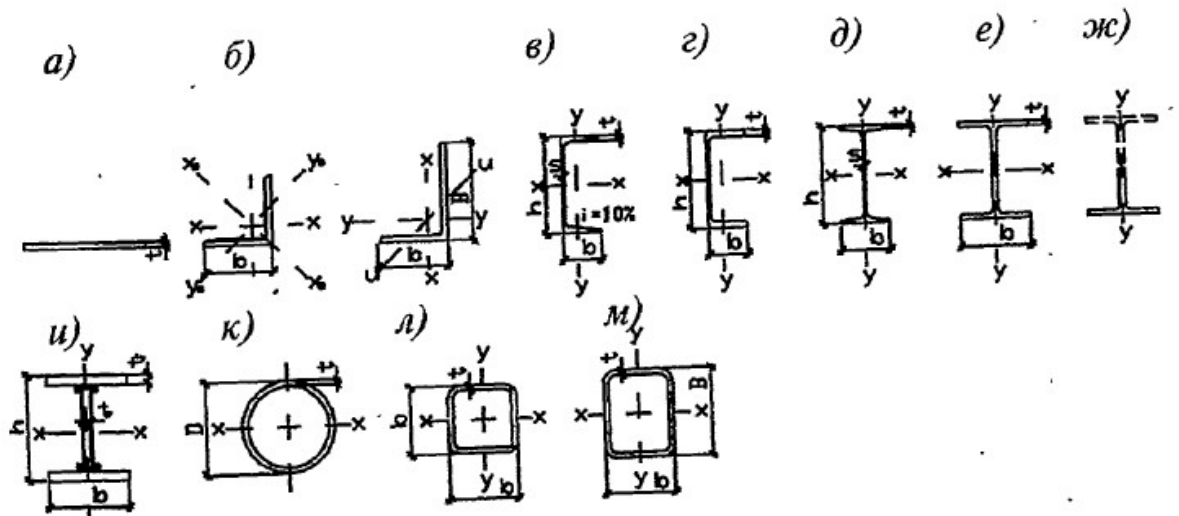


Рис. 4.1. Основные виды профилей

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

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. 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 полок изменяется от 20 мм до 250 мм, а толщина полок от 3 мм до 30 мм. Сортамент неравнополочных прокатных уголков (ГОСТ8510) состоит из 66 типоразмеров, при этом размеры полок 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:  $\angle 75 \times 8$ , где первая цифра обозначает размер полки, а вторая - толщину полки;  $\angle 250 \times 160 \times 20$ , где первые два числа обозначают размеры полки, а третья - толщину полки. Уголки гнутые также бывают равнополочные и неравнополочные. Для их обозначения на чертежах перед уголковым знаком ставятся две буквы "Гн", например: Гн  $\angle 120 \times 6$ . Длина холодногнутых профилей определяется длиной листовых заготовок.

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

Кроме указанных профилей, сортамент содержит трубчатые профили (круглые и прямоугольные), крановые и железнодорожные рельсы, сталь квадратную и круглую, профили для оконных и фонарных переплетов.

## **Раздел V. СОЕДИНЕНИЯ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ.**

### **Тема 5.1. Сварные соединения. Стыковые и угловые швы, конструирование и расчет**

#### **5.1.1. Сварные соединения, виды сварки, материалы для сварных соединений.**

В настоящее время сварка является основным видом соединений при изготовлении металлических конструкций. Примерно 90% всех металлоконструкций изготавливаются с применением сварки.

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/см<sup>2</sup>. 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 [8] в зависимости от прочности металла и условий эксплуатации конструкций (табл. 5.1).

Допускается использование сварочных материалов, не указанных в таблице 5.1, при этом механические характеристики наплавленного металла с их применением должны быть не ниже характеристик, обеспечиваемых применением материалов, указанных в таблице.

Таблица 5.1– Материалы для сварки и соответствующие стали

Сталь с пределом текучести $f_y$ , МПа	Сварка в защитном газе <sup>5</sup>	Сварка под флюсом		Сварка порошковой проволокой	Сварка покрытыми электродами
		Марка проволоки	Марка флюса		
$f_y < 290$	Св-08Г2С	Св-08А, Св-08ГА	АН-348-А, АН-60 <sup>1</sup> , ПФК-56С <sup>4</sup>	ПП-АН-3 ПП-АН-8	Э42 <sup>1</sup> , Э42 А Э46 <sup>1</sup> , Э46 А
$290 \leq f_y < 590$		Св-10ГА <sup>2</sup> Св-10Г2 <sup>2</sup> Св-10 НМА	АН-17-М АН-43 АН-47  АН-348А <sup>3</sup> ПФК-56С <sup>4</sup>		Э50 <sup>1</sup> Э50А
$f_y \geq 590$ М	Со-08Г2С Св-08ХГСМА Св-10ХГ2СМА	Св-108НМА Св-08ХН2ГМЮ	АН-17-М ПФК-56С <sup>4</sup>		Э60 Э70

1). Флюс АН-60 и электроды Э42, Э46 и Э50 следует применять для конструкций групп 2, 3, 4 при расчетных температурах, равных или выше -45 градусов С (классификация стальных конструкций по группам приведена в табл. 50, [8] ;  
 2). Не применять с флюсом АН-43;  
 3). Для флюса АН-348-А требуется дополнительный контроль механических свойств наплавленного металла при сварке элементов всех толщин при расчетных температурах ниже -45°С. При температуре, равной или выше -45°С дополнительный контроль требуется только при толщинах свыше 32 мм;  
 4). Керамический флюс;

**Типы сварных швов и соединений.** По конструктивному признаку сварные швы подразделяются на *стыковые* и *угловые*. Стыковые швы соединяют элементы, расположенные в одной плоскости, а угловые швы - элементы, расположенные в разных плоскостях. На рис. 5.1 приведены типы сварных соединений: стыковыми швами - а) – листов и уголков; угловыми швами - б) – нахлесточное, в) – в тавр, г) – в угол.

Стыковые швы наиболее рациональны по расходу присадочного материала, плавная передача силового потока, имеет место наименьшее количество концентраторов напряжений, удобны для проведения контроля.

В соединения с угловыми швам наблюдается неравномерное распределение силового потока, вызывающее концентрацию напряжений,

поэтому такие соединения не рекомендуются применять в конструкциях, воспринимающих переменные или динамические нагрузки, а также эксплуатируемых при низких температурах.

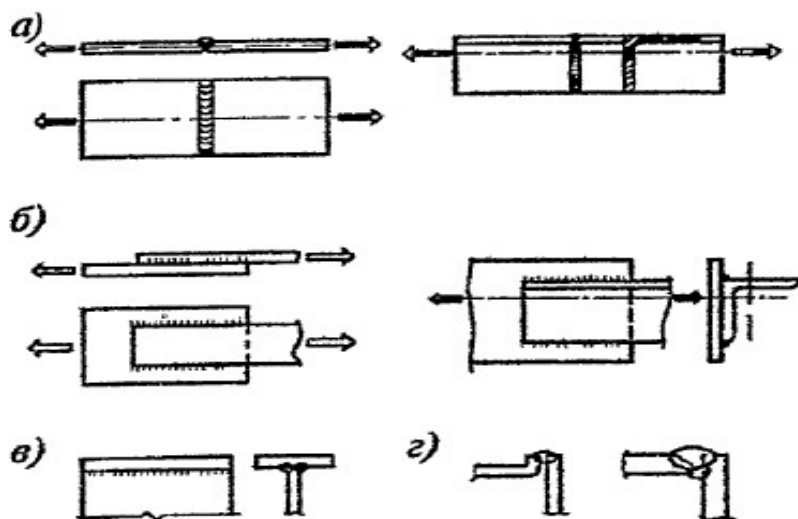


Рис. 5.1 Типы сварных соединений: стыковыми швами - а) – листов и уголков; угловыми швами - б) – нахлесточное, в) – в тавр, г) – в угол.

Для качественного выполнения сварного шва с полным проваром предусматривают различные формы разделки кромок (рис. 5.2), которые назначают в зависимости от вида сварки и толщины свариваемых элементов.

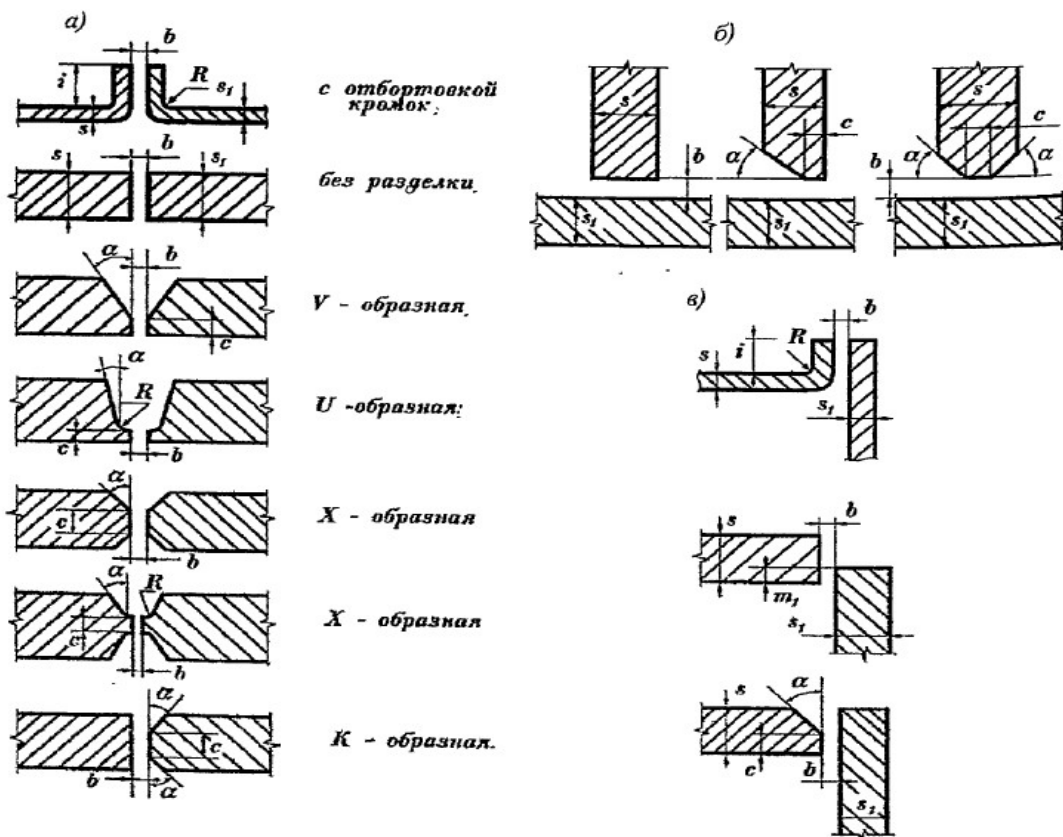


Рис. 5.2 Форма подготовки кромок свариваемых элементов: а) – стыковых соединений; б) – угловых соединений; в) - соединений в угол.

Разделка кромок выполняют не только для стыковых, но и для угловых швов.

### 5.1.2. Расчет стыковых соединений .

Расчет стыковых сварных соединений выполняют в предположении, что распределение напряжений в сварном шве равномерное, в этом случае шов должен быть с полным проваром и качественным, без подрезов и непроваров, с полной заваркой концов. В случае односторонней сварки необходимо производить подварку корня шва или варить на подкладке (рис. 5.3).

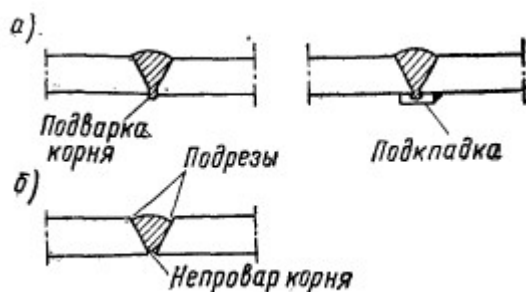


Рис.5.3 Шов встык: а) – правильный, с полным проваром; б) – с дефектами.

Расчет сварных стыковых соединений при действии осевой силы  $N$  (рис. 5.4, а)), изгибающего момента  $M$  (рис. 5.4, г)) и поперечной силы  $Q$  следует проверять по формулам:

– при осевой силе:

$$\sigma_{w,N} = \frac{N}{t_w \cdot l_w \cdot \gamma_c} \leq R_{wy}, ; \quad (5.1)$$

– при изгибающем моменте:

$$\sigma_{w,M} = \frac{6M}{t_w \cdot l_w^2 \cdot \gamma_c} \leq R_{wy}, ; \quad (5.2)$$

– при поперечной силе:

$$\tau_{w,Q} = \frac{Q}{t_w \cdot l_w \cdot \gamma_c} \leq R_{ws}, ; \quad (5.3)$$

где  $R_{wy} = R_y$  - расчетное значение прочности стыкового шва, по пределу текучести, растяжению и изгибу (с физическими методами контроля), сжатию;  $R_{wy} = 0,85R_y$  - тоже, растяжению и изгибу,

но без физических методов контроля; расчетные характеристики стали  $R_y$  принимаются по наиболее толстому из свариваемых элементов;

$R_{ws} = R_s$  - расчетное значение прочности стыкового шва срезу по пределу текучести;

$t_w = t$ , где  $t$  - меньшая из толщин соединяемых элементов;

$l_w = l - 2t$  - расчетная длина шва, равная полной его длине, уменьшенной на  $2t$ , или полной его длине при сварке элементов с использованием выводных планок (рис. 5.4, б)). После сварки, выводные планки обрезают, торцы листов зачищают абразивным кругом;

При действии на соединение одновременно осевой силы  $N$ , изгибающего момента  $M$  и поперечной силы  $Q$  в наиболее напряженной точке сечения проверка прочности выполняется по приведенному напряжению

$$\sqrt{(\sigma_{w,N} + \sigma_{w,M})^2 + 3\tau_{w,Q}^2} \leq R_{wy}; \quad (5.4)$$

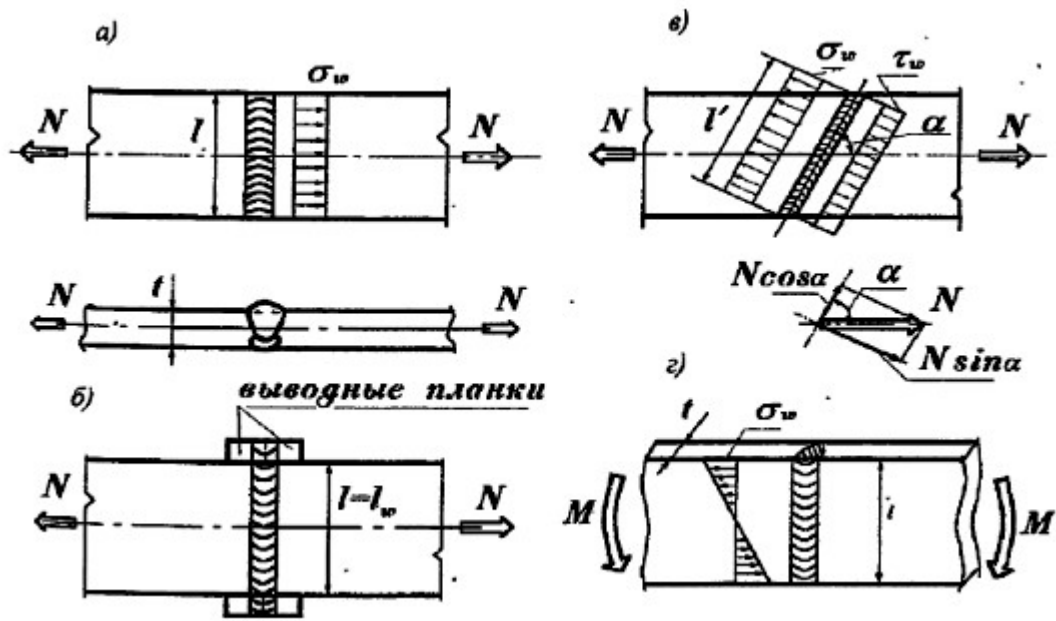


Рис.5.4 К расчету стыковых соединений на продольную силу: а) – листов, б) – листов с планками, в) – листов с косым швом; на изгиб: г) – листов.

В тех случаях, когда условие прочности (5.1) не выполняется, рекомендуется применять косой шов (рис. 5.4, в)). Проверку прочности косого шва выполняют по формуле

$$\sqrt{\sigma_w^2 + 3\tau_w^2} \leq R_{wy}, \quad (5.5)$$

где  $\sigma_w = N \sin \alpha / t_w \cdot l'_w \cdot \gamma_c \leq R_{wy}$ ,  $\tau_w = N \cos \alpha / t_w \cdot l'_w \cdot \gamma_c \leq R_{ws}$ ;

$l'_w = l_w / \sin \alpha$  - расчетная длина косого шва.

При расчете сварных стыковых соединений элементов из сталей с соотношением  $f_u / \gamma_u > f_y$ , эксплуатация которых возможна и после достижения сталью предела текучести, а также из стали с  $f_y > 440 \text{ МПа}$  в формулах (5.1) – (5.4), вместо  $R_{wy}$  следует принимать  $R_{wu} / \gamma_u$ , где  $R_{wu} = R_u$ ,  $\gamma_u = 1,3$ , (необходимо применять только с физическими методами контроля шва).

### 5.1.3. Расчет соединений с угловыми швами

В зависимости от ориентации углового шва относительно линии действия осевого усилия угловые швы подразделяются на лобовые и фланговые (рис. 5.5).

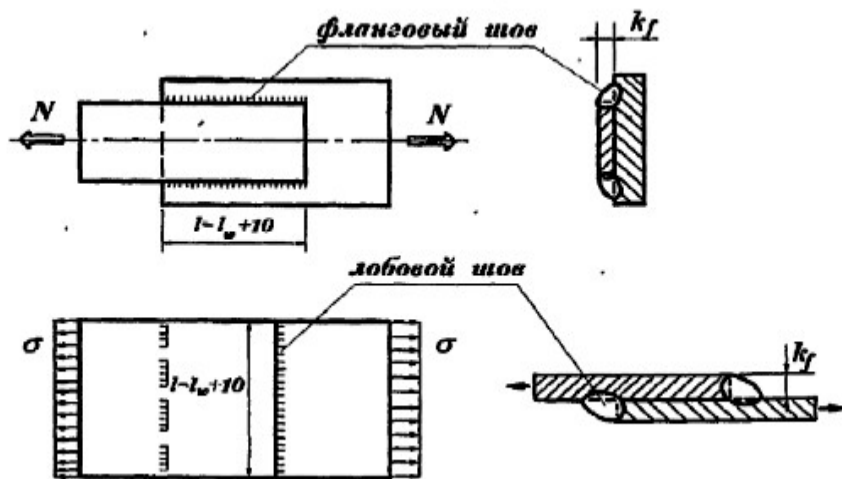


Рис.5.5 Типы угловых швов (фланговые и лобовые).

Распределение напряжений по длине углового шва неравномерно. Наиболее нагруженные участки, например, для флангового шва (Рис. 5.6), находятся в начале и в конце соединения в угловом шве. Появление трещины в шве начинается по торцам (концентрация напряжений), что приводит к его разрушению.

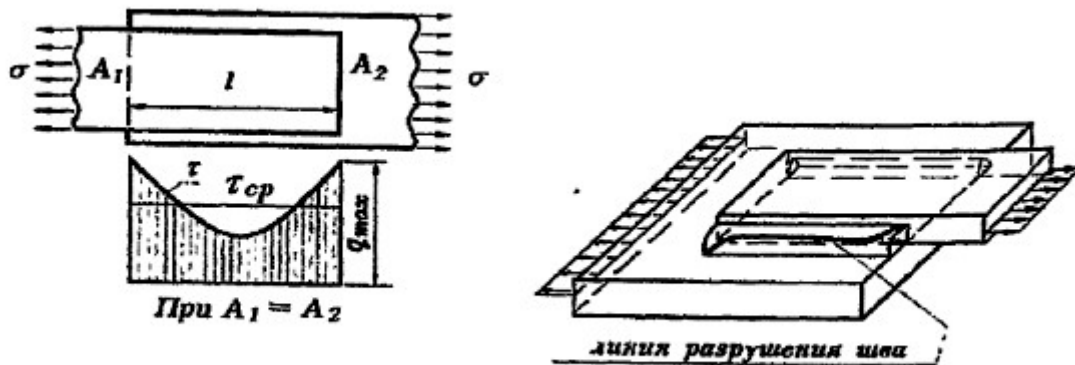


Рис.5.6 Распределение напряжений и разрушение углового флангового шва.

Проверка прочности сварных соединений с применением угловых швов производится по двум сечениям:

- по металлу шва (рис. 5.7, сечение 1);
- по металлу границы сплавления (рис. 5.7, сечение 2).

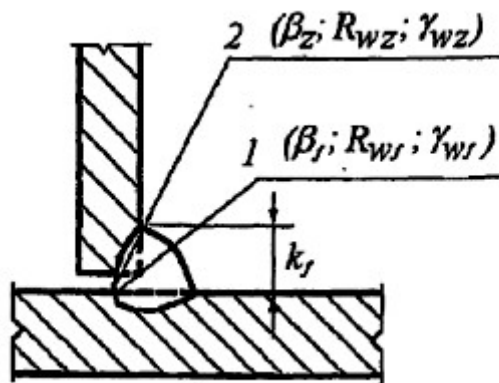


Рис. 5.7 Схема расчетных сечений сварного соединения с угловыми швами: 1 – по металлу шва; 2 – по металлу границы сплавления.

Катеты сварных швов ( $k_f$ ) следует принимать, как правило, с соотношением размеров 1:1. При разных толщинах свариваемых элементов допускается принимать швы с неравными катетами, при этом, за расчетный катет шва принимается  $k_{f.min}$ . Катет углового шва должен удовлетворять требованиям расчета и быть, как правило, не менее указанного в таблице 5.3 в зависимости от толщины более толстого из свариваемых элементов, чтобы обеспечить провар со стороны толстого элемента. Также ( $k_f$ ) должен быть не более  $1,2t$ , где  $t$  – наименьшая из толщин свариваемых элементов, чтобы исключить прожог более тонкого из свариваемых элементов. Для прокатных кромок полок уголков, двутавров и швеллеров  $k_{f,max}$  не должен превышать  $0,9t$ .

Расчет сварных соединений с угловыми швами при действии продольной и поперечных сил следует выполнять на срез (условный) по одному из двух опасных сечений (см. рис. 5.7) по формулам:

–по металлу шва

$$\frac{N}{\beta_f \cdot k_f \cdot l_w \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} \leq R_{wf}, \quad (5.6)$$

–по металлу границы сплавления

$$\frac{N}{\beta_z \cdot k_f \cdot l_w \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c} \leq R_{wz}, \quad (5.7)$$

где  $\beta_f$  и  $\beta_z$  - коэффициенты условия сварки, учитывающие глубину проплавления шва и границы сплавления в зависимости от вида сварки и положения шва (табл.5.2 или табл. 34, [8]);

$l_w$  - расчетная длина сварного шва, принимаемая меньше его полной длины на 10мм;

$\gamma_{wf}$  и  $\gamma_{wz}$  - коэффициенты условий работы шва, равные 1, кроме районов с температурами эксплуатации ниже минус 40°С (см.п. 11.2, [8]);

$\gamma_c$  - коэффициент условия работы (см. табл.6, [8]);

$R_{wf}$  - расчетное значение прочности углового шва по металлу шва, зависящее от прочности металла сварочной проволоки, принимается равным  $R_{wf} = 0,55f_{wu}/\gamma_{wm}$ , здесь  $f_{wu}$  – предел прочности наплавленного металла шва,  $\gamma_{wm} = 1,25$  - коэффициент надежности по материалу; значения  $R_{wf}$  приведены в табл. 5.4.

$R_{wz}$  - расчетное значение прочности углового шва по металлу границы сплавления, зависящее от прочности металла соединяемых элементов и принимается равным  $R_{wz} = 0,45f_u$ , здесь  $f_u$  – меньшее значение предела прочности соединяемых элементов.

Табл. 5.2 – Значения коэффициентов  $\beta_f$  и  $\beta_z$

Вид Сварки и диаметр сварочной проволоки	Положение шва	Коэффициенты	Значения коэффициентов $\beta_f$ и $\beta_z$ при нормальных режимах сварки и катетах швов $K_f, мм$			
			3-8	9-12	14-16	св. 16
Автоматическая при $d=3-5 мм$	В лодочку	$\beta_f$	1,1			0,7
		$\beta_z$	1,15			1,0
	Нижнее	$\beta_f$	1,1	0,9	0,9	0,7
		$\beta_z$	1,15	1,05	1,05	1,0
Автоматическая и механизированная при $d=1,4-2 мм$	В лодочку	$\beta_f$	0,9		0,8	0,7
		$\beta_z$	1,05		1,0	
	Нижнее, горизонтальное, вертикальное	$\beta_f$	0,9	0,8	0,7	
		$\beta_z$	1,05	1,0		
Ручная; механизированная при $d < 1,4 мм$ или порошковой проволокой	В лодочку	$\beta_f$	0,7			
	Нижнее, горизонтальное, вертикальное	$\beta_z$	1,0			

При проектировании сварного соединения с угловыми швами на действие продольной и поперечной силы удобнее определять необходимую длину сварного шва из выражений (5.6) или (5.7), при этом катетом шва задаются. В общем виде расчетная длина углового шва будет равна

$$l_w = N/k_f(\beta R_w)_{min} \gamma_c \gamma_{wf} \quad (5.8)$$

где  $(\beta R_w)_{min}$  - меньшая из величин  $\beta_f R_{wf}$  или  $\beta_z R_{wz}$ .

Если длина флангового шва  $l_w$  оказалась больше допустимой расчетной длины, равной  $85\beta_f k_f$ , то рациональнее определять  $k_f$  исходя из его допустимой длины

$$k_f \geq \sqrt{N/85\beta_f k_f \gamma_{wf} (\beta \cdot R_w)_{min}} \quad (5.9)$$

Расчет на изгиб и поперечную силу, например, листа, приваренного двумя угловыми швами (рис. 5.8 а)) выполняют по равнодействующим напряжениям в наиболее напряженной точке.

По металлу шва

$$\sqrt{[6M/(2\beta_f k_f l_w^2)]^2 + [Q/(2\beta_f k_f l_w)]^2} \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c \quad (5.10)$$

По границе сплавления

$$\sqrt{[6M/(2\beta_z k_f l_w^2)]^2 + [Q/(2\beta_z k_f l_w)]^2} \leq R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c \quad (5.11)$$

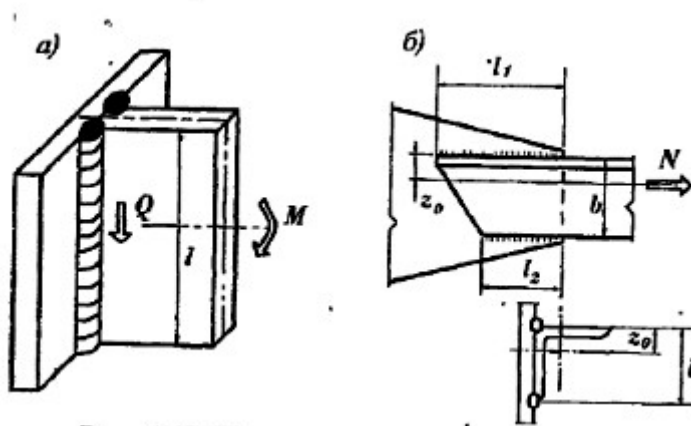


Рис. 5.8 К расчету сварных соединений с угловыми швами: а) – на момент и поперечную силу; б) – приварка уголка.

При прикреплении угловыми швами несимметричных профилей, например уголков к фасонке ферм (рис. 5.8, б)), необходимо учитывать неравномерное распределение усилия между двумя швами. Усилие  $N$  распределяется обратно пропорционально расстояниям от сварных швов до оси элемента. Тогда усилие, воспринимаемое сварными швами на обушке  $N_1 = N \frac{b-z_0}{b} = \alpha N$  и на пере  $N_2 = N \frac{z_0}{b} = (1 - \alpha)N$ . Подставляя найденные

значения усилий в формулу (5.8), можно вычислить длину сварных швов по обушку  $l_1$  и перу  $l_2$  при заданных катетах  $k_{f1}$   $k_{f2}$ .

Значение коэффициента  $\alpha$  зависит от типа уголков и в расчетах может быть принято: для равнобоких уголков равным 0,7; для неравнобокого уголка, прикрепляемого малой полкой 0,65; для неравнобокого уголка, прикрепляемого большой полкой 0,75.

Таблица 5.3 – Минимальный катет угловых швов

Вид соединения	Вид сварки	Предел текучести стали, кН/см <sup>2</sup>	Минимальные катеты швов $k_f$ , мм, при толщине более толстого из свариваемых элементов $t$ , мм						
			4-5	6-10	11-16	17-22	23-32	33-40	41-80
Тавровое с двусторонними угловыми швами; нахлесточное и угловое	Ручная	До 43	4	5	6	7	8	9	10
		Св. 43 До 53	5	6	7	8	9	10	12
	Механи- зированная	До 43	3	4	5	6	7	8	9
		Св. 43 До 53	4	5	6	7	8	9	10
Тавровое с односторонними угловыми швами	Ручная	До 38	5	6	7	8	9	10	12
	Механи- зированная		4	5	6	7	8	9	10

Примечания:

1. При  $f_y > 590$  МПа, а также при  $t > 80$  мм  $k_{fmin}$  принимается по специальным техническим условиям.

2. В конструкции группы 4 при односторонних швах  $k_{fmin}$  следует уменьшать на 1 мм при  $t \leq 40$  мм и на 2 мм при  $t > 40$  мм.

Таблица 5.4 Сварочные материалы и расчетные значения прочности углового шва срезу (условному) по металлу шва  $R_{wf}$ , МПа

Тип электрода	Марка проволоки	$R_{wf}$ , МПа
Э42, Э42А	Св-08, Св- 08 А	180
Э46, Э46А	Св-08 ГА	200
Э50, Э50А	Св-10ГА, Св-08ГА2С, Св-08Г2СЦ, ПП-АН8, ПП-АНЗ	215
Э60	Св-08Г2С <sup>1</sup> , Св-08Г2СЦ <sup>1</sup>  Св-10НМА, Св-10Г2	240
Э70	Св-10ХГ2СМА, Св-8ХН2ГМЮ	280
Э85	–	340
1) Только при $k_f \leq 8$ мм и при $f_y \geq 440$ Мпа.		

В рабочих соединениях угловые швы выполняют сплошными по всей длине.

Прерывистые угловые швы допускается применять для соединений в конструкциях группы 4 (табл. 50, [8]) при избыточной несущей способности непрерывного шва минимального размера, а также при реконструируемых конструкциях группы 3, эксплуатируемых в неагрессивных или слабоагрессивных средах. Размеры сварного шва должны соответствовать требованиям, приведены в данном разделе. Расстояние между участками сварных швов не должно превышать одного из значений: 200мм,  $12t_{min}$  – в сжатом элементе ( $t_{min}$  – толщина самого тонкого из соединяемых элементов),  $16 t_{min}$  - в растянутом элементе. В конструкциях группы 4 расстояние между участками шва допускается увеличивать на 50%. Сварные швы по концам соединяемых элементов выполняют длиной не менее  $0,75b$ , где  $b$  - ширина более узкой из соединяемых пластин.

Односторонние угловые швы в расчетных соединениях не допускаются. В не расчетных соединениях односторонние угловые швы допускаются при следующих условиях:

- температура эксплуатации не должна быть ниже минус 45°С;
- среда эксплуатации не агрессивная или слабоагрессивная».

#### **5.1.4. Конструктивные требования к сварным соединениям**

Образование сварных соединений сопровождается появлением сварочных напряжений и деформаций. 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.

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  $4k_f$ .

Согласно норм, катет сварного шва не должен быть более  $1,2t$ , 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.

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. Согласно норм, расчетная длина

сварного углового шва не должна превышать  $85 \cdot \beta \cdot k_f$ . Исключение составляют сварные швы, усилия на которые передаются непрерывно по их длине, например, поясные швы в составных балках.

При соединении в стык толстых элементов необходимо для полного проплавления предусматривать разделку кромок. 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.

## **Тема 5.2. Болтовые и заклепочные соединения.**

**5.2.1. Область применения, виды болтов.** Кроме сварки в металлических конструкциях применяют болтовые и заклепочные соединения. Болтовые соединения применяют преимущественно при монтаже, вследствие простоты установки болтов, не требуется специальное оборудование, отсутствуют горячие процессы, существенно снижается трудоемкость монтажа конструкций по сравнению со сварными и заклепочными соединениями. Вместе с тем изготовление болтовых соединений более трудоемко, усложняется конструктивная форма из-за выполнения отверстий, несколько увеличивается расход металла.

В связи с развитием сварки и соединений на высокопрочных болтах, заклепочные соединения в стальных конструкциях применяются в отдельных случаях: при наличии динамических и вибрационных нагрузок (балки железнодорожных мостов, подкрановые балки по краны с тяжелым режимом работы и другие аналогичные конструкции). Процесс постановки заклепок очень трудоемок, присутствуют сложные горячие процессы особенно на монтаже.

В соединениях стальных конструкций применяют обычные болты, высокопрочные болты и болты анкерные (фундаментные). Обычные и высокопрочные болты применяются для соединения элементов друг с другом, анкерные – для соединения конструкций с фундаментами.

**Обычные болты** изготавливают грубой, нормальной и повышенной точности или классов С, В и А соответственно. Для расчетных соединений используются болты класса прочности В и А для нерасчетных – С. Болты грубой и нормальной точности изготавливают из углеродистой стали, болты повышенной точности – из углеродистой и легированной стали.

Соединения образуются постановкой болтов в проколотые или просверленные отверстия с последующим закручиванием гаек. Под гайку, а иногда и под головку болта, ставят шайбу

Болты класса 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 на диаметр стержня - около 0.25 – 0.3 мм.

Болты точности "С" и "В" ставят в отверстия, диаметр которых, соответственно, на 2...3 мм и на 1 – 1,5мм больше диаметра стержня болта. При сборке соединений на болтах точности "С" и "В" допускается несовпадение ("чернота") отверстий. 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.

Болты точности "А" ставятся в отверстия, равные диаметру болта ("чернота" здесь не допускается). 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.

По прочности болты подразделяются на классы прочности. Класс прочности болта указывается на головке и определяется двумя цифрами, разделенными точкой. Для соединений стальных конструкций используют болты следующих классов прочности: 4.6, 5.6, 4.8, 5.8, 6.6, 8.8, 10.9. Первая цифра, умноженная на 10, - это временное сопротивление в  $\text{кН/см}^2$ ; произведение первой и второй цифр равно пределу текучести металла также в  $\text{кН/см}^2$ . Выбор болтов производится в зависимости от климатического района, вида нагрузки (статическая или динамическая) и вида напряженного состояния (растяжение или срез).

**Высокопрочные болты.** Болты классов прочности 8.8 и 10.9 относятся к высокопрочным, изготавливаются из углеродистой стали 35 или легированной стали высокой прочности, например, 40Х, 40ХФА, 38ХС и др. соответственно. Готовые болты термически упрочняются. Высокопрочные болты являются болтами нормальной точности, их ставят в отверстия большего диаметра, чем болт, но их гайки затягивают тарировочным ключом, позволяющим создать и контролировать силу натяжения болтов. Большая сила натяжения болта плотно стягивает соединяемые элементы и обеспечивает монолитность соединения. При действии на такое соединение сдвигающих сил между соединяемыми элементами возникают силы трения, препятствующие сдвину этих элементов относительно друг друга. Таким образом, высокопрочный болт, работая на осевое растяжение, обеспечивает передачу сил сдвига трением между соединяемыми элементами, именно поэтому подобное соединение называется **фрикционным**. Для увеличения сил трения поверхности элементов в месте стыка очищают от грязи, масла, ржавчины, окалина металлическими щетками, пескоструйным аппаратом и другими способами. Под гайку и головку болта обязательно устанавливаются шайбы.

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.

### **5.2.2. Расчет соединений на обычных болтах**

**Расчет на срез и смятие.** Если внешнее усилие направлено перпендикулярно к оси болта (см. рис. 5.5), то несущая способность болтового соединения определяется как прочностью металла болта, так и прочностью металла соединяемых элементов.

Внешнее усилие стремится сдвинуть соединяемые элементы относительно друг друга, болты препятствуют этому сдвигу, в них возникают деформации от изгиба стержня болта. Металл болта находится в сложном напряженном состоянии, в нем возникают напряжения от изгиба, растяжения, среза и скручивания. Под действием этих напряжений по плоскости среза происходит срез болта (см. рис. 5.5,а) .

Также в сложном напряженном состоянии находятся и соединяемые элементы. При сдвиге болтов на стенку листов действуют сминающие

напряжения. В соединяемых элементах возникают напряжения растяжения, сжатия и смятия, при этом имеет место концентрация напряжений (неравномерное распределение напряжений по сечению) (см. рис. 5.5,б)). Под действием этих напряжений происходит смятие и выкол листа.

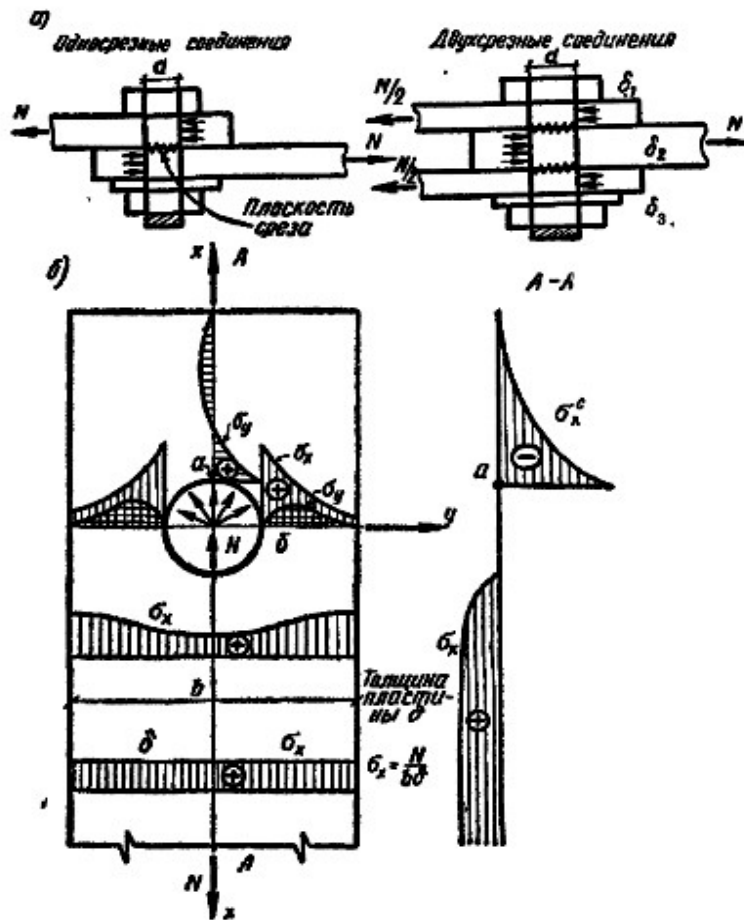


Рис. 5.5. Работа болтового соединения а) – число площадок среза; б) – напряженное состояние листа.

Расчет ведут исходя из возможного вида разрушения соединения по срезу болта при толстых соединяемых листах или смятию соединяемых элементов при тонких листах:

а) расчетное усилие, которое может быть воспринято одним болтом, следует определять по формулам:

на срез

$$N_{bs} = R_{bs} \cdot \gamma_b \cdot A \cdot n_s, \quad (5.12)$$

на смятие:

$$N_{bp} = R_{bp} \cdot \gamma_b \cdot d \cdot \sum t_{min}, \quad (5.13)$$

где  $R_{bs}$  и  $R_{bp}$ , - расчетные значения прочности, соответственно, болта - на срез и смятие металла соединяемых элементов (принимаются по табл. 5,[8]);

$\gamma_b$  - коэффициент условий работы соединения (зависит от класса точности болтов), принимается по табл. 35,[8] ;

$A$  - площадь болта брутто;

$n_s$  - число плоскостей среза в болте;  $d$  - диаметр болта;  $\sum t_{min}$  - наименьшая сумма толщин элементов, сминаемых в одном направлении;

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:

$$n = N / (N_{bmin} \cdot \gamma_c) \quad (5.14)$$

где  $N_{bmin}$  - меньшее значение расчетного усилия, которое может быть воспринято одним болтом и определяемое по формуле (5.12) или (5.14).

В креплениях одного элемента к другому через прокладки или промежуточные элементы, а также в креплениях с односторонней накладкой количество болтов увеличивается по сравнению с расчетным на 10% (см. рис. 5.6, б)). В болтовых соединениях с применением "коротышей" (см. рис. 5.6, в)), 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%.

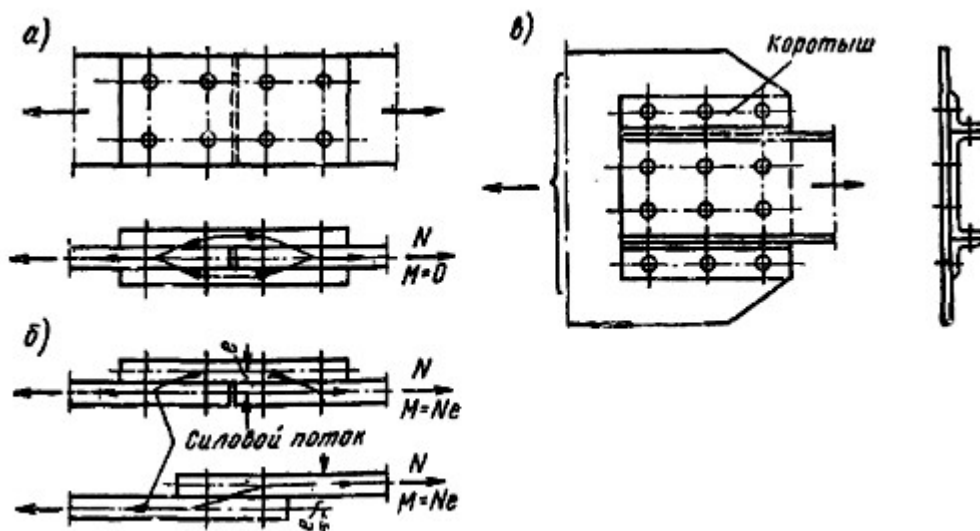


Рис. 5.6. К работе соединения: а) – симметричная передача усилия; б) – несимметричная; в) – с помощью коротышей.

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

$$\sigma = N/A_n \leq R_y \gamma_c \quad (5.15)$$

где  $A_n$  - площадь соединяемого элемента с учетом ослаблений (отверстий под болты).

При действии на болтовое соединение момента, вызывающего сдвиг соединяемых элементов, распределение усилий на болты следует принимать пропорционально расстояниям от центра тяжести соединения до рассматриваемого болта. Расчетное усилие в наиболее нагруженном болте  $N_{b,max}$  не должно превышать значения  $N_{bmin}$ , где  $N_{bmin}$  - меньшее значение расчетного усилия, которое может быть воспринято одним болтом и определяемое по формуле (5.12) и (5.13).

**Требования к болтовым соединениям.** Болты, имеющие по длине ненарезанной части участки с различными диаметрами, не допускается применять в соединениях, в которых эти болты работают на срез.

Резьба болта, воспринимающего сдвигающее усилие, в элементах структурных конструкций, опор линий электропередач и открытых распределительных устройств, а также в соединениях при толщине наружного элемента до 8 мм должна находиться вне пакета соединяемых элементов. В остальных случаях резьба болта не должна входить вглубь отверстия более чем на половину толщины крайнего элемента со стороны гайки или свыше 5 мм.

В расчетных соединениях с болтами классов прочности А и В (за исключением вспомогательных конструкций) следует предусматривать меры против самоотвинчивания гаек (постановка пружинных шайб, вторых гаек, частичное предварительное натяжение и др.)

На скошенных поверхностях соединяемых деталей и элементов (внутренние грани полок двутавров и швеллеров) под головки болтов или гаек следует устанавливать косые шайбы.

#### ***Расчет соединений на растяжение.***

Если внешняя сила, действующая на соединение, направлена параллельно продольной оси болтов, то они будут работать на растяжение или, называют еще, работать на отрыв головок (см. рис. 5.7, а)). При статической нагрузке качество отверстий не играет роли при работе болтов на растяжение, поэтому использование болтов повышенной точности не целесообразно, как более дорогое.

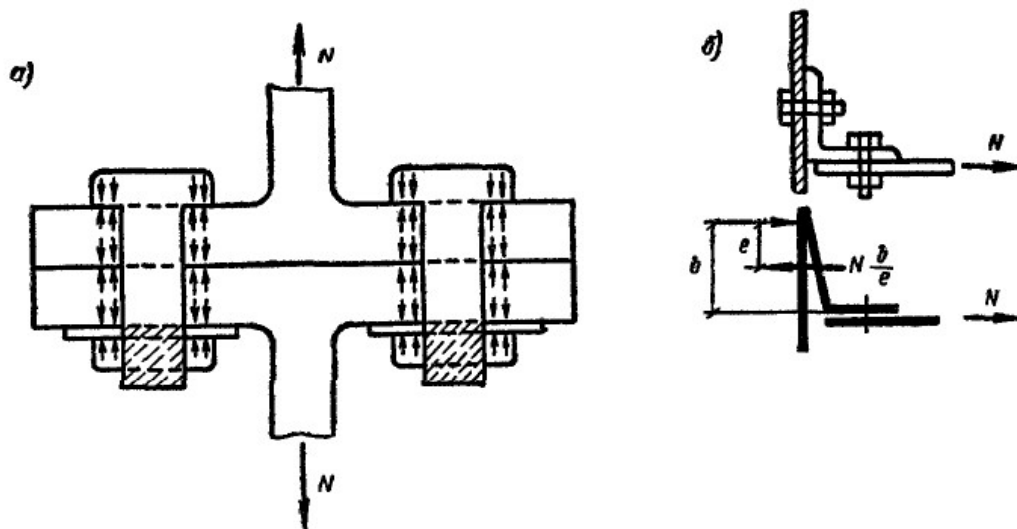


Рис. 5.7. Работа болтов на растяжение  
 а) – фланцевое симметричное соединение; б) - несимметричное соединение

Расчетное усилие растяжению, которое может быть воспринято одним болтом, будет равно

$$N_{bt} = R_{bt} \cdot A_{bn}, \quad (5.16)$$

где  $R_{bt}$  - расчетные значение прочности болта растяжению;

$A_{bn}$  - площадь сечения болта нетто.

Необходимое количество болтов в соединении, работающего на действие растягивающей силы, приложенной к центру соединения (все болты работают одинаково), определяется по формуле

$$n = N / (N_{bt} \gamma_c) \quad (5.17)$$

При одновременном действии на болтовое соединение сдвигающей и отрывающей силы болты рассчитываются отдельно на срез и на растяжение.

### 5.3. Соединения на высокопрочных болтах

Расчет прочности соединения на высокопрочных болтах выполняют в предположении, что при действии внешнего усилия, сдвигу соединяемых элементов относительно друг друга препятствуют силы трения между элементами в результате предварительного натяжения болтов, сами болты работают только на растяжение. Расчетное усилие  $Q_{bh}$ , которое может воспринимать одна поверхность трения соединяемых элементов, стянутым одним высокопрочным болтом, определяется по формуле:

$$Q_{bh} = R_{bh} \cdot \gamma_b \cdot A_{bn} \cdot \mu_s / \gamma_h, \quad (5.18)$$

где  $y_b$  – коэффициент условия работы фрикционного соединения, зависящий от количества «n» болтов в соединении и принимаемый равным:

0,8 при  $n < 5$ ;

0,9 при  $5 \leq n < 10$ ;

1,0 при  $n \geq 10$ .

$A_{bn}$  - площадь сечения нетто болта;

$\mu$  - коэффициент трения, зависящий от способа обработки контактных поверхностей соединяемых элементов (см. табл. 5.5);

$n_s$  - количество контактов соединяемых элементов между собой;

$\gamma_h$  - 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 значение прочности высокопрочного болта растяжению.

$$R_{bh} = 0.7 \cdot R_{bun}, \quad (5.19)$$

где  $R_{bun}$  – предел прочности металла болта после термообработки.

Требуемое количество болтов в соединении определяется по формуле:

$$n = N / (Q_{bh} \cdot k \cdot \gamma_c), \quad (5.20)$$

где  $k$  – количество плоскостей трения;

$\gamma_c$  – коэффициент условий работы, определяется по таблице 6, [8];

При действии на фрикционное соединение момента, вызывающего сдвиг соединяемых элементов, распределение усилий на болты следует принимать пропорционально расстояниям от центра тяжести соединения до рассматриваемого болта. Расчетное усилие в наиболее нагруженном болте  $N_{b,max}$  не должно превышать значения  $kQ_{bh}$  расчетного усилия, которое воспринимается плоскостями трения, стянутых одним высокопрочным болтом, где  $Q_{bh}$  определяется по формуле (5.18).

Таблица 5.5. – Коэффициенты  $\mu$  и  $\gamma_h$

Способ обработки (очистки) соединяемых поверхностей	Коэффициент трения $\mu$	Коэффициент $\gamma_h$ при контроле натяжения болтов по моменту закручивания при нагрузке и разности номинальных диаметров отверстий и болтов $\delta$ , мм,	
		динамическая при $\delta = 3 - 6$ ; статическая при $\delta = 5 - 6$	динамическая при $\delta = 1$ ; статическая при $\delta = 1 - 4$
Дробеметный или дробеструйный двух	0,58	1,35	1,12

поверхностей без консервации			
Газопламенный двух поверхностей без консервации	0,42	1,35	1,12
Стальными щетками двух поверхностей без консервации	0,35	1,35	1,17
Без обработки	0,25	1,70	1,30
Примечание – При контроле натяжения болтов по углу поворота гайки значения $\gamma_n$ следует умножать на 0,9			

Расчет на прочность соединяемых элементов, ослабленных отверстиями во фрикционном соединении, следует выполнять с учетом того, что половина усилия, приходящегося на каждый болт, в рассматриваемом сечении уже передана силами трения. При этом проверку ослабленных сечений следует выполнять по формуле (5.15):

- при подвижных, вибрационных и других динамических нагрузках – по площади сечения нетто  $A_n$ ;
- при статических нагрузках – по площади сечения брутто  $A$  (при  $A_n \geq 0,85A$ ) или по условной площади  $A_c = 1,18 A_n$  (при  $A_n < 0,85A$ ).

**Конструктивные требования.** Диаметр болта во фрикционном соединении следует принимать из условия:  $\sum t \leq 4d$ , где  $\sum t$  – суммарная толщина соединяемых элементов, сминаемых в одном направлении,  $d$  – диаметр болта.

Во фрикционных соединениях с большим количеством болтов их диаметр следует назначать возможно большим.

При проектировании фрикционных соединений следует обеспечивать возможность свободного доступа для установки болтов, плотного стягивания пакета болтами и закручивания гаек с применением динамометрических ключей, гайковертов и др».

### 5.3.1 Расположение отверстий для болтов.

Болты (в том числе высокопрочные) следует размещать согласно требованиям таблицы 5.6, при этом в стыках и узлах - на минимальных расстояниях, а где болты соединительные, конструктивные - на максимальных расстояниях. Расположение болтов может быть рядовое и

шахматное (рис. 5.8). Для удобства центры болтов располагают по прямым линиям – *рискам*, параллельных действующему усилию. Расстояние между соседними рисками называется *шагом*, а расстояние между двумя соседними по риске болтами – *шагом*.

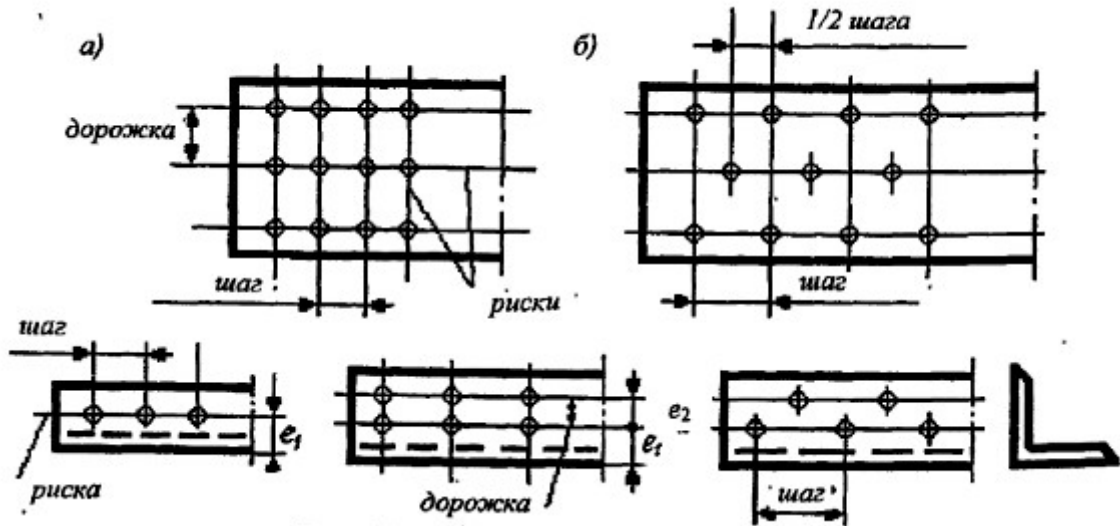


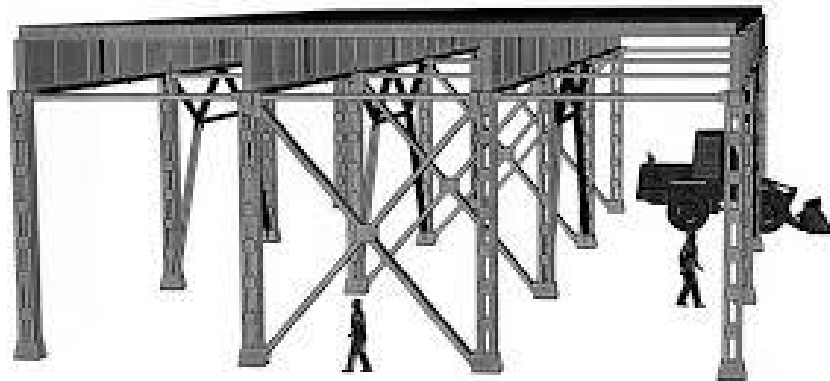
Рис. 5.8. Размещение болтов: а) рядовое; б) – шахматное.

Таблица 5.6. – Расстояния при размещении болтов

Характеристика расстояния и предела текучести соединяемых элементов	Расстояния при размещении болтов
1 Расстояние между центрами отверстий для болтов в любом направлении:	
а) минимальное:	
при $f_y \leq 375$ МПа	$2,5d_o$
при $f_y > 375$ МПа	$3d_o$
максимальное в крайних рядах при отсутствии окаймляющих уголков при растяжении и сжатии	$8d_o$ или $12t$
максимальное в средних рядах, а также в крайних рядах при наличии окаймляющих уголков:	
при растяжении	$16d_o$ или $24t$
при сжатии	$12d_o$ или $18t$
2 Расстояние от центра отверстия для болта до края элемента	
а) минимальное вдоль усилия:	
при $f_y \leq 375$ МПа	$2d_o$
при $f_y > 375$ МПа	$2,5d_o$
б) то же, поперек усилия:	
при обрезных кромках	$1,5d_o$
при прокатных кромках	$1,2d_o$
в) максимальное	$4d_o$ или $8t$
минимальное во фрикционных соединениях при любой кромке и любом направлении усилия	$1,3d_o$

3 Расстояние минимальное между центрами отверстий вдоль усилия для болтов, размещенных в шахматном порядке	$p_2 + 1,5d_o$
<p>Обозначения, принятые в таблице</p> <p><math>t</math> – толщина наиболее тонкого наружного элемента;</p> <p>Примечания</p> <p>1 Диаметр отверстий следует принимать: для болтов класса точности А <math>d_o = d</math>; для болтов класса точности В в конструкциях опор высоковольтных линий электропередач, открытых распределительных устройств подстанций <math>d_o = d + 1</math> мм, в остальных случаях <math>d_o = d + (1; 2</math> или <math>3</math> мм), где <math>d</math>– диаметр болта.</p> <p>2 В одноболтовых соединениях элементов решетки (раскосов и распорок), кроме постоянно работающих на растяжение, при толщине элементов до 6 мм из стали с пределом текучести до 375 МПа расстояние от края элемента до центра отверстия вдоль усилия допускается принимать <math>e_1 = 1,5d_o</math> (без допуска при изготовлении элементов в сторону уменьшения, о чем должно быть указано в проекте).</p> <p>3 При размещении болтов в шахматном порядке на расстоянии, не менее указанного в позиции 3, сечение элемента <math>A_n</math> следует определять с учетом ослабления его отверстиями, расположенными в одном сечении поперек усилия (не по зигзагу).</p>	

При креплении уголка одной полкой болтами, размещаемыми в шахматном порядке, отверстие, наиболее удаленное от его конца, следует размещать на риске ближайшей к обушке (рис. 5.8, а)). Допускается крепить элементы одним болтом. В фасонном прокате (уголки, двутавры, швеллеры) положение рисок и максимальные диаметры отверстий приведенных нормалях, опубликованных в справочниках.



## Раздел VII. ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ.

### Тема 7.1. Организация проектирования, основы технологии изготовления

**Организация проектирования.** Проектирование металлических конструкций обычно выполняется в две стадии – *проектное задание* со сметно-финансовым расчетом и *рабочий проект* – при возможности широкого использования типовых проектов и типовых решений или повторного использования экономичных проектов аналогичных предприятий, зданий и сооружений.

*Проектное задание* – имеет целью выявить техническую возможность и экономическую целесообразность предполагаемого строительства в данном месте и в намеченные сроки, обеспечить правильный выбор площадки для строительства, источники снабжения сырьем, топливом, водой, энергией, строительным материалом, а также установить основные технические решения проектируемых объектов, общую стоимость строительства и основные ТЭП. Технический проект – разрабатывается на основе проектного задания при проектировании по трем стадиям. Технический проект состоит из тех же частей и разделов, что и проектное задание. В нем уточняются все материалы и данные, принятые в проектном задании. Рабочий проект – предназначается для изготовления элементов конструкций (отправочных марок), их укрупнительной сборки, а также монтажа сооружений из укрупненных и не укрупненных отправочных элементов.

*Рабочий проект стальных конструкций состоит из двух частей:*

1. Рабочий проект стадии *КМ* (конструкции металлические), составляемых на основании утвержденного проектного задания при проектировании. В состав проекта входят: компоновочные схемы здания,

сбор нагрузок, статические расчеты и подбор сечений основных элементов и конструкций, составляется ведомость элементов, рассчитывается смета на объект и разрабатываются основные чертежи стадии КМ. Эта стадия проекта разрабатывается специализированной проектной организацией.

2. *Рабочий проект стадии КМД* (конструкции металлические, детализация), составляемых на основании чертежей КМ; чертежи КМД разрабатываются конструкторскими бюро завода-изготовителя. В состав чертежей КМ входят: пояснительная записка, данные о нагрузках, общие чертежи, схемы расположения элементов конструкций с таблицами сечений элементов, расчетные листы и чертежи наиболее важных узлов конструкций, а также рабочие чертежи фундаментов с закладными частями и полная сводная спецификация металла по профилям. Схемы расположения элементов конструкций даются для каждой группы конструкций (колонны, подкрановые балки, элементы покрытия, фахверк и т.д.). Элементы конструкций на схемах маркируются. На всех чертежах, где указаны расположение и маркировка деталей конструкций, даются таблицы сечений, содержащие марку элемента, эскиз сечения, состав сечения и усилия. Рекомендуемые масштабы схематических планов и разрезов отдельных групп конструкций – 1:200; 1:300; 1:400; поперечных разрезов – 1:50; 1:75; 1:100; узлов – 1:10; 1:15; 1:20.

Спецификация стали должна содержать: марку стали, профиль стали, длины, количество штук, вес и примечания. Чертежи КМД состоят из изображений заводских изделий (отправочных элементов), по которым производится изготовление, и монтажных схем, по которым производится монтаж конструкций.

В пояснительной записке указываются: общая характеристика конструкций, а также видов заводских и монтажных соединений, вес конструкций – общий и по отдельным группам (сварные и клепаные), весовые показатели на единицу площади объема.

Детализированный чертеж включает в себя:

1. Графическое изображение отправочных марок в масштабе 1:10; 1:15; 1:20 со всеми размерами и указаниями, необходимыми для изготовления каждой детали, сборки отправочных элементов и их сварки или клепки.

2. Геометрическую схему (для решетчатых конструкций). 3. Спецификацию деталей для каждой отправочной марки с указанием марки стали.

4. Таблицу отправочных элементов, а также таблицу (спецификацию) заводских сварных швов или заклепок.

5. Примечания, касающиеся изготовления конструкций. При разработке детализированных чертежей следует стремиться к уменьшению числа типов отправочных элементов и деталей каждого элемента, а также к уменьшению числа применяемых сортов и профилей проката.

#### ***Основы технологии изготовления металлических конструкций.***

Изготовление металлических конструкций выполняется на специализированных заводах металлоконструкций. Работа начинается со склада металла, где в соответствии с технической спецификацией на объект производят комплектацию профилей проката. Прокат поставляется в цех подготовки, в котором изготавливаются заготовки для конструкций. Заготовки деталей и элементов изготавливают по рабочим чертежам стадии КМД. Сборка конструкции из деталей выполняется в цехе сборки, где с помощью сварных прихваток собираются конструкции. При изготовлении большого количества одинаковых конструкций или их отправочных марок, собирают шаблон (копир) конструкции, который в дальнейшем используется в качестве шаблона для сборки таких же конструкций (называют сборка по копиру). Сварка собранных конструкций выполняется в цехе сварки. При выполнении всех операций по подготовке, сборке и сварке ведется тщательный контроль за правильным проведением всех видов операций и работ, соответствию марок сталей, типов профилей, качества сборки и сварочных работ в соответствии с чертежами стадии КМД. После покраски в цехе покраски, конструкции подаются на склад готовой продукции завода.

## **Раздел VIII. БАЛКИ, БАЛОЧНЫЕ КОНСТРУКЦИИ.**

### **Тема 8.1. Компоновка балочных конструкций, прокатные балки**

Рабочие балочные площадки производственных зданий выполняются в виде самостоятельных встроенных в здание сооружений, опирающихся на отдельные колонны. По колоннам устанавливают систему несущих балок (балочную площадку). На балки опирается стальной или железобетонный настил (рисунок 8.1).

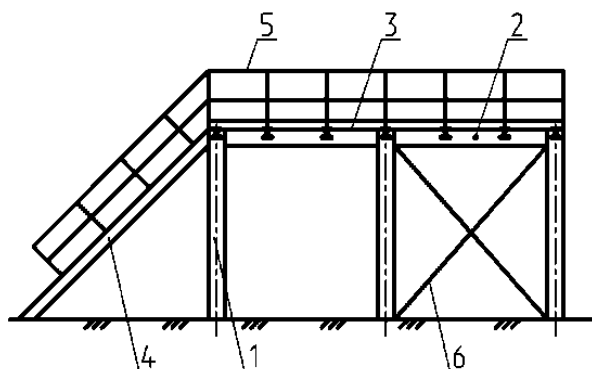


Рисунок 8.1 Технологическая площадка производственного здания:  
1– колонны; 2– система несущих балок; 3– настил; 4– лестница; 5–  
ограждение; 6– вертикальные связи по колоннам.

В зависимости от расположения балок балочные площадки разделяются на три основных типа (рисунок 8.2): упрощенный, нормальный и усложненный. В первом типе балочной площадки (рисунок 8.2,а) нагрузка от настила передается непосредственно на балки, опирающиеся на стены или колонны. В балочной площадке второго типа (рисунок 8.2,б) балки настила опираются на главные балки, а те, в свою очередь, на колонны или стены. И в третьем типе балочной площадки (рисунок 8.2,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).

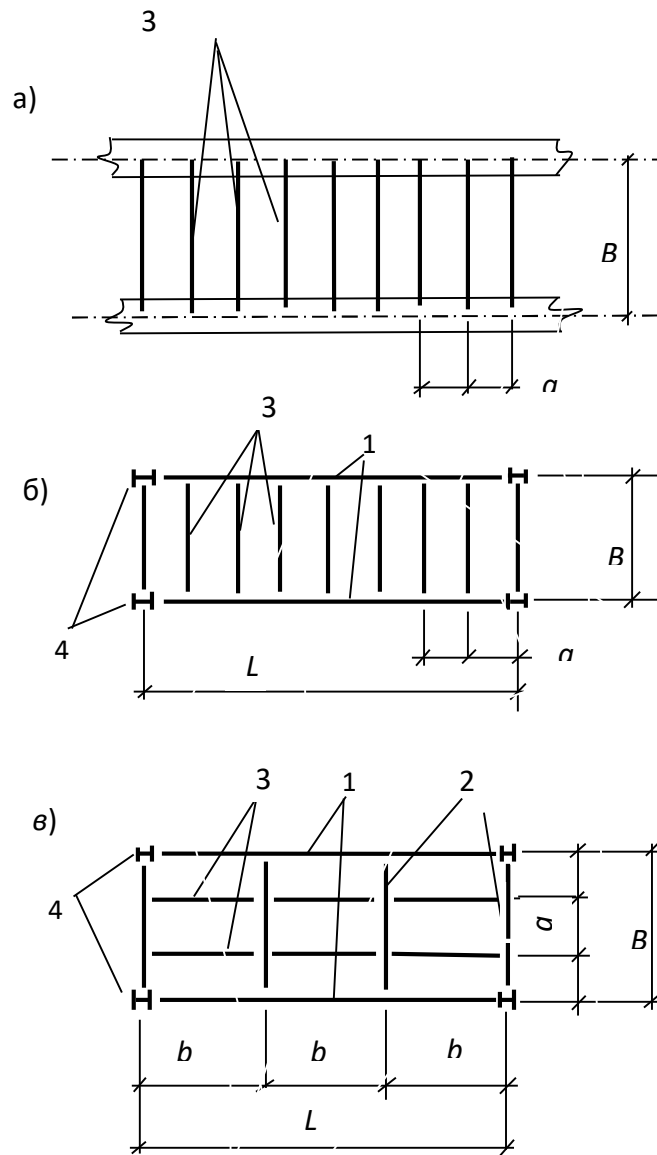


Рисунок 8.2. Типы балочных площадок

а) – упрощенная; б) – нормального типа; в) – усложненного типа;

1 – главные балки; 2 – вспомогательные балки;

3 – балки настила; 4 – колонны

Обычно балки настила проектируют пролетом до 8м. Наиболее рациональным профилем для балок является двутавр, реже балки настила проектируют из швеллеров.

Сопряжение балок может быть этажное, в одном уровне и пониженное (рисунок 8.3).

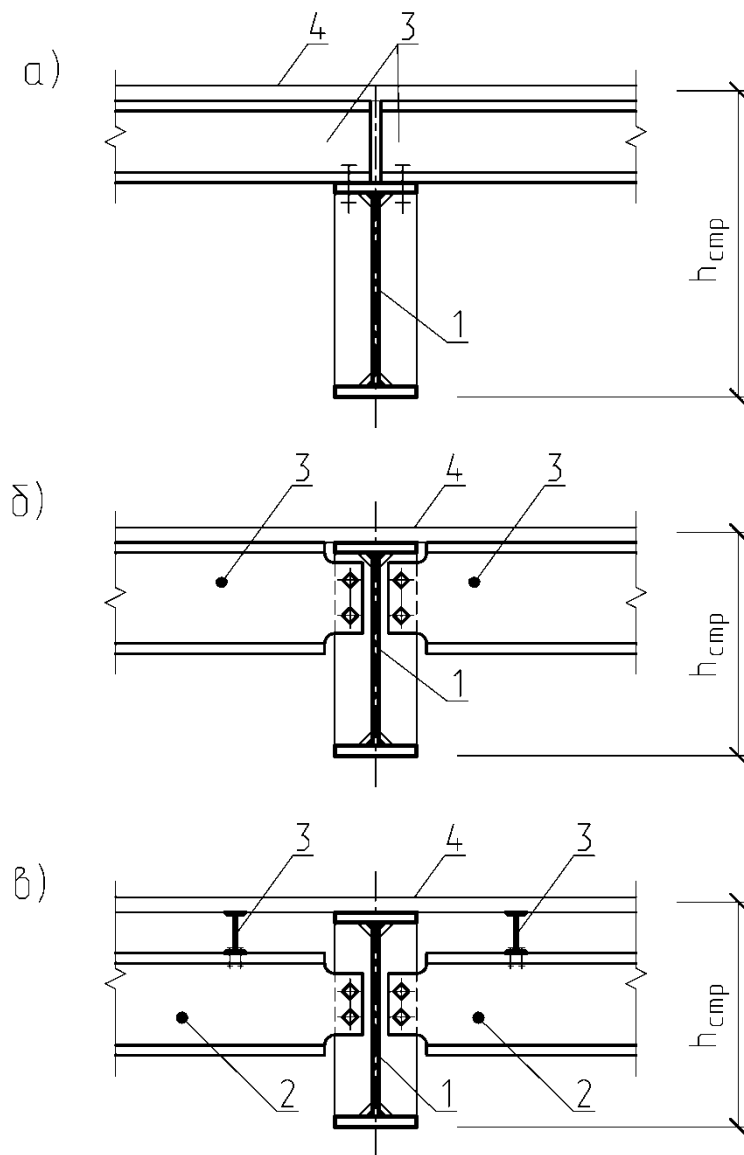


Рисунок 8.3. Схемы сопряжений балок:  
 а) – этажное сопряжение; б) – сопряжение в одном уровне;  
 в) – пониженное сопряжение; 1 – главные балки;  
 2 – вспомогательные балки; 3 – балки настила; 4 – настил

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.

Толщину стального и железобетонного монолитного настилов определяют расчетом. В курсовом проекте рекомендуемая толщина настила в

зависимости от шага балок и временной полезной нормативной нагрузки приведена в таблицах 1 и 2 приложения 1.

Балки настила можно проектировать разрезными и неразрезными. Последняя статическая схема удобна при этажном сопряжении балок (см. рис. 8.3, 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 8.2, 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 (рис. 8.4).

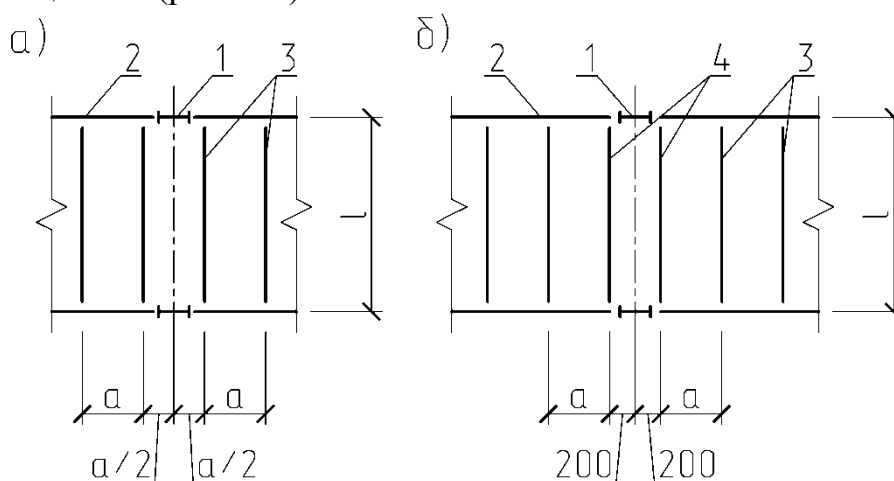


Рисунок 18.4. Размещение балок настила при установке главных балок на колонны сверху:

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.

### 8.1.1. Расчет прокатных балок.

Расчет на прочность балок (кроме балок с гибкой стенкой), изгибаемых в одной из главных плоскостей, следует выполнять в соответствии с 5.12 [8] по формуле

$$\frac{M}{W_{n,\min} R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (8.1)$$

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 полок 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:

$$\frac{M}{c_1 W_{n,\min} R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (8.2)$$

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

$c_1$  – коэффициент, принимаемый не менее единицы и не более коэффициента «с» по таблице 66 [8].

На первом этапе расчета балок настила расчетные усилия разрешается определять

$$M = \alpha \cdot M_0 \text{ и } Q = \alpha \cdot Q_0;$$

где  $M_0$  и  $Q_0$  – 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 «с<sub>1</sub>» 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 8.1 или 8.2.

Проверку прочности прокатных балок на сдвиг в соответствии с 5.12 [8] выполняется по следующей формуле:

$$\frac{Q \cdot S}{I \cdot t_w R_s \cdot \gamma_c} \leq 1 \quad (8.3)$$

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 подобраным удовлетворительно, если отношение усилий по формуле 8.1 или 8.2 и 8.3 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

$$f_{\max} = \frac{5q_n l^4}{384 E J} \leq f_u, \quad (8.4)$$

где  $q_n$  - нормативная нагрузка;

$l$  - пролет балки;

$f_u$  - предельное значение прогиба, принимаемое по приложению 3 [11].

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 ( $l_{ef}/b_f$ ), определяемых по формулам таблицы 8 [8].

Если эти требования не выполняются, то проверку общей устойчивости балок необходимо вести в соответствии с 5.15[8].

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

## **Тема 8.2. Проектирование составных балок**

**8.2.1. Подбор сечения составной балки.** В балочной площадке главные балки, как правило, проектируют из составных сварных двутавров симметричного сечения (рисунок 8.5), 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.

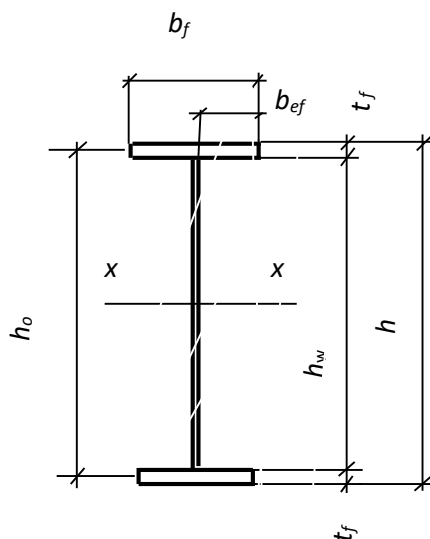


Рисунок 8.5. Сечение составной сварной балки.

### ***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. Нагрузки 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

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

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

$$M = \frac{q_{y\acute{e}a} \cdot l^2}{8}; \text{ и } Q = \frac{q_{y\acute{e}a} \cdot l}{2}, \quad (8.5.)$$

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

$$h_{\min} = \frac{5 R_y \cdot l^2 \cdot (g_n + p_n)}{24 E \cdot f_u (g + p)}, \quad (8.6)$$

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

$$h_{opt} = k \sqrt{\frac{W_{calc.}}{t_w}}. \quad (8.7)$$

где  $W_{calc.} = \frac{M}{R_y \cdot \gamma_c}$  – 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 :

$$t_w = 7 + \frac{3h}{1000} \text{ (мм)} \quad (8.8)$$

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 8.1.

Таблица 8.1. Рекомендуемые толщины стенок составных балок и их гибкости

$h, \text{м}$	$\leq 1$	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 (см. приложение 3). 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 (рис, 8.5).

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

где  $h$  – высота сечения балки.

Определяют толщину стенки из условия ее работы на срез

$$t_{w.min} = k' \frac{Q}{h_w \cdot R_s \cdot \gamma_c}, \quad (8.9)$$

где  $k' = 1,2$  – при работе на срез всего двутаврового сечения, при опирании балки на колонну сверху по типу, приведенному на рисунке 8.13, 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 8.13, 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 (4.4) 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

$$t_w \geq \frac{h_w}{6} \sqrt{\frac{R_y}{E}}, \quad (8.10)$$

Окончательную толщину стенки  $t_w$  принимают из толщин, полученных по формулам (8.9) и (8.10), 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

$$J_{w,calc} = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12}, \quad (8.11)$$

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

2) момент инерции поясов

$$J_{f,calc} = J_{calc} - J_{w,calc}, \quad (8.12)$$

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  $h_o = h_w + 0,5 (h - h_w)$

$$A_{f,calc} = \frac{2J_{f,calc}}{h_o^2}; \quad (8.13)$$

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

полок

$$t_{f,calc} \geq A_{f,calc} / b_f. \quad (8.14)$$

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

$$\frac{M}{W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1 \quad (8.15)$$

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 (8.15) 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

$$\frac{Q \cdot S_x}{I_w \cdot t_w \cdot R_s \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (8.16)$$

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 (8.16) выполняется после расчета по изменению сечения балки по длине.

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

### **8.2.2. 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 8.6, 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 8.6, 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 8.6, 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

$$M_1 = q \cdot x(l-x)/2. \quad (8.17)$$

Поясные листы в месте изменения сечения можно варить прямым швом встык (рисунок 8.7, а) или с применением косо́го шва (рисунок 8.7, б). Если стыковать растянутый пояс прямым швом с выводом начала и конца шва на технологические планки с применением физических методов контроля или же выполнять косо́й (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

$$W_{calc,1} = \frac{M_1}{R_{wy} \cdot \gamma_c}. \quad (8.18)$$

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

$$b_{f,1} \geq \frac{A'_{f,calc}}{t_f}. \quad (8.19)$$

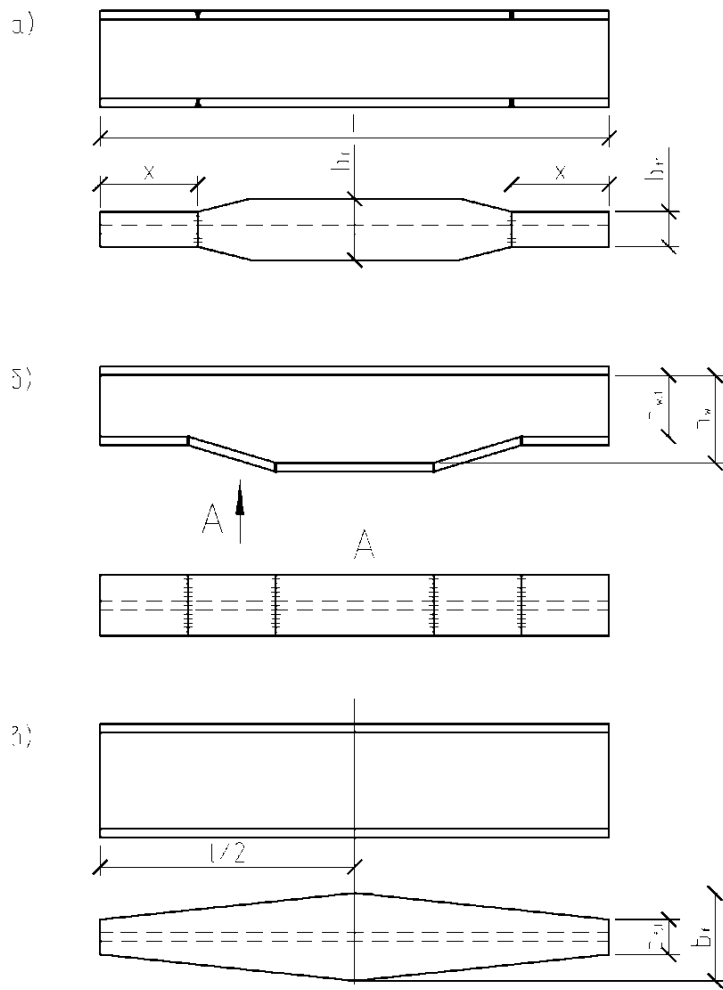


Рисунок 8.6.. Изменения сечений балок:  
 а) – изменение ширины полок; б) – изменение высоты стенки;  
 в) – непрерывное изменение ширины поясов.

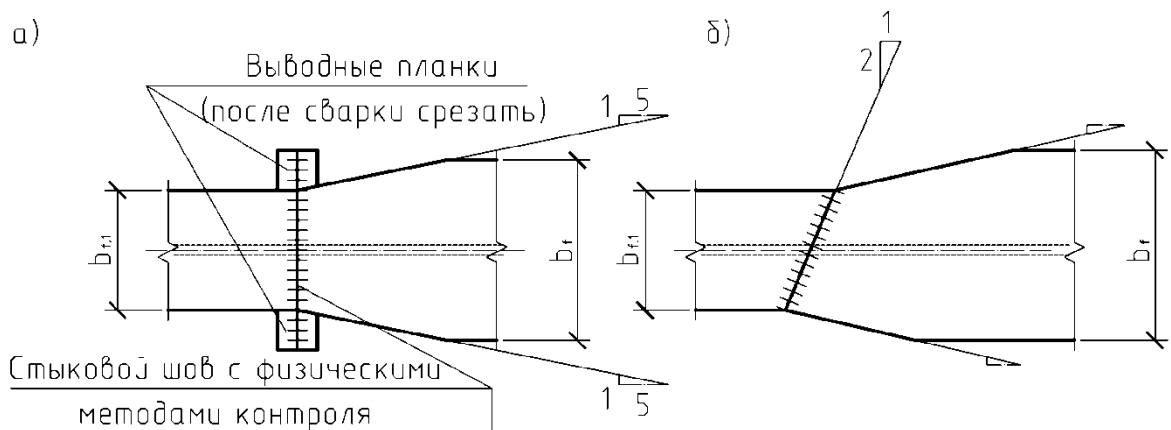


Рисунок 8.7. Конструкция стыка нижнего пояса (растянутого):  
 а) – с прямым швом при применении физических методов контроля (с выводом концов шва на выводные планки); б) – с косым равнопрочным швом.

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

подсчитанная по формуле (8.19), 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 8.8). Наиболее неблагоприятным является сечение стенки в уровне поясных швов в месте соединения полок со стенкой.

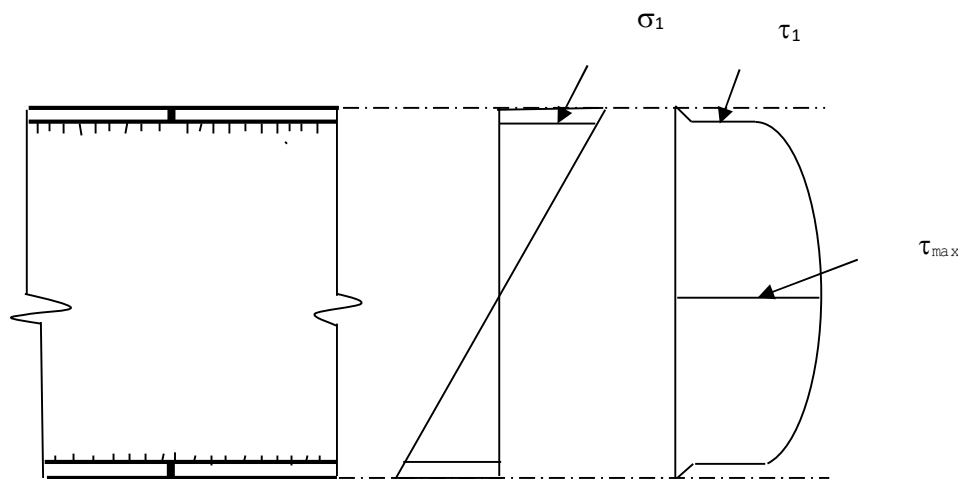


Рисунок 8.8. Напряженное состояние стенки.

Проверку прочности стенки по приведенным напряжениям производят по формуле

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau_1^2} \leq 1,15 R_y \gamma_c, \quad (8.20)$$

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

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  $Q_{\max}$

$$\frac{Q_{\max} \cdot S_x}{I_{x,1} \cdot t_w \cdot R_s \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (8.21)$$

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 сечении 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 8.4.

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

$$f_{\max} = \frac{1}{54} \cdot \frac{q_n l^4}{384} \left( \frac{13}{EJ_{x,1}} + \frac{257}{EJ_x} \right) \leq f_u, \quad (8.22)$$

где  $J_x$  и  $J_{x,1}$  – моменты инерции полного и измененного сечений балки;  $t_u$  – предельное значение прогиба, принимаемое по нормативной литературе .

### 8.2.3. 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 (формула 35 [8])

$$\frac{l_{ef}}{b_f} \leq \left[ \frac{l_{ef}}{b_f} \right] = \left[ 0,35 + 0,0032 \frac{b_f}{t_f} + \left( 0,76 - 0,02 \frac{b_f}{t_f} \right) \frac{b_f}{h_0} \right] \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (8.23)$$

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

Формула (8.23) 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

$$\frac{M}{W_c \varphi_b R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (8.24)$$

где  $W_c$  – момент сопротивления для сжатого пояса;

$\varphi_b$  – коэффициент, определяемый по 5.15 [8].

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.

#### 8.2.4. 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:

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (8.25)$$

где  $b_{ef}$  – расчетная ширина свеса поясных листов, которая принимается равной расстоянию от грани стенки до края поясного листа (полки) (см. рисунок 8.5).

**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 ( $\tau$ ), нормальные напряжения от изгиба ( $\sigma$ ) и нормальные напряжения от локальных воздействий ( $\sigma_{loc}$ ). Потеря местной устойчивости стенки может произойти отдельно от действия касательных  $\tau$ , нормальных  $\sigma$  и местных сжимающих  $\sigma_{loc}$  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 8.9).

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 их прокатных профилей – расстоянию между началами внутренних закруглений.

В соответствии с 7.10 [8], 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. 8.9).

Устойчивость стенки балки, укрепленной поперечными основными ребрами жесткости, будет обеспечена, если при соблюдении для стенки условия прочности по приведенным напряжениям (формула 8.20) 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.

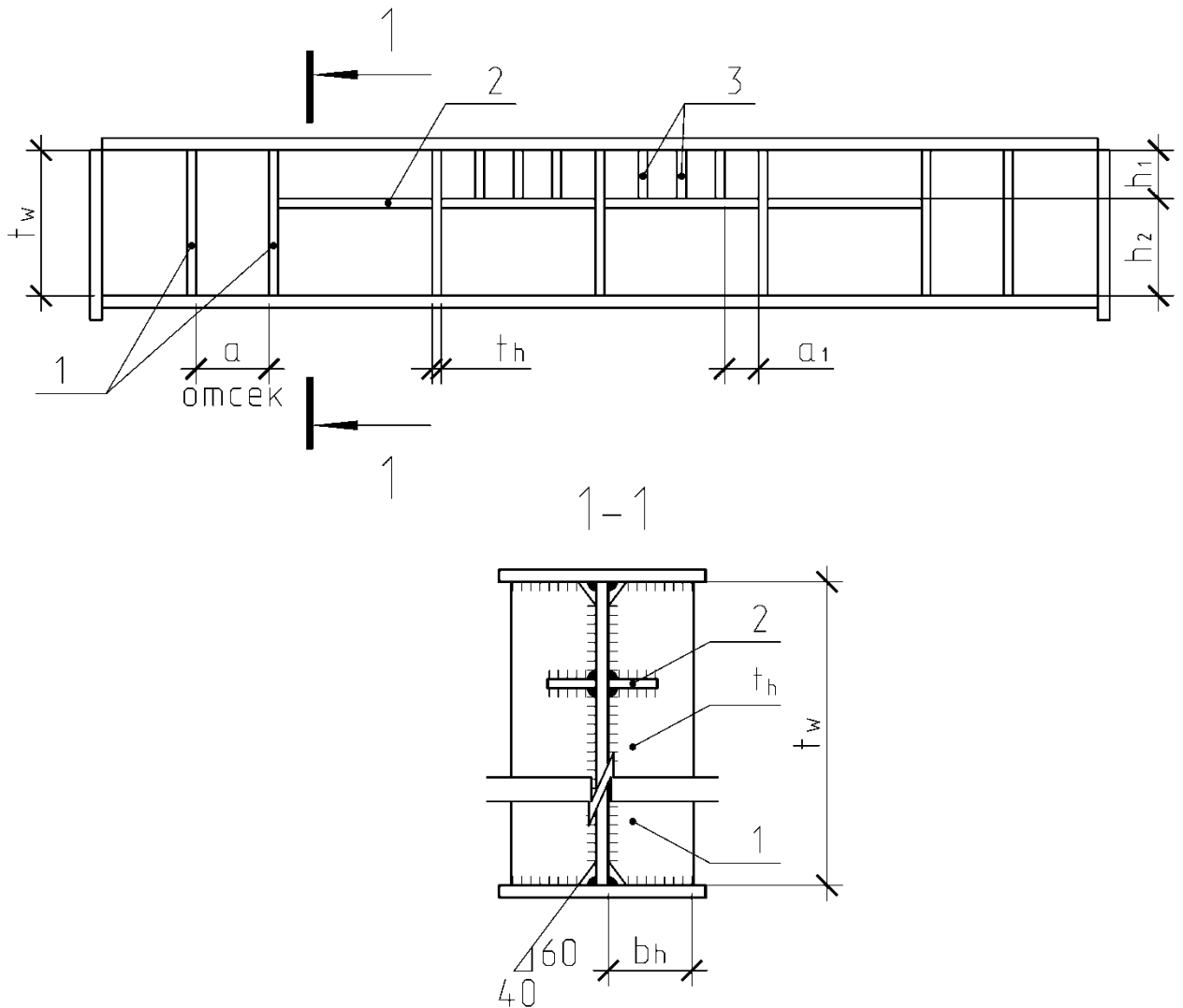


Рисунок 8.9. Ребра жесткости в составной балке:  
 1 – основные поперечные ребра; 2 – продольные ребра;  
 3 – дополнительные поперечные ребра

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 ( $\sigma_{loc} = 0$ )

$$\sqrt{(\sigma / \sigma_{cr})^2 + (\tau / \tau_{cr})^2} \leq \gamma_c, \quad (8.26)$$

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;

$\gamma_c$  – 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. 8.9). Расчетные сечения балки для отсеков с различным соотношением шага ребер  $a$  и высоты стенки  $h_w$  следует принимать по рисунку 8.10. Если длина отсека больше его расчетной высоты, то  $M$  и  $Q$  следует вычислять для более напряженного участка с длиной, равной высоте отсека.

Критические нормальные ( $\sigma_{cr}$ ) и касательные ( $\tau_{cr}$ ) напряжения, являющиеся критерием оценки местной устойчивости стенки, зависящей от геометрических размеров отсека, степени защемления стенки поясами, настилом и прочностных свойств стали, определяют в соответствии с 7.4 [8].

Критические нормальные напряжения в рассматриваемом отсеке балки определяют по формуле

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} R_y}{\lambda_w^2}. \quad (8.27)$$

Коэффициент  $c_{cr}$  для сварных составных балок определяется по табл. 8.2 в зависимости от значений  $\delta$

$$\delta = \beta \left( \frac{t_f}{t_w} \right)^3 \frac{b_f}{h_{ef}}, \quad (8.28)$$

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 8.2 Значения коэффициента  $c_{cr}$

$\delta$	$\leq 0,8$	1,0	2,0	4,0	6,0	10,0	$\geq 30$
$c_{cr}$	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

$$\tau_{cr} = 10,3 \left( 1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \frac{R_s}{\lambda_{ef}^2}, \quad (8.29)$$

где

$$\bar{\lambda}_{ef} = \frac{d}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}; \quad (8.30)$$

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

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

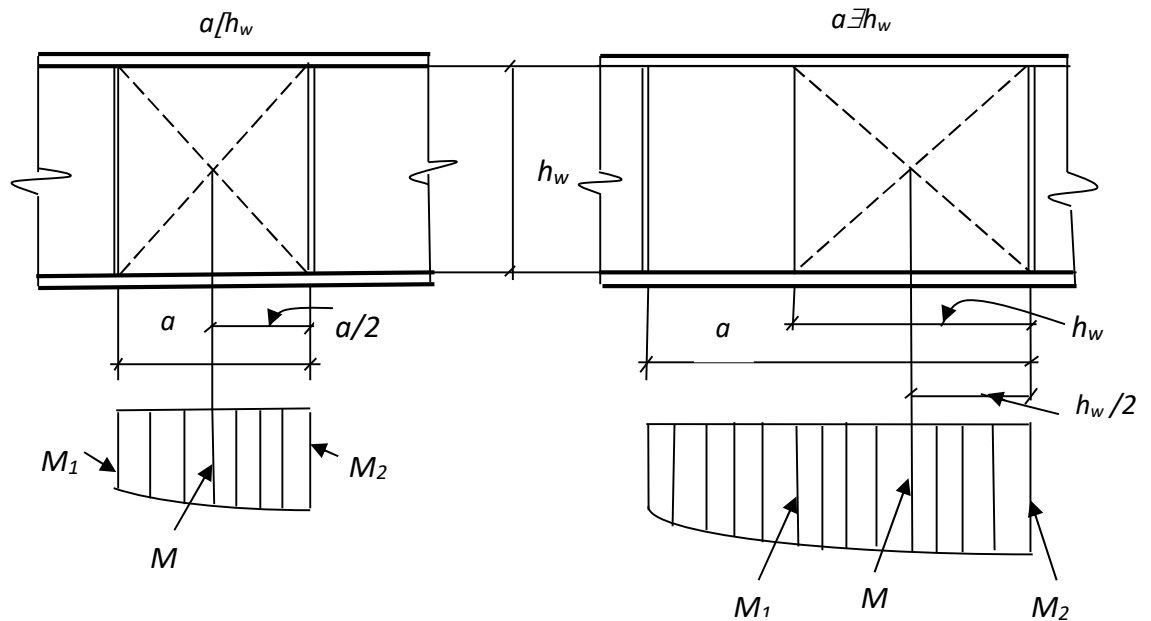


Рисунок 8.10. К определению расчетного изгибающего момента.

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

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

$$\tau_{cr} = 10,3 \frac{R_s}{\lambda_{ef}^2}. \quad (8.31)$$

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 8.11).

Сварные швы назначаются обычно конструктивно (по таблице 38 [8]). При статической нагрузке поперечные ребра привариваются и к поясам балок.

Торцы ребер должны иметь скосы с размерами 40x40мм или 40x60мм для снижения концентрации сварочных напряжений и пропуска поясных швов (рисунок 8.11).

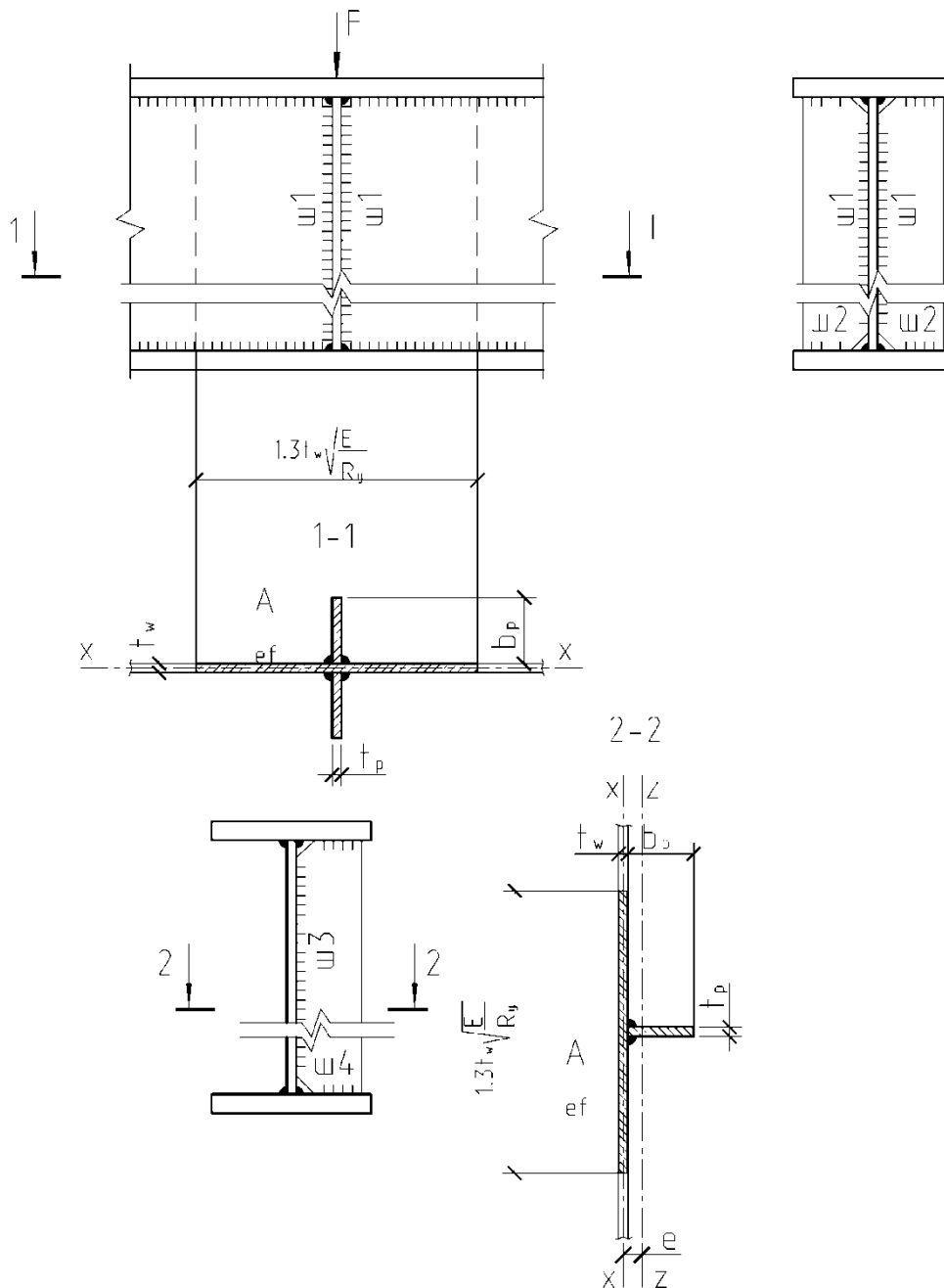


Рис. 8.11. Поперечные ребра жесткости:  
а) – парные ребра; б) – одностороннее ребро

### 8.2.5. Расчет соединения поясов со стенкой

В балках составного сечения соединения поясов со стенкой обычно выполняют с двусторонними или, реже, односторонними угловыми швами (рисунок 8.12).

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

$$T = \frac{Q_{\max} \cdot S_f}{I_x}, \quad (8.32)$$

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. 8.12, 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 8.12, 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 по таблице 55 [7] 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:

$$\frac{T}{n \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} \leq 1 \quad (8.33)$$

где  $n$  – количество угловых поясных швов ( $n = 2$  – при двусторонних и  $n = 1$  – при односторонних швах (рисунок 8.12)).

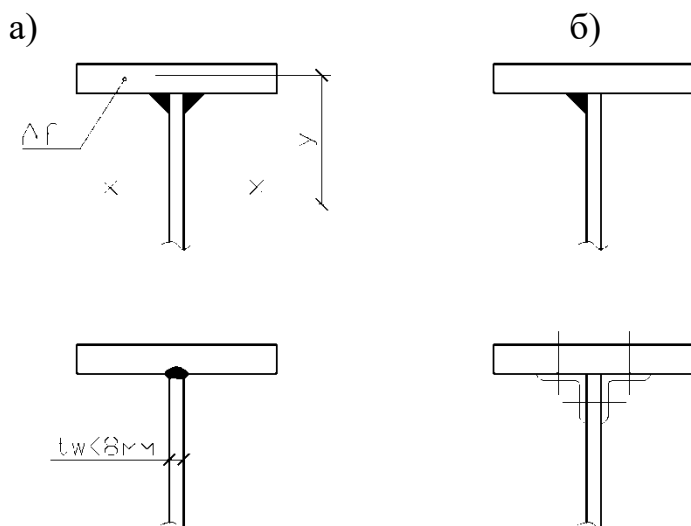


Рисунок 8.12. Узлы соединения полки со стенкой балки составного сечения.

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 (8.33) следует вместо  $\beta_f$ ,  $R_{wf}$ ,  $\gamma_{wf}$  подставить  $\beta_z$ ,  $R_{wz}$ ,  $\gamma_{wz}$ .

где  $R_{wf}$  – расчетное сопротивление металла сварного шва (см. таблицу 56 [8]);

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

$R_{un}$  – нормативное сопротивление стали (см. таблицу 51 [8]);

$\beta_f$ ,  $\beta_z$  – коэффициенты, принимаемые для стали: с пределом текучести  $\sigma_m \leq 580$  МПа по таблице 34 [8]; 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 по таблице 38 [8] в зависимости от максимальной толщины свариваемых элементов  $t$ , мм;

$\gamma_{wf}$ ,  $\gamma_{wz}$  – коэффициенты условий работы шва, равные 1,0 во всех случаях, кроме случаев, приведенных в 11.2\* [8].

### 8.2.6. Расчет и конструирование опорных частей составных балок

Сопряжение балок со стальными колоннами осуществляется путем их опирания сверху или примыкания сбоку к колонне (рисунок 8.13).

В практике строительства широко применяется конструктивное решение опорной части балки с торцевым ребром (рисунок 8.13, а, в). Конструктивное решение опорной части с внутренними ребрами (рисунок 8.13, 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

$$t_p = \frac{F}{b_f \cdot R_p \cdot \gamma_c}, \quad (8.34)$$

где  $F$  – опорная реакция балки;

$\gamma_c = 1$  – коэффициент условия работы;

$R_p$  – расчетное сопротивление стали смятию торцевой поверхности (при наличии пригонки), которое определяется по таблице 52, [8] в зависимости от  $R_{ст}$ .

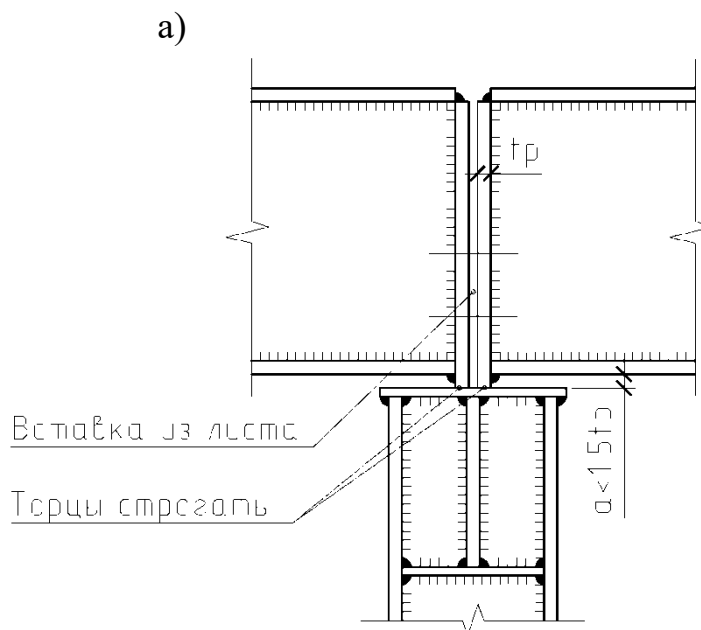


Рисунок 8.13. (начало). Опираие главных балок на колонны:  
а) – сверху, через строгальные опорные ребра балки



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

$$\frac{b'_{ef}}{t_p} \leq (0,36 + 0,1\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (8.35)$$

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  $\lambda_x$ ,

определяемой по формуле (8.37).

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 8.13, 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 :

$$\frac{N}{A_{ef} \cdot \varphi \cdot R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (8.36)$$

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 8.13, 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 8.13, б) с внутренними ребрами, для случая если  $a \leq 0,65 t_w \sqrt{\frac{E}{R_y}}$ ;

$\varphi$  – коэффициент продольного изгиба, определяемый по таблице 72 [8] в зависимости от гибкости  $\lambda_x$  и  $R_y$ ;

где  $\lambda_x = \frac{h}{i_x}$  – гибкость опорной части; (8.37)

$h$  – 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 8.13, 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 8.13, в) определяем по формуле

$$k_{f,min} = \frac{1}{\beta_f} \sqrt{\frac{F}{2 \cdot 85 R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c}} \quad (8.38)$$

Катеты швов (для опорных частей по рисунок 8.13, а, в), прикрепляющих опорное ребро к поясам балки, назначают конструктивно, принимая минимальный катет шва по таблице 38 [8]).

### Тема 8.3. Расчет деталей и узлов составных балок

#### 8.3.1. 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 (рисунок 8.3). Наиболее широко в практике строительства применяется сопряжение балок в одном уровне.

*Расчет сопряжения балок в одном уровне.*

При сопряжении балок в одном уровне (рисунок 8.14, а) количество болтов определяется по формулам:

Для болтов грубой и нормальной точности

$$n_{cal} \geq \frac{1,2F_1}{N_{b,min}}; \quad (8.39)$$

где 1,2 – коэффициент, учитывающий частичное заземление 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

$$N_b = R_{bp} \cdot \gamma_b \cdot d \cdot t_{min}; \quad (8.40)$$

при работе на срез

$$N_b = R_{bs} \cdot \gamma_b \cdot \frac{\pi d^2}{4} n_s, \quad (8.41)$$

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 ( $t_w$ );

$\gamma_b$  – 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, устанавливаемые по таблицам 58, 59 [8], соответственно.

Количество болтов при сопряжении балок в одном уровне

(рисунок 8.14, а)) обычно принимается не более 4. Размещение болтов выполняют в соответствии с требованиями таблицы 39 [8] и, как правило, расстояния между болтами принимают близкими к минимальному (с округлением до 5мм). При большом количестве болтов целесообразно перейти к сопряжению балок на сварке (рисунок 8.14, б, в) или с применением опорных столиков (рисунок 8.14,г-е). Расчет сварных соединений выполняют угловыми швами, которые рассчитывают на опорную реакцию балок настила.

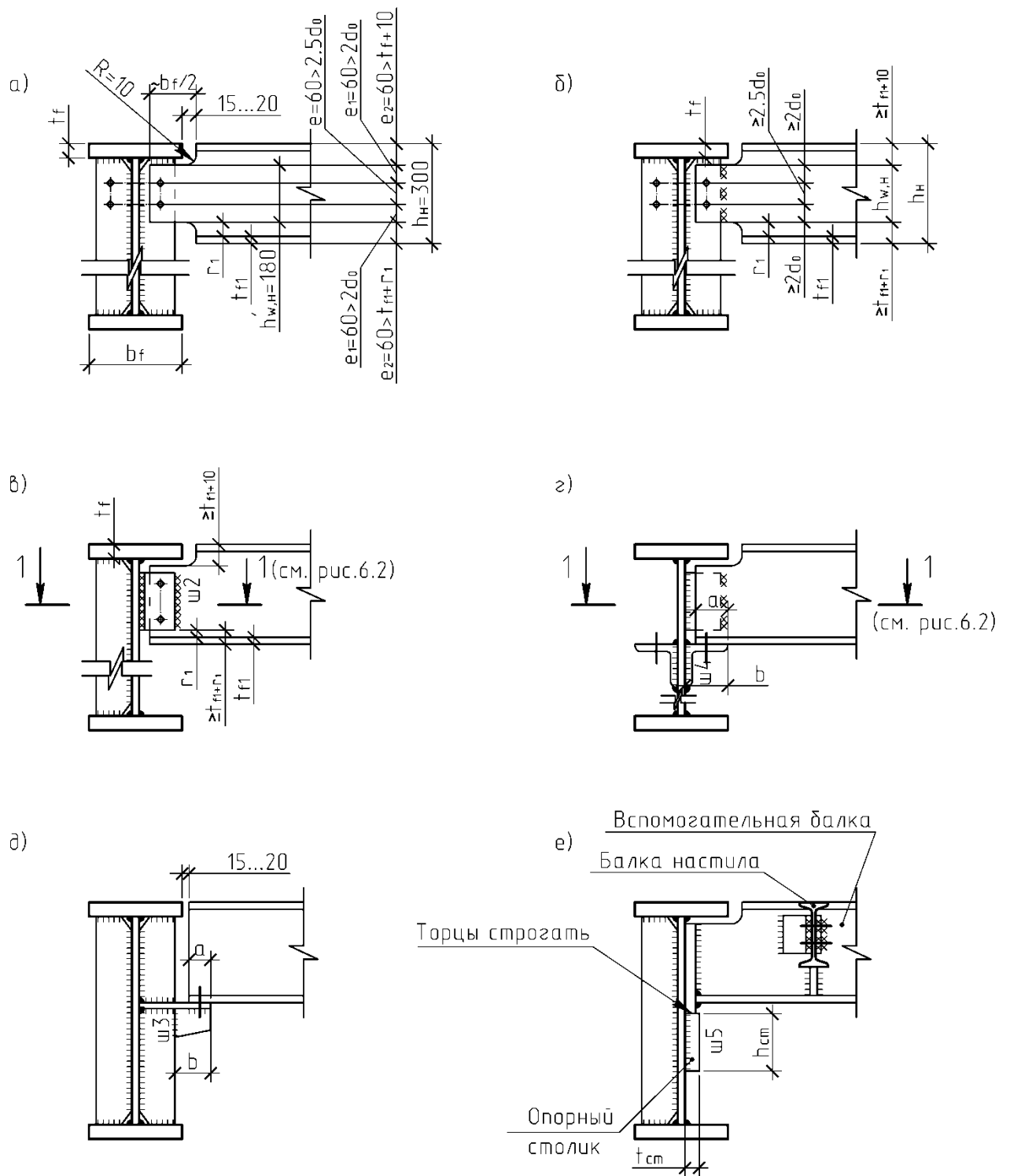


Рис.8.14. Шарнирные узлы сопряжений балок в одном уровне:  
 а) – к поперечному ребру жесткости главной балки на болтах;  
 б) – то же, на монтажной сварке; в) – к стенке главной балки;  
 г), д) – к монтажным столикам.

При креплении балки настила к поперечному ребру жесткости главной балки на монтажной сварке (рисунок 8.14, б) или к стенке главной балки (рисунок 8.14, 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

$$k_f \geq \frac{1,2F_1}{\beta_f l_w R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c}, \quad (8.42)$$

где  $R_{wf}$  – расчетное сопротивление сварного шва срезу по металлу шва. Если  $\beta_z R_{wz} < \beta_f R_{wf}$  в формуле (8.42) следует вместо  $\beta_f$ ,  $R_{wf}$ ,  $\gamma_{wf}$  подставить  $\beta_z$ ,  $R_{wz}$ ,  $\gamma_{wz}$ .

При вырезе полок в балках настила (рисунок 8.14, а-в) необходимо выполнить проверку прочности ослабленного сечения по касательным напряжениям (в опорных участках) по формуле

$$\tau = \frac{Q_{max}}{A_{nt}} \leq R_s \gamma_c, \quad (8.43)$$

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.



## **Раздел IX. ЦЕНТРАЛЬНО СЖАТЫЕ КОЛОННЫ.**

### **Тема 9.1. Общая характеристика, расчет сплошных колонн.**

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 сжатые колонны применяются для поддержания междуэтажных перекрытий и покрытий зданий, в рабочих площадках, путепроводах, эстакадах и т. п. Колонна состоит из трех частей (рис. 9.1): *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. 9.2, 9.3) или сквозными, состоящими из двух ветвей, соединенных решеткой (см. рис. 9.6).

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. 9.2 и 9.3.

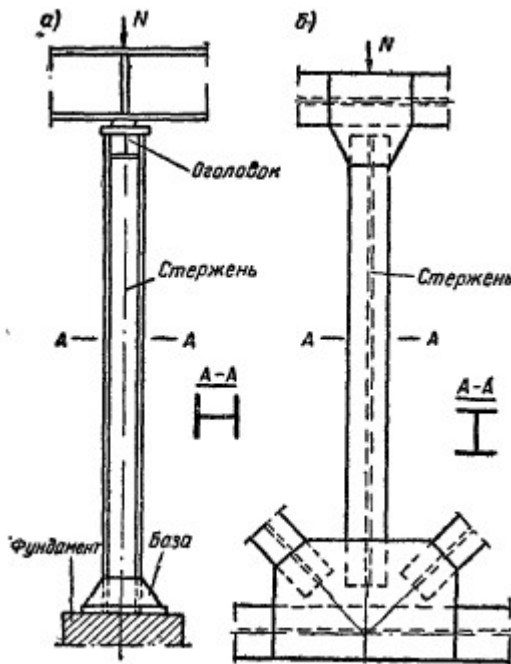


Рис.9.1 Элементы , работающие на центральное сжатие

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. 9.2, а)) это условие не соблюдается, поскольку у них радиусы инерции относительно осей разные. Так для двутавра (табл.9.1)  $i_x \approx 0,43h$  , 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 неприменяемым.

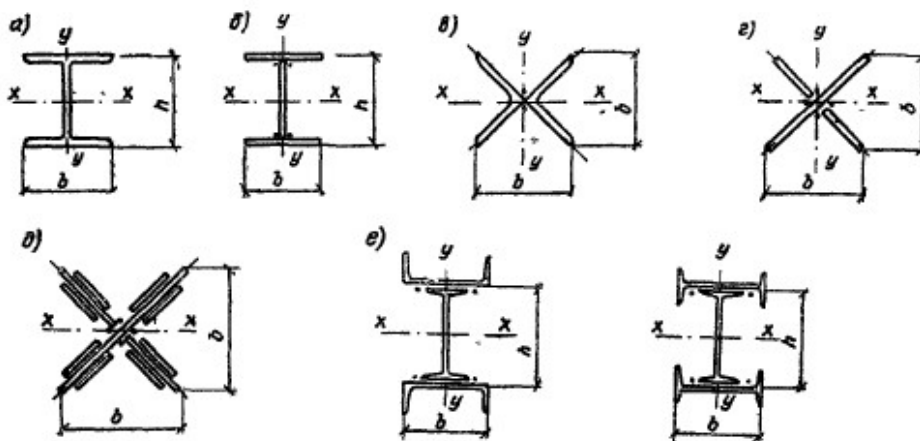


Рис. 9.2 Открытые сечения сплошных стержней

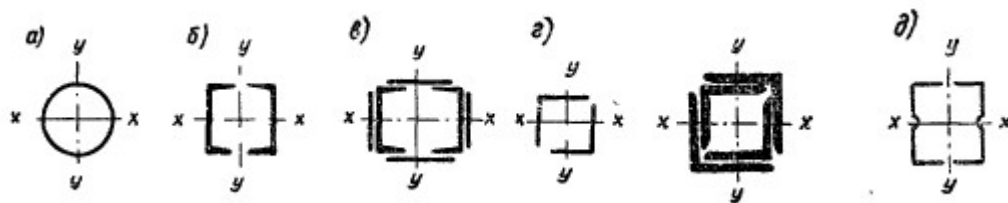
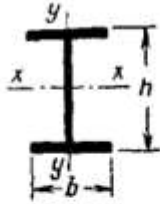
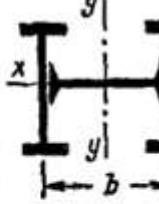
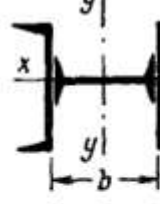
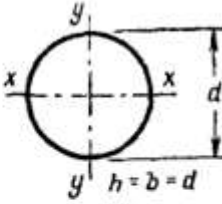


Рис. 9.3 Закрытые сечения сплошных стержней

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 9.1 Приближенные значения радиусов сечения сплошных колонн

$$(i_x \approx \alpha_x h \text{ и } i_y \approx \alpha_y b)$$

Сечение				
$\alpha_x$	0,42	0,32	0,32	0,33
$\alpha_y$	0,24	0,49	0,58	0,33

Сварные колонны (рис. 9.2, 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. 9.2, в) и г)), для увеличения прочности их можно усилить дополнительно листами (рис. 9.2, 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. 9.3, в), г)).

Весьма рациональны колонны трубчатого сечений (рис. 9.3, 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 оголовок и сбоку (рис.9.4).

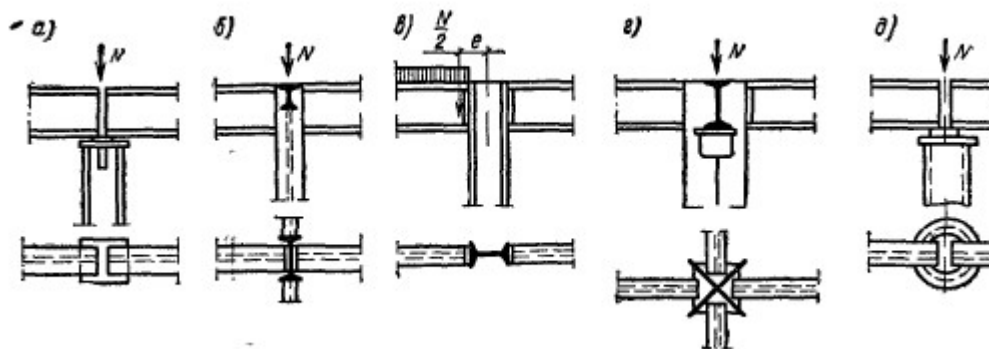


Рис. 9.4 Схемы сопряжения балок с колонной






При одноярусных колоннах балки или другие конструкции могут опираться сверху (рис. 9.4,а д)). Такое соединение, при защемленных внизу колоннах, удобно при монтаже, осуществляется четкая передача нагрузки от выше лежащих конструкций на оголовок; 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. 9.4, 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;  $\mu$  - коэффициент расчетной длины, зависит от закрепления концов стержня, принимается по табл. 9.2.

Таблица 9.2 Коэффициент расчетной длины  $\mu$  для стержней постоянного сечения

Схема закрепления концов стержня					
Коэффициент расчетной длины $\mu$	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. 9.4, 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. 9.4, в)).

### 9.1.1. Подбор сечения сплошной колонны.

Сечение колонны, чаще всего, проектируют в виде сварного двутавра с  $h \geq b_f$  (рис. 9.5).

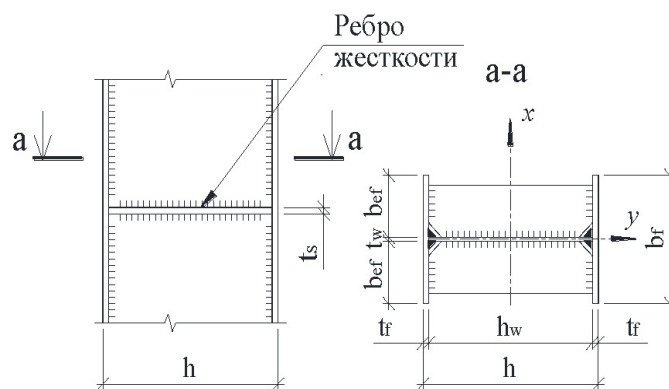


Рис. 9.5. Стержень колонны сплошного сечения:

$h$  – высота сечения колонны;  $b_f, t_f$  – ширина и толщина полок колонны;  
 $h_w, t_w$  – высота и толщина стенки колонны;  $b_{ef}$  – свес полки

Задавшись типом сечения колонны, определяем требуемую площадь сечения по формуле:

$$A_{cal} = N / (\varphi_l \cdot R_y \cdot \gamma_c) \quad (9.1)$$

где  $N$  – расчетное усилие на колонну;  $R_y$  - принимается в зависимости от марки стали по табл. 51, [8].

В первом приближении для определения  $\varphi_l$  задаются значением гибкости  $\lambda_1$ , 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. Значение  $\varphi_l$  принимают по таблице 72, [8].

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 9.1 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  $b_{cal}$  компоновем 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

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} \quad \text{и} \quad \lambda_y = \frac{l_y}{i_y} \quad (9.2)$$

по  $\lambda_{max}$  по таблице 72 [8] определяем коэффициент  $\varphi_{min}$

Выполняем проверку устойчивости принятого сечения

$$\frac{N}{\varphi_{min} A \gamma_c} \leq R_y. \quad (9.3)$$

Перенапряжение не допускается. Если напряжения  $\sigma$  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.,  $\lambda \leq \lambda_{ef}$ , которую определяют по табл. 19, [8]:  $\lambda_{ef} = 180 - 60\alpha$ , здесь  $\alpha = \frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c}$ .

### **Проверки местной устойчивости элементов сечения колонны**

а) Местная устойчивость полки будет обеспечена, если выполняется условие

(п. 7.23 [8]):

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

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq (0,36 + 0,1\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (9.4)$$

при  $\bar{\lambda} < 0,8$  или  $\bar{\lambda} > 4,0$  в формуле (9.4) принять  $\bar{\lambda} = 0,8$  либо  $\bar{\lambda} = 4,0$  соответственно;

б) местная устойчивость стенки будет обеспечена, если выполняется условие

(п. 7.14 [8]):

$$\frac{h_{ef}}{t_w} \leq \bar{\lambda}_{uw} \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (9.5)$$

где наибольшая условная гибкость стенки  $\bar{\lambda}_{uw}$  равна:

$$\text{при } \bar{\lambda} < 2,0, \quad - \quad \bar{\lambda}_{uw} = 1,30 + 0,15\bar{\lambda}^2;$$

$$\text{при } \bar{\lambda} \geq 2,0, \quad - \quad \bar{\lambda}_{uw} = 1,20 + 0,35\bar{\lambda}, \quad \text{но не более } 2,30;$$

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 отправочный элемент (для сварного двутавра  $h_{ef} = h_w$ ). Размеры парных поперечных ребер жесткости принимают следующими:

ширина ребра

$$b_h \geq \frac{h_{ef}}{30} + 40 \text{ мм}; \quad (9.6)$$

толщина ребра

$$t_s \geq 2b_h \sqrt{\frac{R_y}{E}}, \quad (9.7)$$

но не менее 6 мм.

Недонапряжение в стержне колонны не должно превышать 5 %. Перенапряжение не допускается.

## Тема 9.2. Конструкция и расчет сквозных колонн

Стержень сквозной колонны состоит из двух или нескольких ветвей, соединенных планками или решеткой.

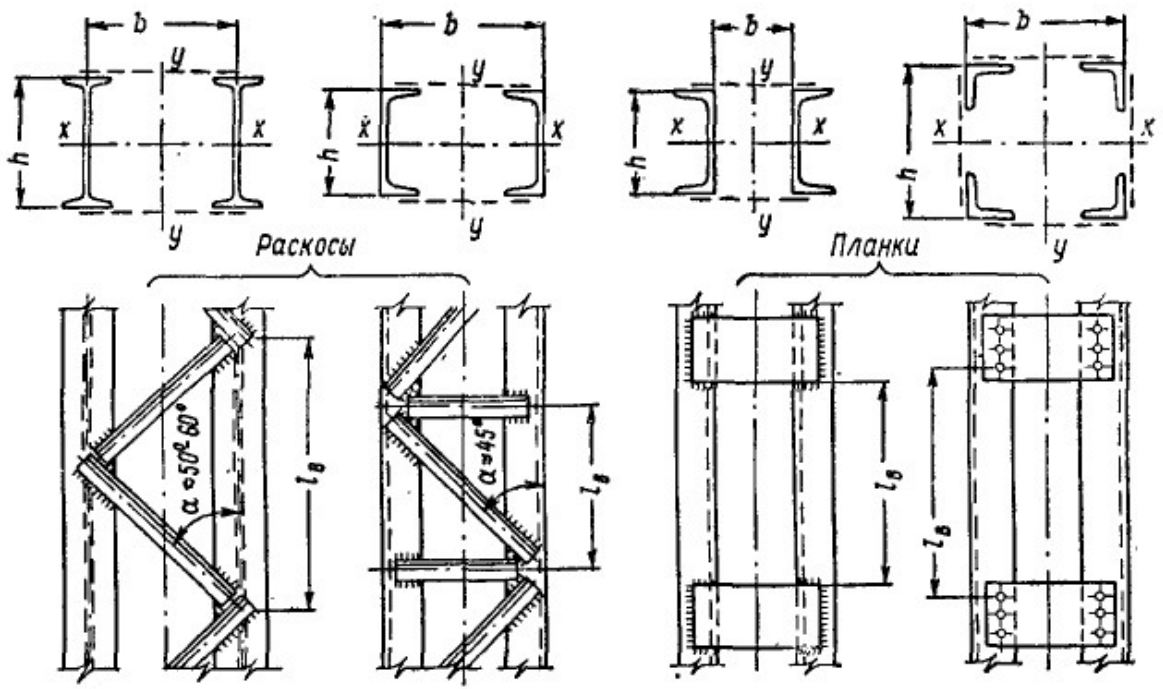


Рис. 9.6. Сечения сквозных колонн с ветвями из двутавров, швеллеров и уголков.

Наиболее широко применяются колонны с ветвями из прокатных швеллеров или двутавров, соединенных в плоскостях полок ветвей планками или (рис. 9.6). 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

$$\sigma_x = \frac{N}{\varphi_x A \gamma_c} \leq R_y. \quad (9.8)$$

Расчет на устойчивость относительно свободной оси  $y-y$  также ведется по формуле (9.8) с заменой  $\varphi_x$  на  $\varphi_y$ , где  $\varphi_y$  определяется по приведенной гибкости, определяемой в зависимости от типа сечения и соединительной решетки по таблице 7, [8]. На рис. 9.7 приведена колонна сквозного сечения с планками.

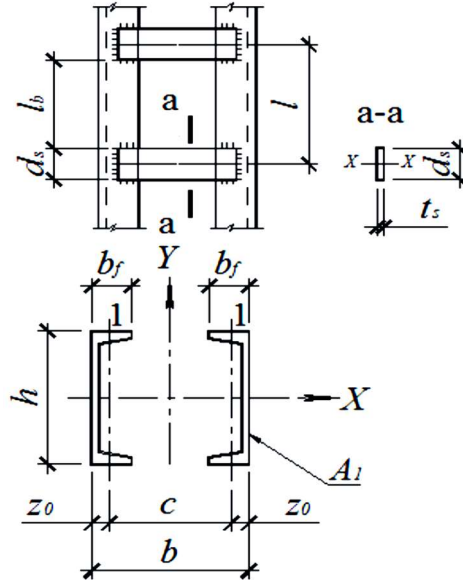


Рис. 9.7. Стержень колонны сквозного сечения:

$b$  – 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 табл. 7, [8]:

$$\text{при } \frac{I_s l}{I_b b} < 5 \quad \text{равно} \quad \lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + 0,82\lambda_1^2(1+n)}; \quad (9.9)$$

$$\text{при } \frac{I_s l}{I_b b} \geq 5 \quad \text{равно} \quad \lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2}, \quad (9.10)$$

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  $l-l$  (принимается не более 40);

$n = \frac{I_b b}{I_s l}$  – 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

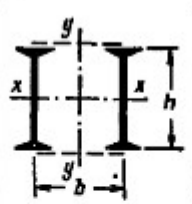
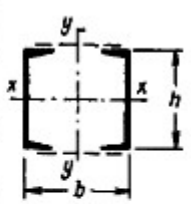
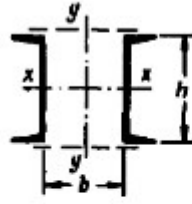
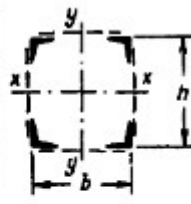
$$b \geq 1,3 \frac{l_{ef,y} \alpha_x}{l_{ef,x} \alpha_y} h, \quad (9.11)$$

где  $\alpha_x$  и  $\alpha_y$  – коэффициенты, принимаемые по табл. 9.3;

$l_{ef,x}$  и  $l_{ef,y}$  – расчетные длины колонны относительно осей  $x$  и  $y$ .

Таблица 9.3. Приближенные значения радиусов инерции сквозных колонн

$$(i_x = \alpha_x h, \quad i_y = \alpha_y b)$$

Сечение				
$\alpha_x$	0,41	0,39	0,33	0,43
$\alpha_y$	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;

$A, A_1$  – площадь сечения всей колонны и ее одной ветви;

$c$  – расстояние между центрами тяжести ветвей.

Таким образом, чтобы определить значение приведенной гибкости и выполнить проверку устойчивости колонны относительно свободной оси, необходимо выполнить расчет планок или решетки.

**9.2.1. Расчет планок сквозной колонны.** Расчет планок выполняют на условную поперечную силу, определяемую по формуле (см. п. 5.8, [8])

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \left( 2330 - \frac{E}{R_y} \right) \frac{N}{\varphi}, \quad (9.12)$$

где  $N$  – продольное усилие в составном стержне;

$\varphi$  – коэффициент продольного изгиба, принимаемый для составного стержня в плоскости соединительных элементов (относительно оси  $y$ ).

Условная поперечная сила распределяется поровну между планками, лежащими в плоскостях, перпендикулярных свободной оси, т. е.  $Q_s = 0,5 Q_{fic}$ .

Расчет планок и их прикреплений ведут как элементов безраскосных ферм.

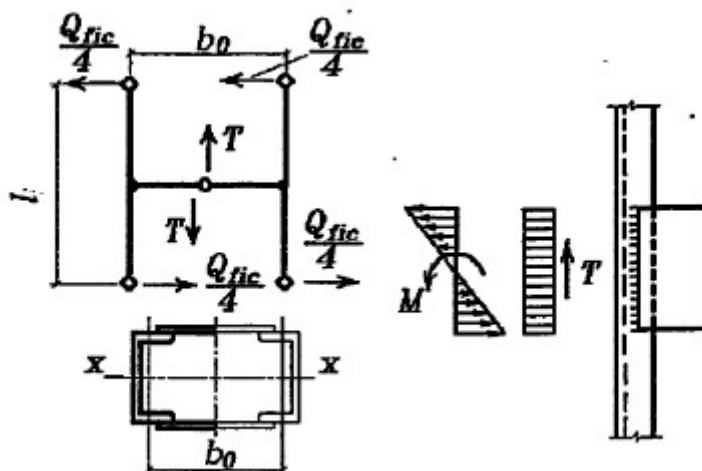


Рис.9.8 К расчету планок

Расчетные усилия для проверки прочности планки и сварных швов можно определить из условия равновесия (рис 9.8). 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

$$\frac{Q_{fic}}{4} l = T \frac{b_0}{2},$$

определим силу, срезающую планку:

$$T = \frac{Q_{fic} l}{2b_0}, \quad (9.13)$$

и момент, изгибающий планку в ее плоскости:

$$M = T \frac{b_0}{2} = \frac{Q_{fic} l}{4}. \quad (9.14)$$

Планки работают на изгиб и срез. Проверка прочности соединительных планок выполняется по нормальным и касательным напряжениям, соответственно, на изгиб и срез по формулам :

$$\sigma = 6 \cdot M / t \cdot d^2 \leq R_y \gamma_c, \quad \text{и} \quad \tau = T / t \cdot d \leq R_s \gamma_c. \quad (9.15)$$

Проверка швов, прикрепляющих каждый конец планки к ветвям колонны, производится на равнодействующие напряжения от изгиба  $\tau_M$  и от среза  $\tau_F$ . Если  $\beta_f R_{wf} < \beta_z R_{wz}$  расчет ведем по металлу шва по формуле

$$\tau = \sqrt{\tau_M^2 + \tau_F^2} \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c, \quad (9.16)$$

где  $R_{wf}$ ,  $R_{wz}$  – расчетные сопротивления угловых швов на срез соответственно по металлу шва и металлу границы сплавления;

$\gamma_{wf}$ ,  $\gamma_{wz}$  – коэффициенты условий работы шва;

$\gamma_c$  – коэффициент условия работы, принимаемый по табл. 6 [8].

$\tau_M$  и  $\tau_F$  - 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 (9.16) с заменой  $R_{wf} \gamma_{wf}$  на  $R_{wz} \gamma_{wz}$  и  $\tau_M$  и  $\tau_F$  - рассчитанных по металлу границы сплавления. При расчете швов катет углового шва  $k_f$  принимается не менее катета, согласно табл. 38[8].

Чтобы предотвратить закручивание сквозных колонн, примерно через 3-4м по высоте устанавливают горизонтальные диафрагмы, обычно из листа толщиной 8-12 мм.

**9.2.2. 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.

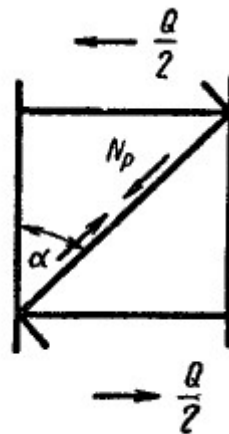


Рис.9.9 К расчету раскосной решетки

Усилие в раскосе и стойке определяется от фиктивной поперечной силы (см.п.9.2.1) (рис.9.9) :

$$N_p = Q_{fic}/2\sin \alpha. \quad \text{и} \quad N_p = Q_{fic}/2. \quad (9.17)$$

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  $\gamma_c$  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. 9.6).

### **Тема 9.3. Конструкция и расчет деталей и узлов колонн**

#### **9.3.1. 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. 9.10).

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. 9.10 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.

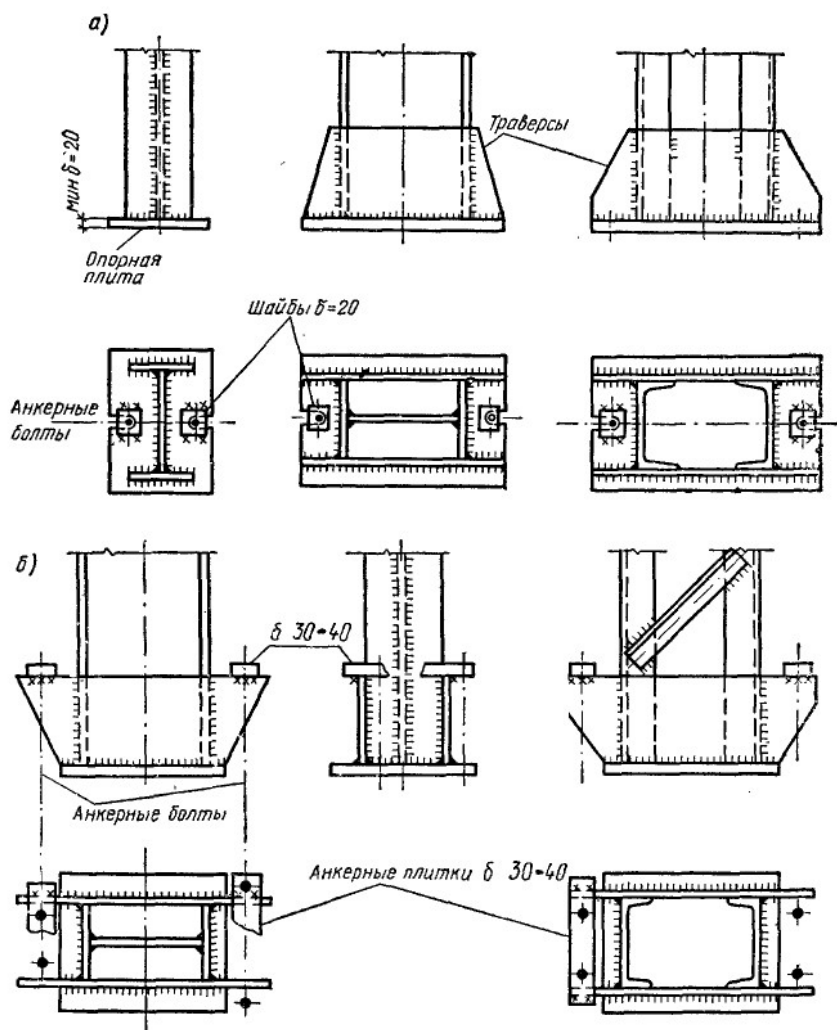


Рис. 9.10 Базы центрально сжатых колонн  
 а) – шарнирные б) – жесткие.

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 траверса 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

$$A_{пл} \geq \frac{N}{f_{суд} \alpha_u}, \quad (9.18)$$

где  $N$  – расчетное усилие в колонне с учетом ее собственного веса;  
 $f_{суд}$  – расчетное сопротивление бетона смятию;

$\alpha_u = 0,75$  – при равномерном смятии.

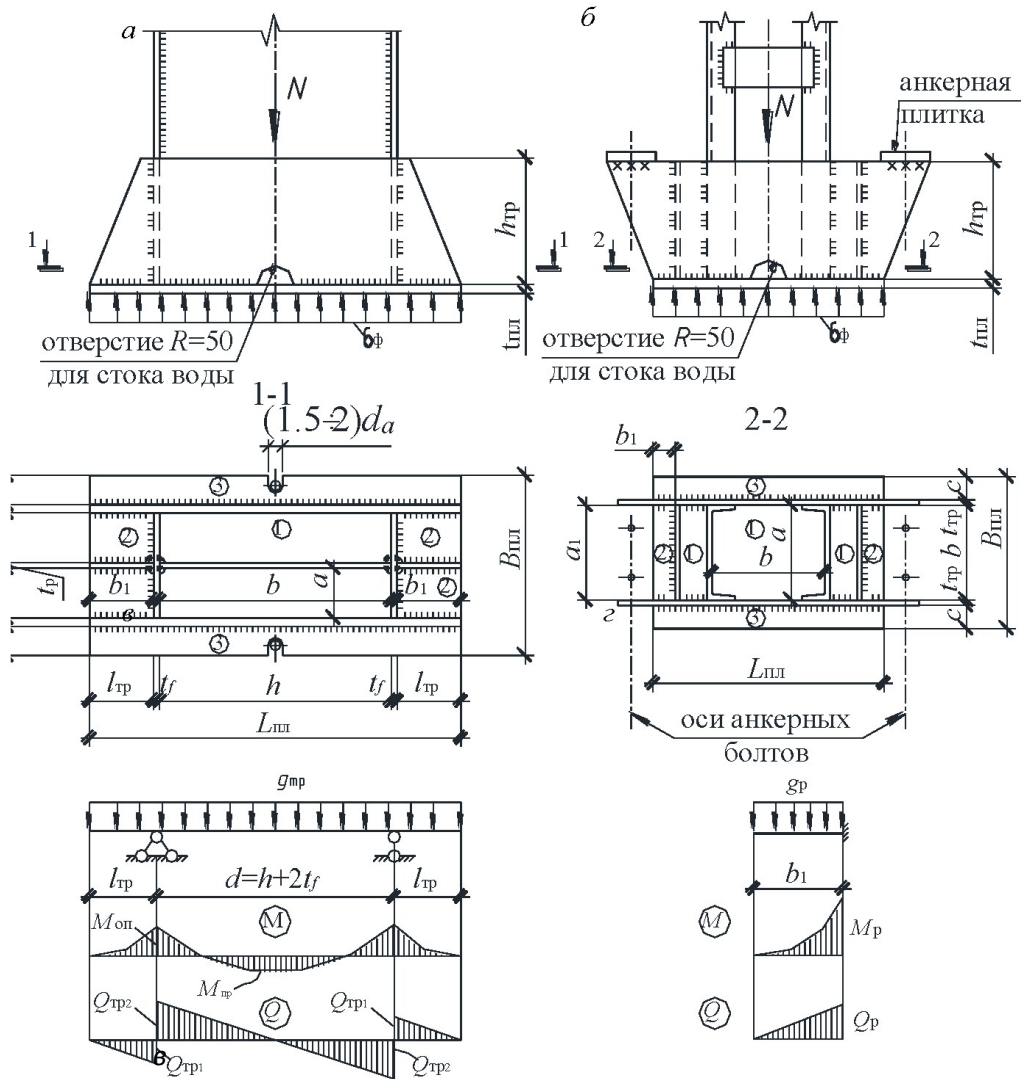


Рис. 9.11 Типы баз колонн:

*а* – при шарнирном закреплении с фундаментом; *б* – при жестком закреплении;

*в, з* – расчетные схемы траверсы и ребра

Назначив ширину опорной плиты

$$B_{пл} = B + 2(t_{гр} + c) \quad (9.19)$$

и зная ее требуемую площадь, определяют длину плиты по формуле

$$L_{пл} \geq \frac{A_{пл}}{B_{пл}}. \quad (9.20)$$

В формуле (9.19) *B*– ширина полки либо ветви колонны;

*t<sub>гр</sub>* = 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  $\sigma_{ф} = \frac{N}{L_{пл}B_{пл}} \leq f_{суд}\alpha_u$ ) 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. 9.11.

Наибольшие изгибающие моменты на полосе единичной ширины в пластинках, опертых на четыре или три стороны соответственно, определяются по формулам

$$M_1 = \alpha \sigma_{ф} a^2; \quad (9.21)$$

$$M_2 = \beta \sigma_{ф} a_1^2, \quad (9.22)$$

где  $a$  – длина короткой стороны участка (контур 1);  $a_1$  – длина свободного края плиты (контур 2);  $\alpha$  и  $\beta$  – коэффициенты, полученные академиком Б. Г. Галеркиным и приведенные в табл. 9.4 и 9.5.

Таблица 9.4.

Значения коэффициента " $\alpha$ " 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
$\alpha$	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 9.5.

Значения коэффициента " $\beta$ " 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
$\beta$	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

$$M_1 = \sigma_{ф} \frac{a^2}{8}. \quad (9.23)$$

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

$$M_2 = \sigma_{\phi} \frac{b_1^2}{2}. \quad (9.24)$$

На консольном участке изгибающий момент определяется по формуле

$$M_3 = \frac{\sigma_{\phi} c^2}{2}. \quad (9.25)$$

По наибольшему из найденных изгибающих моментов определяют толщину плиты:

$$t_{nl} = \sqrt{\frac{6M_{max}}{R_y \gamma_c}} \quad (9.26)$$

где  $\gamma_c$  – по табл. 6 [8];

$R_y$  – расчетное сопротивление стали, принимаемое по табл. 51 [8];

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. 9.11). Обычно толщину принимают в пределах 16–40 мм.

Высоту траверсы определяют из условия работы на срез швов, прикрепляющих траверсу к стержню колонны, по формуле

$$h_{тр} = \frac{N}{n\beta_f(z)k_f R_{wf}(z)\gamma_{wf}(z)\gamma_c} + 0,001 \text{ м} \quad (9.27)$$

где  $n$  – число угловых швов, прикрепляющих траверсу к стержню колонны;

$\gamma_{wf}$ ,  $\gamma_{wz}$  – коэффициенты условий работы соответственно по металлу шва и металлу границы сплавления, принимаемые по п. 11.2 [8];

$R_{wf}$  и  $R_{wz}$  – расчетные сопротивления углового шва по металлу шва и металлу границы сплавления;

$\beta_f$  и  $\beta_z$  – коэффициенты глубины проплавления шва принимают по табл. 34 [8].

Обычно сварку базы выполняют полуавтоматами в струе углекислого газа с использованием проволоки, марку которой выбирают по табл. 55 [8].

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

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W_{тр}} \leq R_y \gamma_c \quad (9.28)$$

$$\tau = \frac{Q_{тр}}{t_{тр} h_{тр}} \leq R_s \gamma_c \quad (9.29)$$

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. 9.11, 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. 9.11, а) равна

$$d_{тр} = C + t_{тр} + 0,5 a_1,$$

а для базы на рис 9.11, б)

$$d_{тр} = 0,5 B_{пл}.$$

Изгибающие моменты на опоре и в пролете и поперечная сила в траверсе

$$M_{оп} = \frac{g_{тр} l_{тр}^2}{2}; \quad (9.30)$$

$$M_{пр} = \frac{g_{тр} d^2}{8} - \frac{g_{тр} l_{тр}^2}{2}; \quad (9.31)$$

$$Q_{тр1} = g_{тр} l_{тр}; \quad (9.32)$$

$$Q_{тр2} = g_{тр} d / 2. \quad (9.33)$$

Аналогично рассчитывают ребра базы, также работающие на изгиб и срез. Расчетная схема ребра приведена на рис. 9.11, 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

$$\tau_w = \sqrt{\tau_M^2 + \tau_Q^2} \leq R_{wf(c)} \gamma_{wf(c)} \gamma_c \quad (9.34)$$

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  $k_f$ .

### 9.3.2. Оголовки колонн

Конструктивное решение оголовка зависит от типа сечения колонн, способа опирания ригелей (сверху или сбоку). На рис. 9.12 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, а на рис. IX.8 (пример 9.4) – опирание балок сбоку на колонну сквозного сечения.

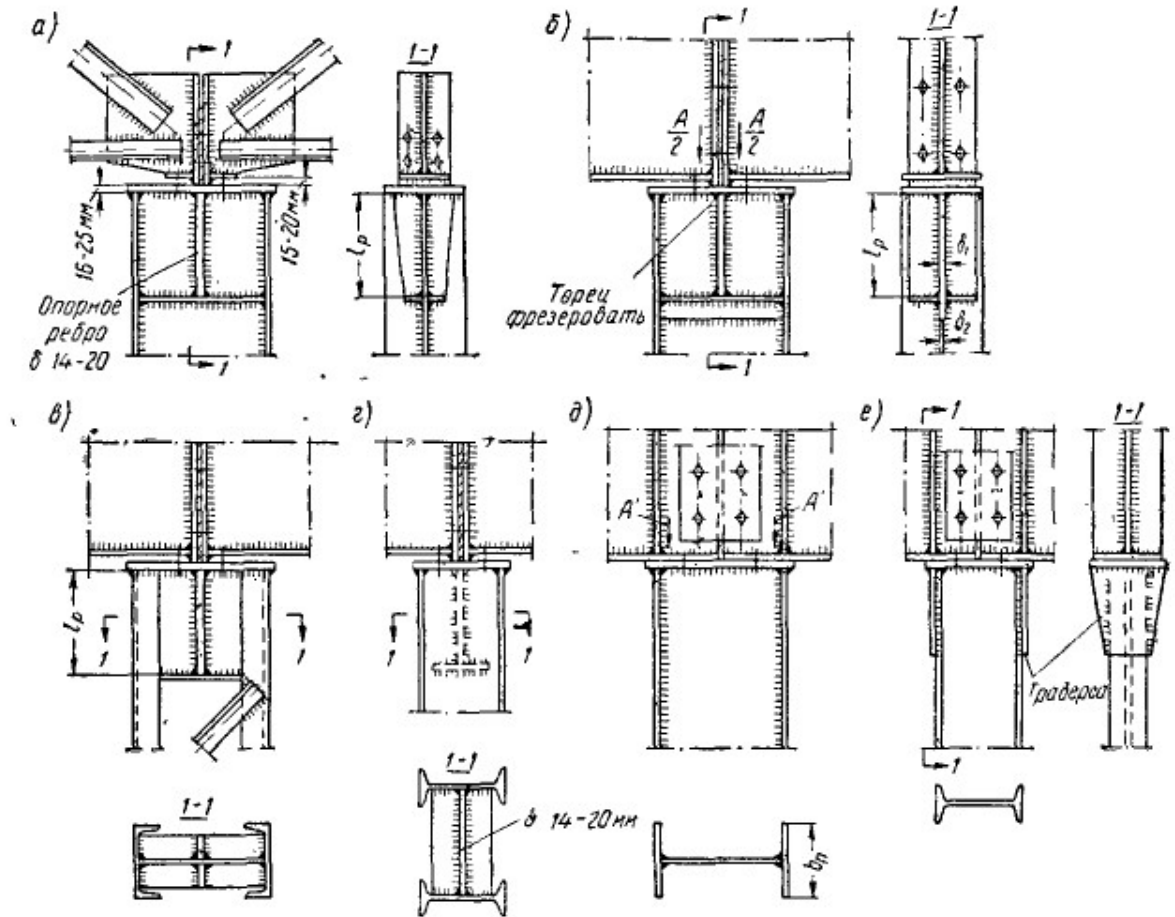
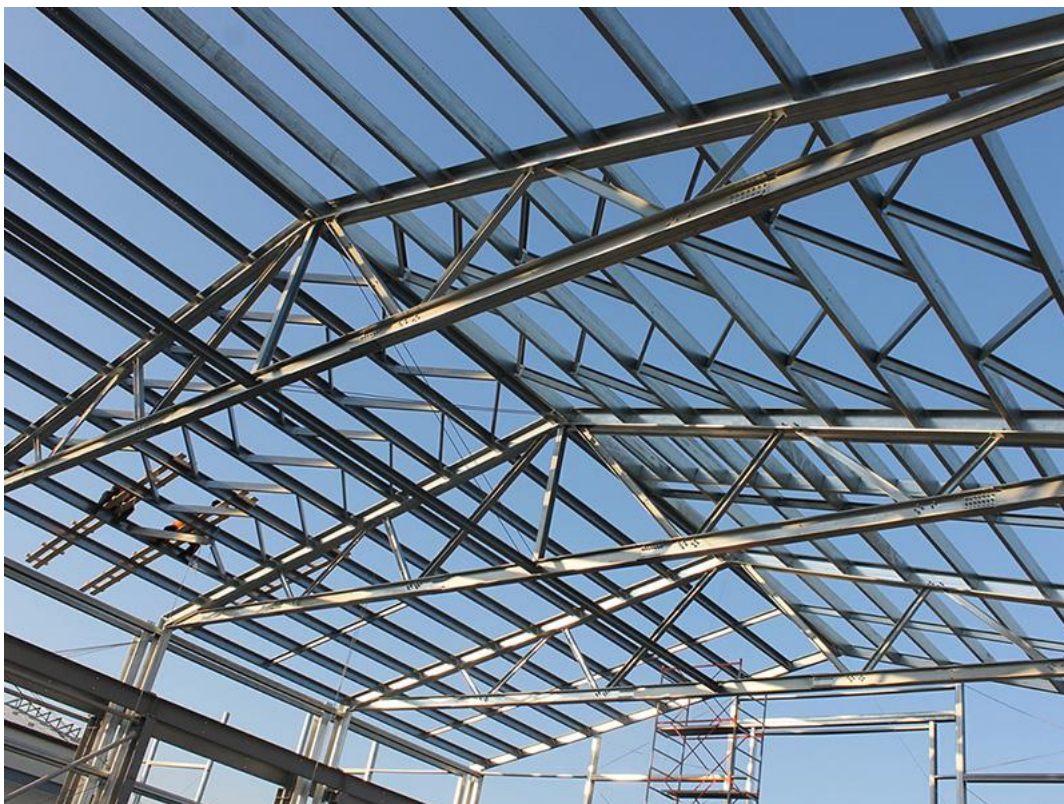


Рис. 9.12. Оголовки колонн при опирании конструкций сверху.

Расчет оголовка выполняется в зависимости от выбранного варианта его конструктивного решения. В ниже приведенных примерах рассмотрены возможные конструкции оголовков колонн и их расчет.



## **Раздел X. ФЕРМЫ**

### **Тема 10.1. Классификация, компоновка, типы ферм, расчет ферм**

#### ***10.1.1. Общая характеристика ферм***

Ферма - это плоская, геометрически неизменяемая конструкция, состоящая из отдельных прямолинейных стержней, работающая на изгиб (как и балка). Фермы состоят из верхнего и нижнего поясов, между которыми располагаются элементы решетки - раскосы и стойки (см. рис. 10.1).

Стальные фермы широко применяются в покрытиях промышленных и гражданских зданий, ангаров, вокзалов, мостах, транспортных галерей, граней башен и мачт. Фермы по сравнению с балками экономичнее по расходу материала, можно придать любое очертание, они относительно просты в изготовлении. В зависимости от нагрузок и типа сечений фермы подразделяются на легкие и тяжелые. Легкие фермы проектируют из одиночных и парных уголков, круглых и гнутосварных профилей (ГСП), тавров; тяжелые – из двутавров и мощных труб.

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 ( $h_{оп}$ ).

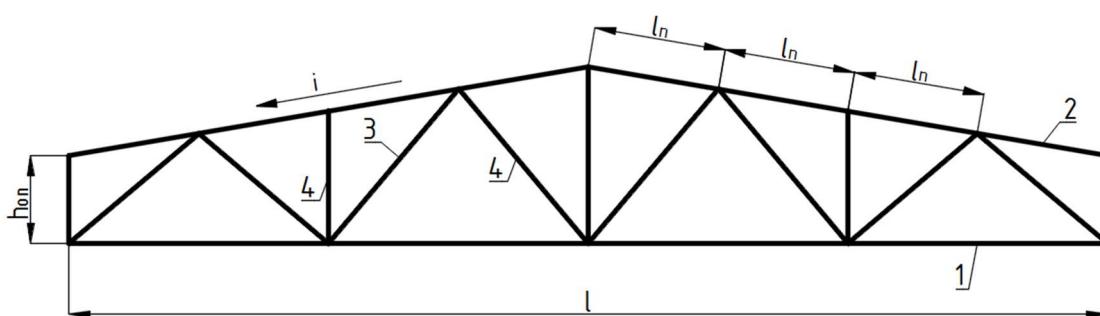


Рис. 10.1. Ферма: 1- нижний пояс; 2- верхний пояс; 3-раскосы; 4- стойки.

На рис. 10.2 приведена классификация ферм по очертанию. Для круто уклонных 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.

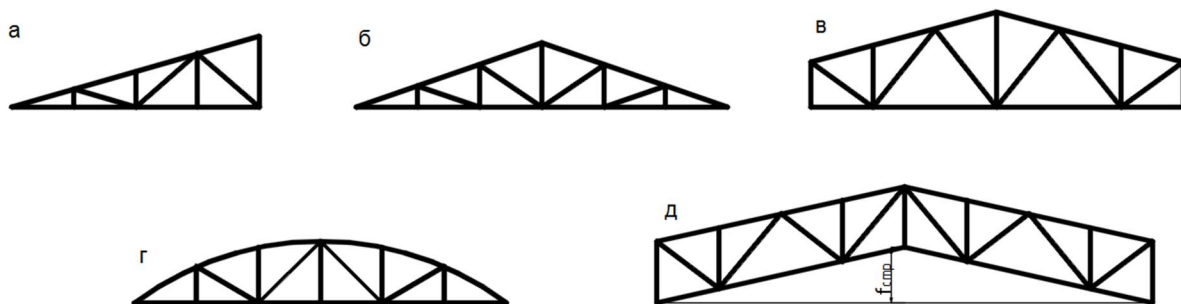


Рис. 10.2. Очертания ферм: а, б- треугольное; в- трапецеидальное; г- полигональное; д- с параллельными поясами.

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. 10.2 д). Строительный подъем компенсирует прогиб фермы под нагрузкой и предусматривается обычно для ферм пролетом более 30 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. 10.3. 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 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. 10.2 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. Оптимальный угол наклона для треугольной решетки –  $45^\circ$ , для подкосной –  $35^\circ$ .

Решетки, изображенные на рис. 10.3 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 (треугольная) и ромбическая решетки обладают повышенной жесткостью и поэтому используются в конструкциях с небольшими поперечными размерами (в башнях, мачтах, опорах ЛЭП).

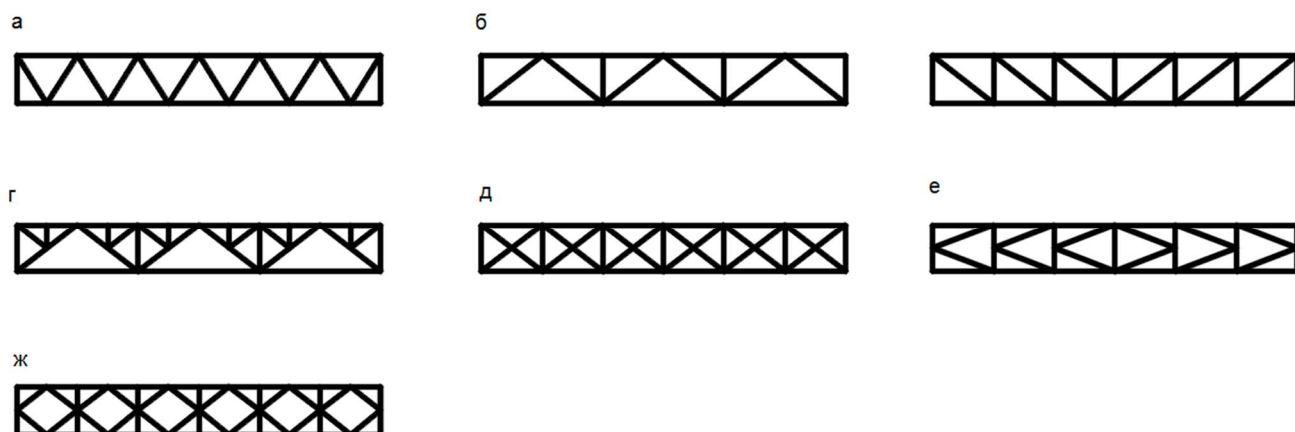


Рис. 10.3. Типы решёток ферм: а- треугольная; б- треугольная со стойками; в- раскосная; г- шпренгельная; д- крестообразная; е- полураскосная; ж- ромбическая.

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.

### 10.1.2. 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), этот случай может иметь место при очистке снега. (см. рис. 10.4). 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 раздельно от каждой нагрузки. Это дает возможность в дальнейшем находить наименее выгодные сочетания усилий для каждого стержня.

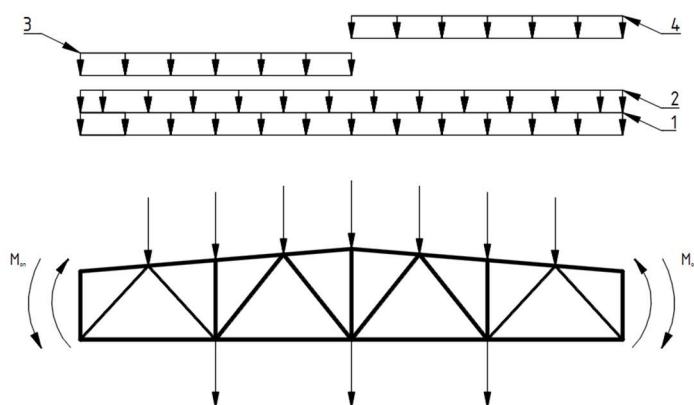


Рис. 10.4. Нагрузки действующие на ферму: 1-нагрузка от собственного веса покрытия; 2- снеговая по всему пролёту; 3- снеговая на левой половине пролёта; 4- снеговая на правой половине пролёта.

Изгибающие моменты в стержнях ферм определяются при наличие 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. 10.5), из-за профилей разных размеров. При наличии эксцентриситета изгибающий момент в этом узле будет равен:  $M = N_2 \cdot e$ . Этот момент допускается распределять между стержнями в данном узле, прямо пропорционально их погонным жесткостям, например, для стержня №1:

$$M_1 = M \cdot i_1 / \sum i_i,$$

где  $M_1$  - часть момента, приходящаяся на стержень №1;  $i_1$  - погонная жесткость этого стержня;  $\sum i_i$  - сумма погонных жесткостей стержней 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.

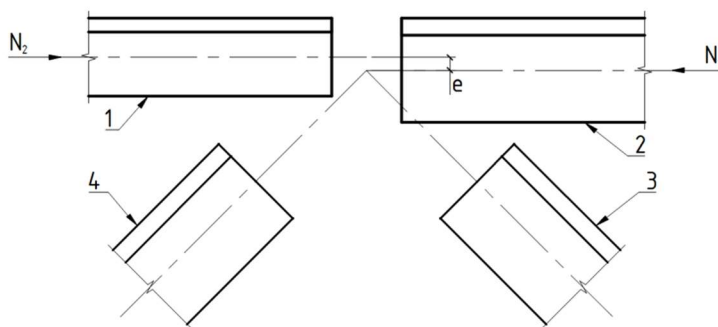


Рис. 10.5. Эксцентриситет в месте стыка поясных стержней.

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.

### 10.1.3. Типы сечений стержней

Наиболее распространенные типы сечений элементов легких ферм приведены на рис. 10.6.

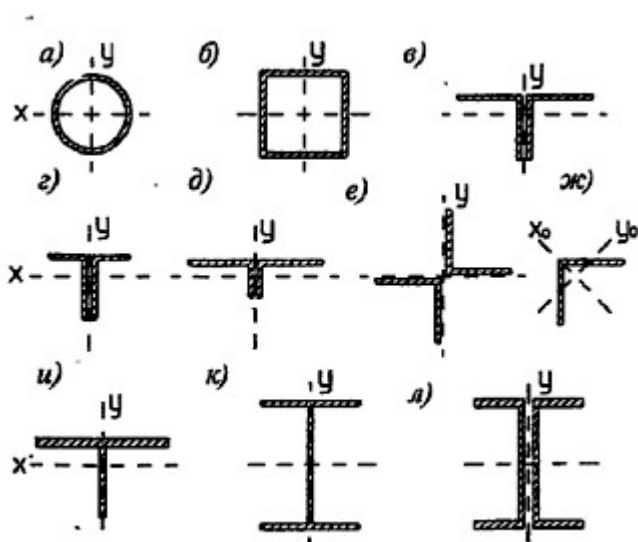


Рис. 10.6. Типы сечений элементов ферм

Наиболее распространенным сечением стержней ферм является сечение из двух уголков (см. рис. 10.6 в)-е). 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.

Сечения стержней из круглых и прямоугольных труб (см. рис. 10.6, а), б) 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. Фермы с такими стержнями наиболее экономичны по расходу материала (экономичнее на 20-30%, чем фермы из парных уголков).

Применение тавров для поясов ферм (см. рис. 10.6, и) позволяет значительно упростить узлы фермы. Уголки раскосов и стоек можно приваривать к стенке тавра. Это уменьшает количество сборочных деталей и снижает трудоемкость изготовления.

При относительно небольших усилиях стержни фермы можно выполнять из одиночных уголков (рис. 10.6, ж), уменьшается количество

сборочных деталей и существенно снижает объем сварочных работ по сравнению с фермами из парных уголков.

Для ферм, пояса которых воспринимают помимо осевых усилий изгибающие моменты (внеузловые нагрузки), рационально сечение из двутавра или двух швеллеров (рис. 10.6, к), л)).

#### **10.1.4. 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. 10.6 а, будет меньше, чем узлового соединения на рис. 10.6, 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"). Так в фермах с узловыми фасонками (из парных уголков) расчетная длина в плоскости фермы для промежуточных раскосов и стоек равна  $0,8 l$ , а в фермах из труб -  $0,8 l$ .

В общем случае расчетная длина стержня определяется

$$l_{ef} = \mu \cdot l, \quad (10.1)$$

где  $\mu$  - коэффициент приведения к расчетной длине, зависящий от способа закрепления концов стержня;  $l$  - геометрическая длина стержня (расстояние между центрами узлов). В табл. 10.1 приведены расчетные длины элементов для наиболее распространенных случаев плоских ферм.

Таблица 10.1 Расчетные длины элементов ферм

Направление потери устойчивости	Расчетная длина $l_{ef}$	
	поясов, опорных раскосов и стоек	прочих элементов решетки
1. В плоскости фермы: а) для ферм, кроме указанных в поз. 1,б б) для ферм из одиночных уголков и ферм с прикреплением элементов решетки к поясам впритык	$l$	$0,8l$
	$l$	$0,9l$
2. Из плоскости фермы: а) для ферм, кроме указанных в поз. 2,б б) для ферм с поясами из замкнутых профилей с прикреплением элементов решетки к поясам впритык	$l_1$	$l_1$
	$l_1$	$0,9l_1$

Примечание.  $l$  - геометрическая длина элемента (расстояние между центрами узлов);  $l_1$  - расстояние между центрами узлов, закрепленных от смещения из плоскости фермы (поясами ферм, связями, плитами покрытия и т.д.).

При переменном усилии по длине стержня, как это показано на рис. 10.7, его расчетная длина определяется по формуле:

$$l_y = (0.75 + 0.25 \cdot N_2/N_1) \cdot l_1, \quad (10.2)$$

где  $N_1 > N_2$ . Формула 10.2 действительна при равной длине панелей.

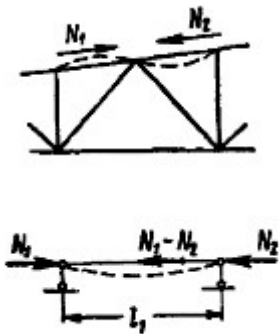


Рис. 10.7. К определению расчётной длины стержня с переменным осевым усилием.

### 10.1.5. Предельные гибкости элементов ферм

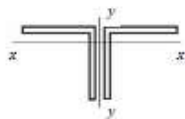
Элементы ферм следует проектировать, как правило, из жестких стержней. Особенно это важно для сжатых элементов, предельное состояние которых определяется потерей устойчивости. Поэтому для сжатых элементов ферм в отечественных нормах, в отличие от зарубежных, установлены требования по предельной гибкости. Предельная гибкость  $\lambda_{ef}$  для сжатых

элементов ферм и связей зависит от назначения стержня и степени его загруженности. Для сжатых элементов фермы: поясов, опорных раскосов и стоек –  $\lambda_{ef} = 180 - 60\alpha$ , для других –  $\lambda_{ef} = 210 - 60\alpha$ , где  $\alpha = N/(\varphi AR_y \gamma_c)$  – коэффициент, принимаемый не менее 0,5;  $N$  – расчетное усилие,  $\varphi AR_y \gamma_c$  – несущая способность элемента.

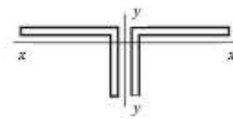
Растянутые стержни также не должны быть слишком гибкими, особенно при воздействии динамических нагрузок, которая может вызвать, например, вибрацию элементов нижнего пояса. Для растянутых стержней при статической нагрузке предельная гибкость равна 400, а при динамической нагрузке для опорных раскосов и стоек – 250 и других элементов – 350. Значения предельных гибкостей сжатых и растянутых стержней ферм приведены в табл. 19 и 20 [8].

### 10.1.6. Подбор сечений стержней ферм

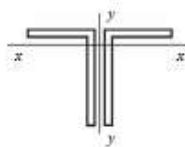
**Фермы из уголков.** При расчете стержней фермы необходимо стремиться, чтобы для подобранных сечений стержней напряжения не превышали расчетных сопротивлений материала, гибкость не превышала предельных значений, а степень запаса прочности не превышала 10%. При подборе сечений необходимо стремиться к повышению устойчивости растянутого нижнего пояса из плоскости фермы, необходимой в процессе монтажа, а также к равноустойчивости сжатых элементов в плоскости и из плоскости фермы. С учетом этого рекомендуются следующие типы сечений элементов фермы из спаренных уголков:



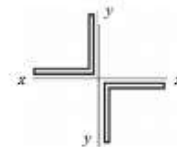
в сжатых поясах, раскосах и стойках, а также в остальных элементах при прочих равных условиях;



в растянутых поясах, в сжатых поясах под фонарями, в длинных раскосах при шпренгельной решетке;



в опорных раскосах;



в коньковых стойках фермы

Толщину фасонки (расстояние между двумя уголками) определяют по величине расчетного усилия в опорном раскосе в соответствии с рекомендациями таблицы:

Рекомендуемые толщины фасонков

Усилие $N_p$ , кН	До 150	160–250	260–400	410–600	610–1000	1010–1400
Толщина, мм	6	8	10	12	14	16

**Растянутые стержни фермы.** Сечение растянутых стержней фермы определяют из условия

$$A_{cal} = \frac{N}{R_y \gamma_c}$$

где  $A_{cal}$  – требуемая площадь сечения;  $R_y$  – расчетное сопротивление стали по пределу текучести;  $\gamma_c = 1$ , за исключением случаев, оговоренных в табл. 6 [8].

По найденному значению площади сечения  $A_{cal}$  по сортаменту принимают соответствующий размер профиля, у которого общая площадь  $A$  больше расчетной, но без лишнего запаса. При выборе уголков из сортамента предпочтение необходимо отдавать уголкам с более развитым сечением и с меньшей толщиной полки, минимальный уголок принимается 50x5.

Проверку принятого сечения проверяют по формуле

$$\frac{N}{A R_y \gamma_c} \leq 1. \quad (10.3)$$

**Сжатые стержней фермы.**

Сечения сжатых стержней определяют из условия устойчивости.

Для сжатых стержней из уголков и тавров вначале задаются гибкостью в пределах  $\lambda_1 = 70...100$  для поясов, опорных раскосов и стоек и  $100...120$  для прочих элементов решетки. Затем определяют для рассматриваемого стержня требуемые площадь поперечного сечения и радиусы инерций:

$$A_{cal} = \frac{N}{\varphi_1 R_y \gamma_c}, \quad i_{x,cal} = \frac{l_x}{\lambda_1}, \quad i_{y,cal} = \frac{l_y}{\lambda_1}, \quad (10.4)$$

где  $\varphi_1$  – коэффициент продольного изгиба определяют по табл.72 [8];

$\gamma_c$  – коэффициент условия работы, принимается по табл. 6 [8], где для сжатых элементов решетки (кроме опорных)  $\gamma_c = 0,8$  при  $\lambda \geq 60$ .

По сортаменту подбирают сечение, чтобы для него  $A \approx A_{cal}$ , радиусы инерции стержня  $i_x \approx i_{x,cal}$  и  $i_y \approx i_{y,cal}$ . После подбора сечения определяют гибкость принятого сечения в плоскости и из плоскости фермы

$$\lambda_x = l_x / i_x, \quad \lambda_y = l_y / i_y.$$

По наибольшей их них находится  $\varphi_{min}$  (табл. 72,[8] и проверяется устойчивость по формуле

$$\frac{N}{\varphi_{min} A} \leq R_y \gamma_c. \quad (10.4)$$

Перенапряжение не допустимо, недонапряжение должно быть минимальным. В случае если это условие не соблюдается, уточняют сечение и повторно его проверяют.

Кроме проверки прочности и устойчивости стержней необходимо, чтобы гибкость стержней  $\lambda_x$  и  $\lambda_y$  была меньше предельной  $\lambda_{ef}$ . Для растянутых стержней при статической нагрузке предельная гибкость равна 400, а при динамической нагрузке для опорных раскосов и стоек – 250 и других – 350. Для сжатых элементов фермы: поясов, опорных раскосов и стоек –  $\lambda_{ef} = 180 - 60\alpha$ , для других –  $\lambda_{ef} = 210 - 60\alpha$ , где  $\alpha = N/(\varphi AR_y \gamma_c)$  – коэффициент, принимаемый не менее 0,5).

#### **10.1.7. Расчет стержней по предельной гибкости**

Ряд стержней легких ферм имеют незначительные усилия и, следовательно, небольшие напряжения. К таким стержням обычно относятся раскосы в средних панелях ферм, дополнительные стойки в треугольной решетке, элементы связей и т. п. Сечения этих стержней подбирают по предельной гибкости.

Зная расчетные длины стержня  $l_x$  и  $l_y$  и значение предельной гибкости  $\lambda_{ef}$  определяют требуемые радиусы инерции  $i_{x,cal} = \frac{l_x}{\lambda_{ef}}$  и  $i_{y,cal} = \frac{l_y}{\lambda_{ef}}$  и подбирают сечение. Проверку устойчивости, затем, выполняют по формуле (10.4).

### **Тема 10.2. Конструкция, работа и расчет узлов и деталей ферм**

Конструирование ферм следует начинать с вычерчивания осевых линий, образующих геометрическую схему конструкции. Затем на чертеж наносят контуры стержней так, чтобы осевые линии совпадали с центрами тяжести сечений. Для уголков, тавров привязки осей округляют до 5 мм. В фермах с болтовыми соединениями оси следует привязывать по рискам. Не забудьте, что если расцентровка стержней в узлах превышает  $0,015h$ , где  $h$  – высота сечения элемента, то при расчете необходимо учесть дополнительный узловой момент (см. рис. 10.5). Конструктивное решение узлов ферм зависит, прежде всего, от вида используемых профилей.

**10.2.1. Фермы из парных уголков.** На рис. 10.8. изображены узлы фермы со стержнями из спаренных уголков с опиранием на верхний пояс прогонов или сборных железобетонных плит покрытия. При конструировании этих узлов, также как и узлов из других профилей следует стремиться к тому, чтобы оси сопрягаемых стержней пересекались в одной точке. Резку стержней решетки производят нормально к оси стержня. Фермы с сечением из парных уголков требуют большое количество сборочных

деталей, например для сборки узла, изображенного на рис. 10.8 в), требуется семь сборочных деталей, что увеличивает трудозатраты и объемы сварочных работ; большая поверхность для окраски и трудоемкость возобновления окраски между уголками, что существенно снижает коррозионную стойкость конструкции.

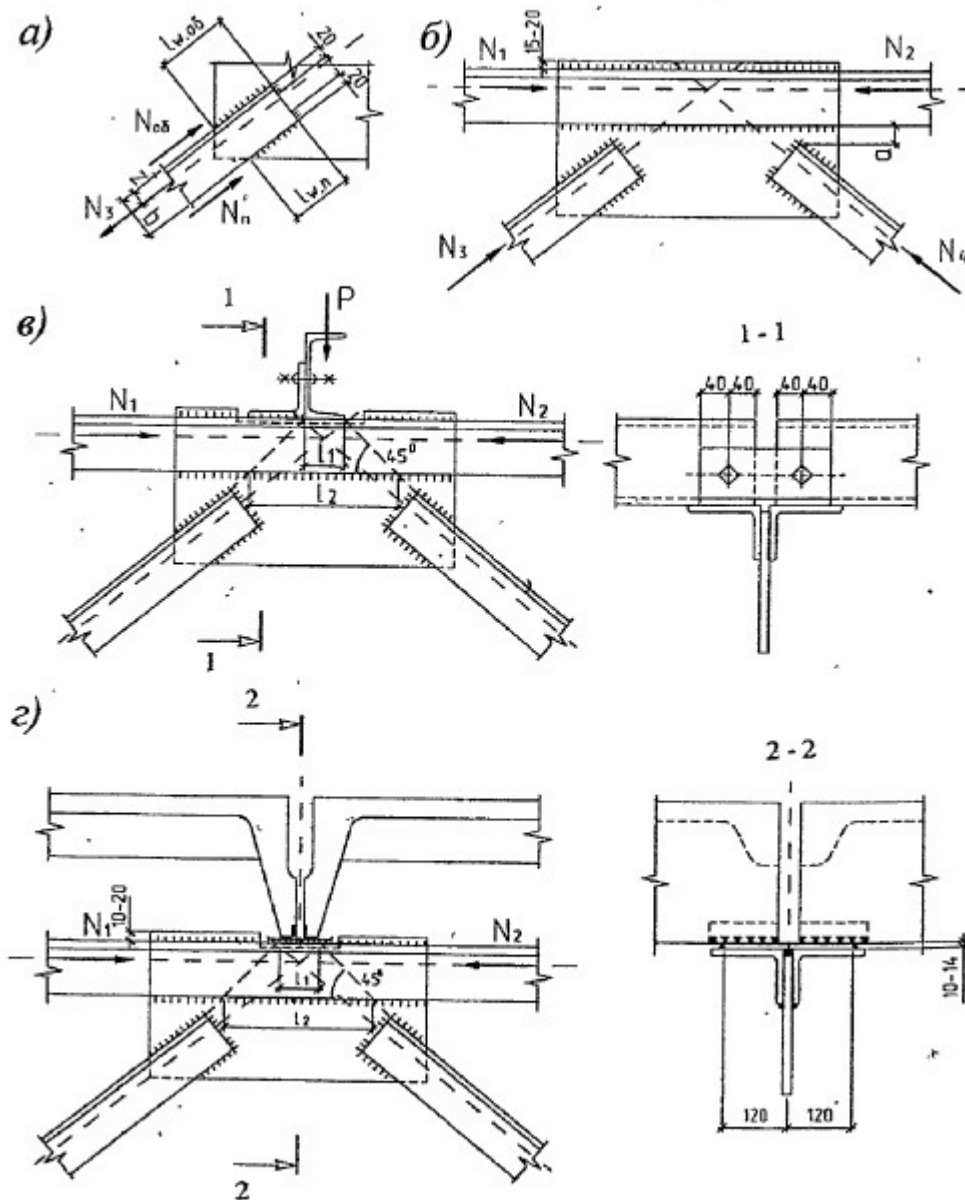


Рис.10.8. Узлы ферм из парных уголков: а – крепление раскоса к фасонке; б – промежуточный узел; в, г – опирание прогонов и плит




Для снижения влияния сварочных напряжений расстояние между сопрягаемыми уголками (размер "а", рис. 10.8,б) не должен быть меньше  $bt_{\phi} - 20$  мм, но и не больше 80 мм. Здесь " $t_{\phi}$ " - толщина фасонки, назначаемая по

наибольшему усилию в опорном стержне решетки (см. таблицу п.10.1.6.). Размеры фасонки определяются длинами сварных швов, прикрепляющих уголки решетки к фасонке. Усилие в элементе (рис.10.8, а) определяют:

$$N_{об} = \frac{N_1(b-z_0)}{b} = \alpha_1 N_1 \text{ и } N_{п} = \frac{N_1 z_0}{b} = \alpha_2 N_1, \quad (10.5)$$

где  $b$  - ширина полки уголка;  $z_0$  - расстояние от центра тяжести уголка до его обушка. Значение  $\alpha_1$  и  $\alpha_2$  в зависимости от типа уголков приведены в табл. 10.2.

Таблица 10.2. Распределение усилий между швами по обушку и перу

Тип сечения	$\alpha_1$	$\alpha_2$
	0,7	0,3
	0,75	0,25
	0,65	0,35

Сварные швы, прикрепляющие поясные уголки к фасонке, рассчитываются на равнодействующее усилие равное (рис.10.8,в):

$$N = \sqrt{P^2 + (N_2 - N_1)^2}, \quad (10.6)$$

где  $N_2 > N_1$ .

При расчете сварных швов рекомендуется использовать катеты швов по обушку на (2 – 4) мм больше, чем по перу, с учетом того, что катет шва по обушку  $k_{f,max} = 1,2t_{min}$  и по перу -  $k_{f,max} = 0,9t_{п}$ , где  $t_{min}$  - меньшая из толщин листа фасонки и полки уголка  $t_{п}$ ;  $k_{f,min}$  - принимается с учетом табл.38,[8].

Учитывая сложное напряженное состояние в фасонках, а также концентрацию сварочных напряжений в сварных швах, рекомендуется сталь для фасонки принимать как для конструкций 1-ой группы (применение сталей С235 и С245 не допускается).

На рис.10.9 приведены конструкция узлов ферм с изменением сечения по длине поясов.

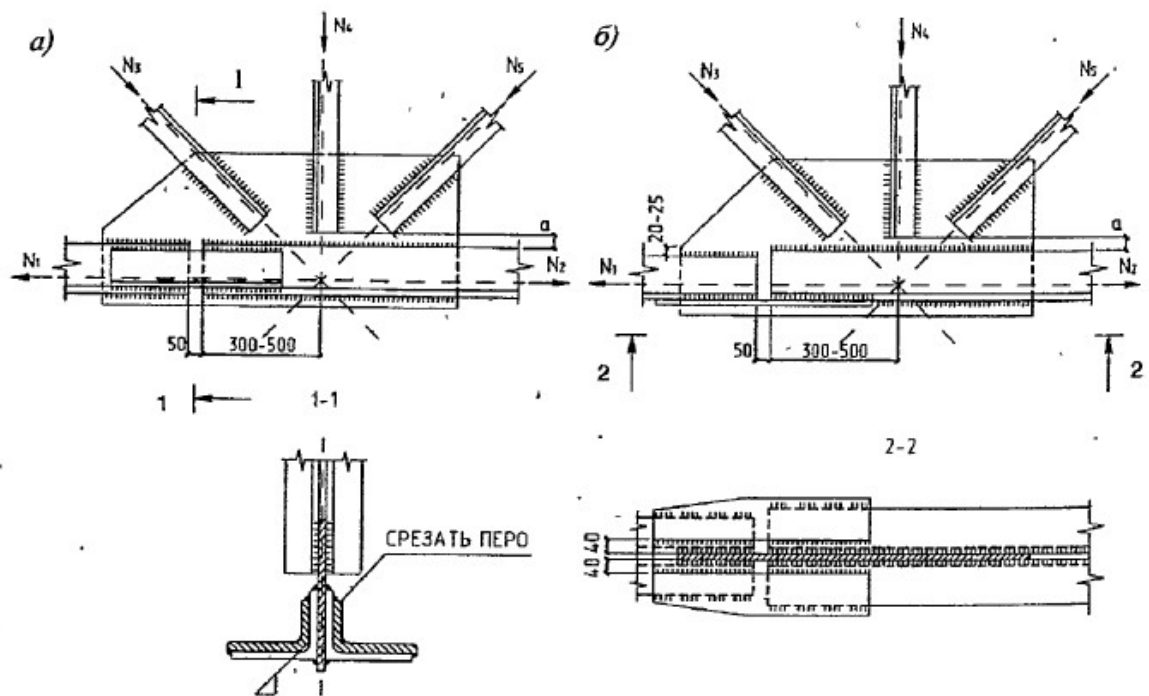


Рис. 10.9. Узлы ферм с изменением сечения: а – с уголковыми накладками; б – с листовыми накладками.

Стыки поясов необходимо перекрывать накладками, выполненными из уголков (рис.10.9, а) (при одинаковой толщине уголков поясов) или листовых накладок (рис. 10.9, б).

Уголки принимаются того же калибра, что и поясные, но в них срезается обушок и полка уголка. Уменьшение его площади компенсируется фасонкой.

Площадь сечения накладок должна быть не менее площади сечения стыкуемых элементов. За пределы уголков накладки выступают не менее чем на 20 мм. Стык выносится за пределы узла на 300 – 500 мм.

Расчет стыка (рис. 10.9,б) можно выполнять по упрощенной методике. Для этого определяют напряжение в стыке:

$$\sigma_{ст} = 1,2N_1/A_{yc} \leq R_y\gamma_c, \quad (10.7)$$

где  $A_{yc} = 2A_H + 2t_\phi b$  - условная расчетная площадь, равная сумме площадей накладок и части площади фасонки высотой  $2b$  ( $b$  - ширина полки уголка, рис.10.9,б). Расчет сварных швов прикреплений накладки ведут на усилие

$$N_H = A_H\sigma_{ст}. \quad (10.8)$$

Швы, прикрепляющие уголки пояса к фасонке, - на расчетные усилия в поясах за вычетом усилия, передаваемого с уголка на уголок накладкой: соответственно  $1,2N_1 - 2N_H$  и  $1,2N_2 - 2N_H$ , но не меньше чем  $1,2N_1/2$  и  $1,2N_2/2$ . Узловые фасонки выступают за обушки на 15-20 мм.

Чтобы сечения элементов ферм из двух уголков работали как единый стержень, эти уголки соединяют между собой прокладками шириной 60-80 мм, толщиной равной толщине фасонки. Устанавливают прокладки по длине сжатых стержней на расстоянии  $l \leq 40i$ , по длине растянутых стержней  $l \leq 80i$ , где  $i$  - радиус инерции уголка относительно главной оси, параллельной плоскости расположения прокладок, причем между узлами должно быть не менее двух прокладок.

### ***Укрупнительные узлы ферм***

Фермы больших пролетов перевозят на строительную площадку в виде отправочных марок (двух полуферм, иногда и меньшими частями), которые перед установкой укрупняют. Укрупнительные или монтажные узлы выполняются на строительной площадке, поэтому они должны быть простыми в выполнении и надежными в работе.

На рис. 10.10 показан наиболее технологичный в изготовлении монтажный узел с листовыми накладками. Так же, как и в промежуточных узлах с листовыми накладками, пояса рекомендуется крепить на силу  $1,2N_p$  ( $N_p$  - усилие в поясе). Горизонтальные накладки принимают толщиной не менее толщины полки уголка, выступают накладки за пределы уголков не менее чем на 20 мм. Вертикальные накладки по фасонкам выполняют высотой не менее  $2b$  ( $b$  – ширина полки уголка) и шириной обычно не менее 180 мм.

Другие типы укрупнительных стыков с уголковыми накладками на болтах приведены в [1, 2, 3].

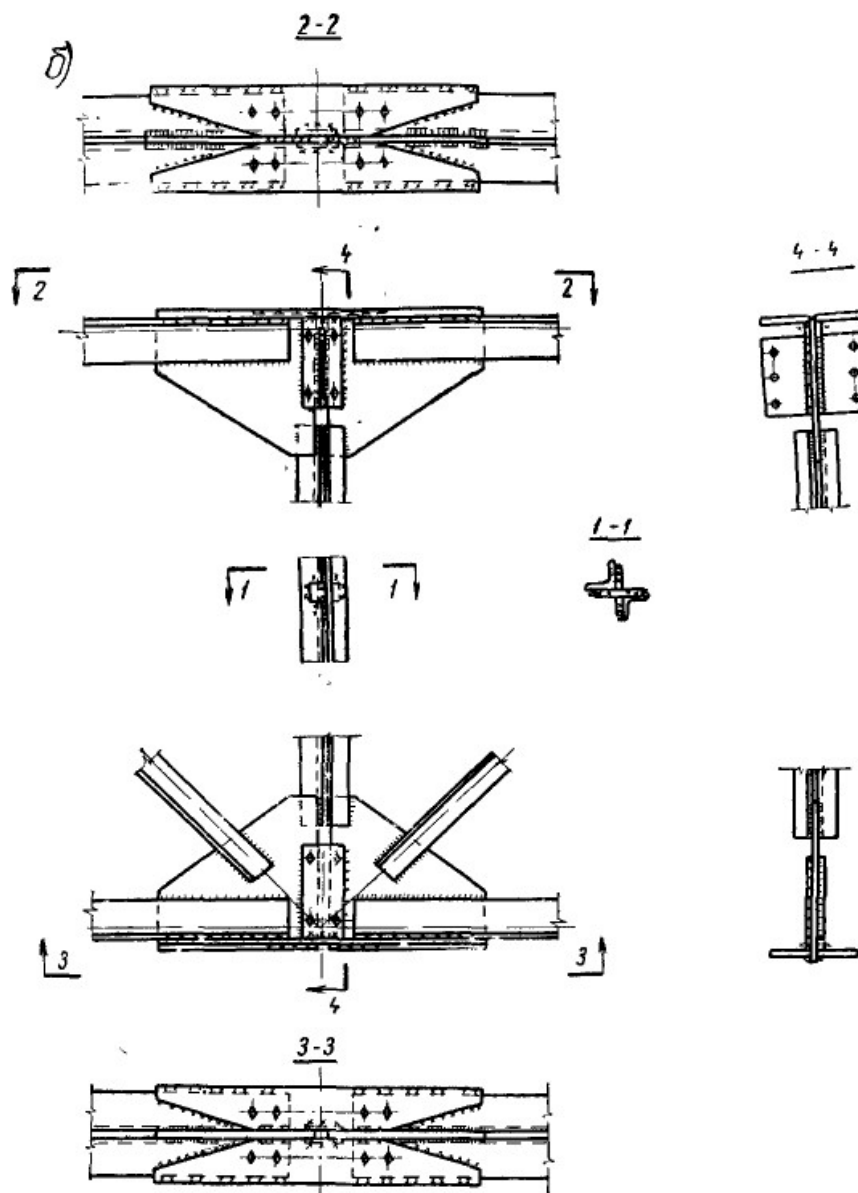


Рис. 10.10. Монтажный узел с листовыми накладками.

### 10.2.2. Фермы из круглых труб

В фермах из круглых труб в основном применяют электросварные трубы диаметром 40-530 мм. Из условия местной устойчивости тонкостенность сечений (отношение диаметра трубы  $D$  к ее толщине  $t$ ) не должно превышать для поясов 30-35, для решетки 80-90. Для упрощения узлов лучше применять треугольную решетку без дополнительных стоек.

Фермы из труб наиболее экономичны по расходу материала (примерно на 30% легче ферм из парных уголков), обладают высокой коррозионной стойкостью, но сложны в изготовлении из-за фигурной резки торцов элементов решетки.

Узлы ферм из круглых и прямоугольных труб приведены соответственно на рис. 10.11. Наиболее рациональны бесфасоночные узлы

(рис. 10.11,а), б). При выполнении фигурной резки концов специальными машинами узлы с непосредственным примыканием дают наиболее качественное соединение с минимальными затратами труда и материалов. Во избежании продавливания трубы решетки не должны быть меньше  $0,3$  диаметра трубы пояса. На рис.10.11,б) – пояс усиленный накладкой. Узлы со сплюснутыми концами и с фасонками (рис. 10.11, в), г) и д), е). Сплюсывание концов допустимо лишь для труб из малоуглеродистой стали или другой пластичной стали.

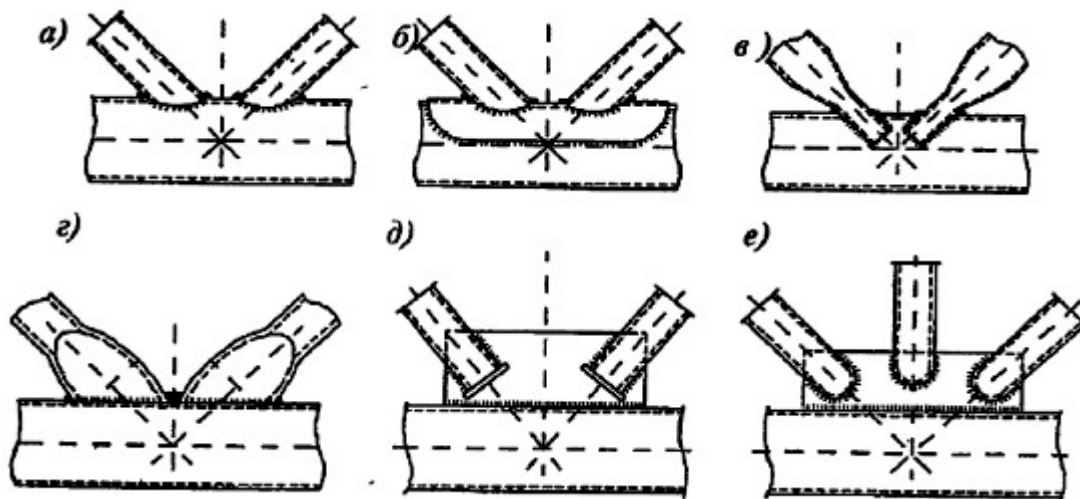


Рис. 10.11. Узлы ферм из труб.

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.

### 10.2.3. Фермы из прямоугольных труб

На рис 10.13 приведены узлы ферм из гнуто - сварных профилей (ГСП).

Фермы из ГСП (их называют фермы типа «Молодечно»), выполняют с нисходящими опорными раскосами и треугольной решеткой. Они экономичны по расходу материала (примерно на 15-25% легче ферм из парных уголков), обладают высокой коррозионной стойкостью, просты в изготовлении из-за прямого реза торцов элементов решетки.

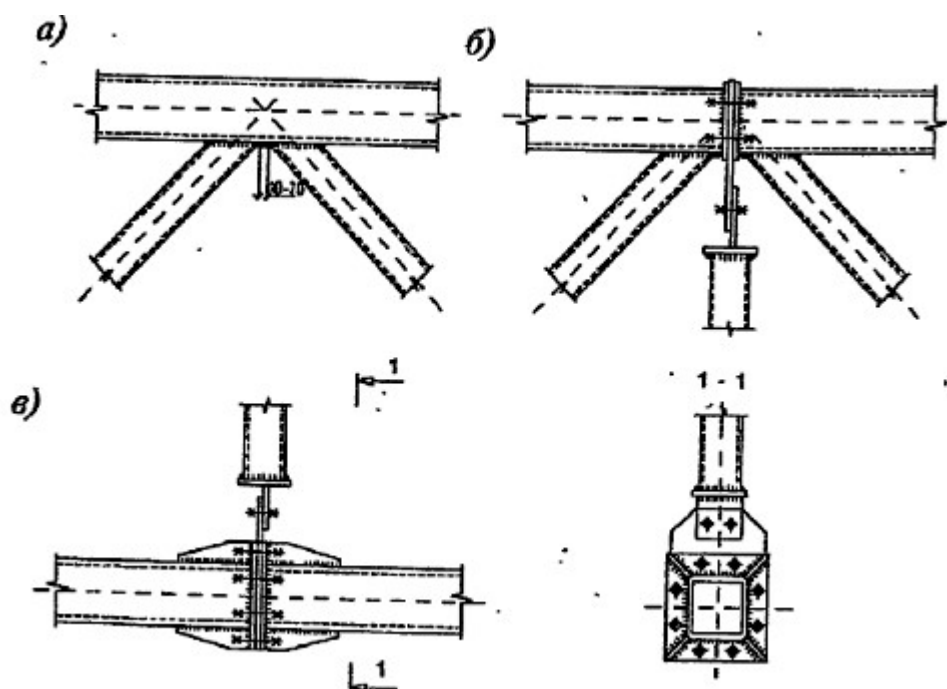


Рис. 10.12. Узлы ферм из ГСП: а) – промежуточный заводской узел; б) – фланцевый монтажный узел.

Рациональна для таких ферм треугольная решетка. Применяют квадратные и прямоугольные трубы толщиной не менее 3 мм, которые изготавливают на специальных гибочных машинах. Ширину стержней решетки  $b_p$  (из плоскости конструкции) (рис. 10.13) желательно принимать возможно большей, но не более величины  $b_p \leq B - 2(t_n + t_d)$  из условия наложения продольных сварных швов и не менее 0,6 поперечного размера пояса  $B$  для предотвращения продавливания пояса;  $t_n$  и  $t_d$  – соответственно, толщина стенки пояса и раскоса.

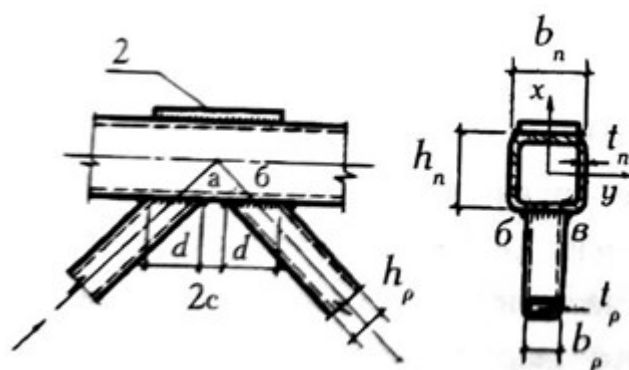


Рис. 10.13. К определению размеров стержней ферм из ГСП.

Подбор сечения элементов фермы производится для растянутых элементов по прочности и сжатых – по устойчивости, с обязательной проверкой местной устойчивости стенки ГСП. Если местная устойчивость

стенки ГСП не обеспечена, расчет веду по редуцированной площади сечения  $A_{red}$ . Проверка местной устойчивости стенки ГСП и определение  $A_{red}$  выполняется в соответствии с 7.14 и 7.20 [8].

Проверка устойчивости сжатого стержня из ГСП выполняется по формуле  $\frac{N}{\varphi A_y \gamma_c} \leq 1$ , с заменой площади  $A$  на  $A_{red}$ , если местная устойчивость стенки ГСП не обеспечена.

Для узлов ферм из ГСП выполняются следующие расчеты:

- 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  $b_p/b_n \leq 0.85$ );
- расчет на прочность примыкания каждого элемента решетки к поясу;
- расчет на прочность сварных швов.

Для монтажных стыков лучше всего использовать фланцевые соединения на болтах, причем в стыках сжатого пояса применять обычные болты, а для растянутого пояса – высокопрочные болты с предварительным натяжением. Усилие предварительного натяжения должно быть на 10% больше усилия в стыке при расчетных нагрузках. Это необходимо для предотвращения раскрытия стыка и образования зазора.

Полезно вспомнить, что материал фланца работает в направлении, перпендикулярном плоскости проката, чтобы предотвратить его расслоение необходимо применять качественные стали с гарантированными механическими свойствами в направлении толщины проката, например 09Г2С или 14Г2АФ и др.

#### **10.2.4. Фермы с поясами из широкополочных тавров**

Применение тавров для поясов ферм (см. рис. 10.14) также позволяет улучшить экономические показатели ферм по сравнению с фермами из спаренных уголков и значительно упростить узлы: 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. Недостатком является сложность изготовления тавров, которые получают роспуском двутавров, что достаточно трудоемко и требует последующей правки профиля.

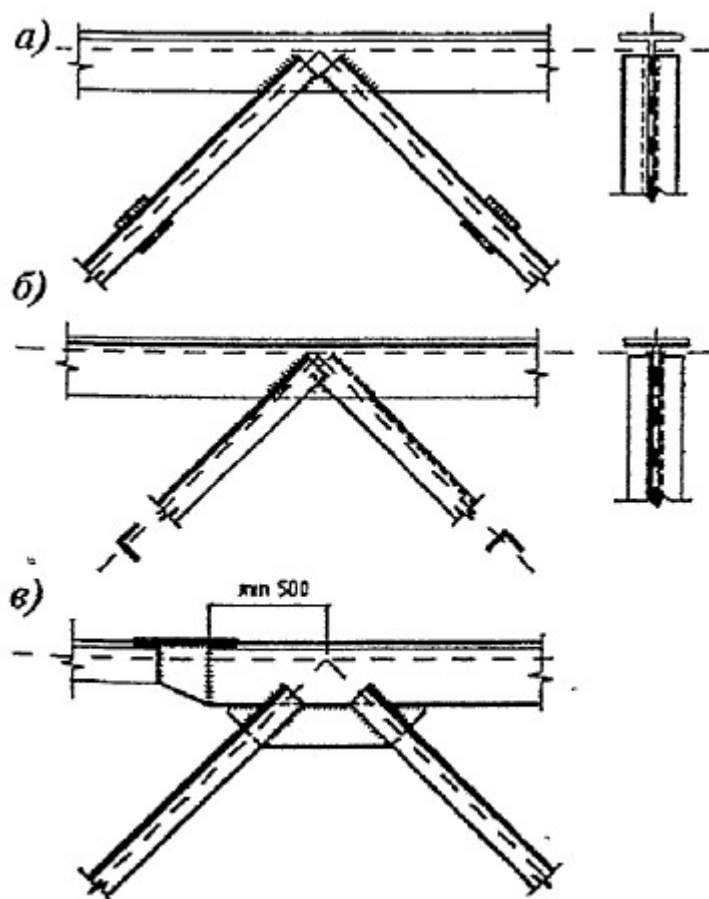


Рис. 10.14. Узлы ферм с поясами из широкополочных тавров: а) – с решеткой из парных уголков; б) – с решеткой из одиночных уголков; в) – с фасонкой.

При конструировании узлов ферм с поясами из тавров следует стремиться к бесфасоночному варианту (рис. 10.14, а). б). Если высоты стенки тавра не достаточно для расположения сварных швов, прикрепляющих стержни решетки, то добавляется фасонка, именно такой вариант узла изображен на рис. 10.14, в).

Расчет узлов ферм из тавров и решетки из уголков сводится к определению размеров сварных швов приварки элементов решетки, по которым и конструируется узел.

### 10.2.5. Фермы из одиночных уголков

В практике строительства используют фермы из одиночных уголков с решеткой приведенной на рис. 10.15. Узлы ферм из одиночных уголков могут решаться приваркой уголков решетки к стенке внутренней грани поясов (рис. 10.15,а), а если шва не достаточно – еще и к фасонке (рис. 10.15,б). Для сооружений в труднодоступных районов строительства , для

сокращения транспортных расходов, соединение элементов выполняют на болтах (рис. 10.15,в) и ферма перевозится «россыпью».

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 антикоррозионного 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.

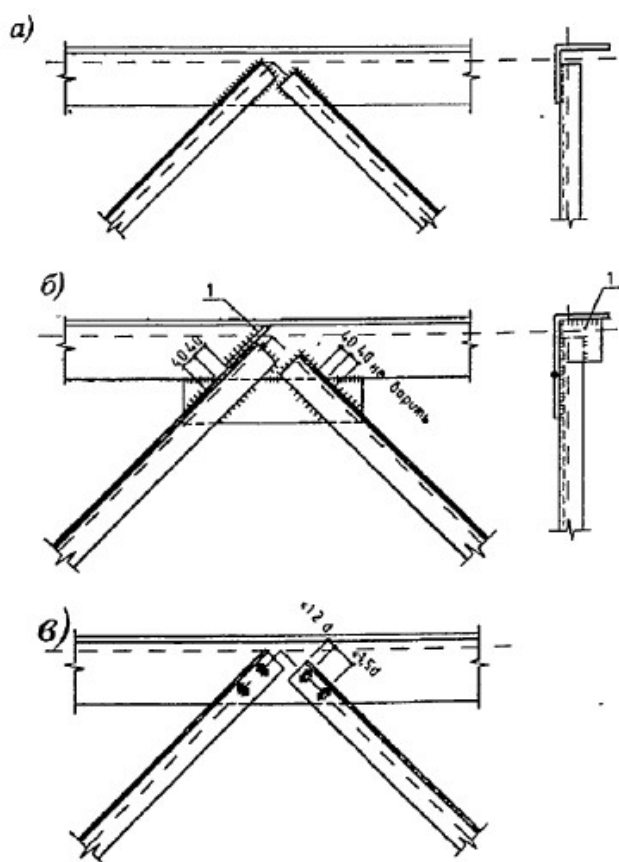


Рис. 10.15. Узлы ферм из одиночных уголков. 1- планка в опорном раскосе.

Пояса одноуголковых ферм при отсутствии внеузловой нагрузки и расцентровки в узлах рассчитываются так же, как и в обычных фермах, т.е. на осевое сжатие или растяжение. Если расчетные длины в плоскости и из плоскости фермы одинаковы, то при определении гибкости принимают минимальный радиус инерции одного уголка  $i_{min}$ .

Элементы решетки из одиночных уголков работают в более сложных условиях. Асимметричное прикрепление одной полки приводит к появлению

в них дополнительных моментов как в плоскости, так и из плоскости фермы. В первом приближении можно рассматривать элементы решетки как центрально-сжатые или растянутые, а влияние моментов учесть коэффициентом условий работы  $\gamma_c = 0,75$  и при определении гибкости принимают минимальный радиус инерции одного уголка  $i_{min}$ .