#### Стальные конструкции

#### СНиП II-23-81. Стальные конструкции

	Строительные нормы и правила	СНиП II-23-81*
Госстрой СССР		Взамен
	Стальные конструкции	СНиП II-В.3-72;
		СНиП II-И.9-62; СН 376-67

#### 1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1. Настоящие нормы следует соблюдать при проектированиистальных строительных конструкций зданий и сооружений различного назначения.

Нормы не распространяются на проектирование стальныхконструкций мостов, транспортных тоннелей и труб под насыпями.

При проектировании стальных конструкций, находящихся вособых условиях эксплуатации (например, конструкций доменных печей,магистральных и технологических трубопроводов, резервуаров специальногоназначения, конструкций зданий, подвергающихся сейсмическим, интенсивнымтемпературным воздействиям или воздействиям агрессивных сред, конструкцийморских гидротехнических сооружений), конструкций уникальных зданий исооружений, а также специальных видов конструкций (например, предварительнонапряженных, пространственных, висячих) следует соблюдать дополнительныетребования, отражающие особенности работы этих конструкций, предусмотренныесоответствующими нормативными документами, утвержденными или согласованными осстроем СССР.

1.2. При проектировании стальных конструкций следуетсоблюдать нормы СНиП по защите строительных конструкций от коррозии ипротивопожарные нормы проектирования зданий и сооружений. Увеличение толщиныпроката и стенок труб с целью защиты конструкций от коррозии и повышенияпредела огнестойкости конструкций не допускается.

Все конструкции должны быть доступны для наблюдения, очистки, окраски, а также не должны задерживать влагу и затруднять проветривание. Замкнутые профили должны быть герметизированы.

1.3\*. При проектировании стальных конструкций следует:

выбирать оптимальные в технико-экономическом отношении схемысооружений и сечения элементов;

применять экономичные профили проката и эффективные стали;

применять для зданий и сооружений, как правило, унифицированные типовые или стандартные конструкции;

применять прогрессивные конструкции (пространственныесистемы из стандартных элементов; конструкции, совмещающие несущие иограждающие функции; предварительно напряженные, вантовые, тонколистовые икомбинированные конструкции из разных сталей);

предусматривать технологичность изготовления и монтажа конструкций;

применять конструкции, обеспечивающие наименьшуютрудоемкость их изготовления, транспортирования и монтажа;

предусматривать, как правило, поточное изготовлениеконструкций и их конвейерный или крупноблочный монтаж;

предусматривать применение заводских соединенийпрогрессивных типов (автоматической и полуавтоматической сварки, соединенийфланцевых, с фрезерованными торцами, на болтах, в том числе на высокопрочных идр.);

предусматривать, как правило, монтажные соединения наболтах, в том числе на высокопрочных; сварные монтажные соединения допускаютсяпри соответствующем обосновании;

выполнять требования государственных стандартов на конструкциисоответствующего вида.

Внесены	Утверждены	Срок
ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР	постановлением	введения
госстроя СССР	Госстроя СССР	в действие
	от 14 августа 1981 г. № 144	1 января 1982 г.

<sup>\*</sup> Переиздание с изменениями на 1 января 1987 г. и 1 июля1990 г.

- 1.4. При проектировании зданий и сооружений необходимопринимать конструктивные схемы, обеспечивающие прочность, устойчивость ипространственную неизменяемость зданий и сооружений в целом, а также ихотдельных элементов при транспортировании, монтаже и эксплуатации.
- 1.5\*. Стали и материалы соединений, ограничения поприменению сталей С345Т и С375Т, а также дополнительные требования кпоставляемой стали, предусмотренные государственными стандартами и стандартамиСЭВ или техническими условиями, следует указывать в рабочих (КМ) идеталировочных (КМД) чертежах стальных конструкций и в документации на заказ материалов.

В зависимости от особенностей конструкций и их узловнеобходимо при заказе стали указывать класс сплошности по ГОСТ 27772-88.

- 1.6\*. Стальные конструкции и их расчет должны удовлетворятьтребованиям ГОСТ 27751—88 "Надежность строительных конструкций иоснований. Основные положения по расчету" и СТ СЭВ 3972—83"Надежность строительных конструкций и оснований. Конструкции стальные. Основныеположения по расчету".
- 1.7. Расчетные схемы и основные предпосылки расчета должныотражать действительные условия работы стальных конструкций.

Стальные конструкции следует, как правило, рассчитывать какединые пространственные системы.

При разделении единых пространственных систем на отдельныеплоские конструкции следует учитывать взаимодействие элементов между собой и соснованием.

Выбор расчетных схем, а также методов расчета стальныхконструкций необходимо производить с учетом эффективного использования ЭВМ.

1.8. Расчет стальных конструкций следует, как правило,выполнять с учетом неупругих деформаций стали.

Для статически неопределимых конструкций, методика расчетакоторых с учетом неупругих деформаций стали не разработана, расчетные усилия(изгибающие и крутящие моменты, продольные и поперечные силы) следуетопределять в предположении упругих деформаций стали по недеформированной схеме.

При соответствующем технико-экономическом обосновании расчетдопускается производить по деформированной схеме, учитывающей влияниеперемещений

конструкций под нагрузкой

1.9. Элементы стальных конструкций должны иметь минимальныесечения, удовлетворяющие требованиям настоящих норм с учетом сортамента напрокат и трубы. В составных сечениях, устанавливаемых расчетом, недонапряжениене должно превышать 5%.

#### 2. МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ КОНСТРУКЦИЙ И СОЕДИНЕНИЙ

2.1\*. В зависимости от степени ответственности конструкцийзданий и сооружений, а также от условий их эксплуатации все конструкцииразделяются на четыре группы. Стали для стальных конструкций зданий исооружений следует принимать по табл. 50\*.

Стали для конструкций, возводимых в климатических районах I<sub>1</sub>,I<sub>2</sub>, II<sub>2</sub> и II<sub>3</sub>, но эксплуатируемых в отапливаемыхпомещениях, следует принимать как для климатического района II<sub>4</sub> согласнотабл. 50\*, за исключением стали C245 и C275 для конструкции группы 2.

Для фланцевых соединений и рамных узлов следует применять прокатпо ТУ 14-1-4431-88.

2.2\*. Для сварки стальных конструкций следует применять:электроды для ручной дуговой сварки по ГОСТ 9467–75\*; сварочную проволоку поГОСТ 2246–70\*; флюсы по ГОСТ 9087–81\*; углекислый газ по ГОСТ 8050–85.

Применяемые сварочные материалы и технология сварки должныобеспечивать значение временного сопротивления металла шва не ниже нормативногозначения временного сопротивления  $R_{UI}$  основного металла, атакже значения твердости, ударной вязкости и относительного удлинения металласварных соединений, установленные соответствующими нормативными документами

- 2.3\*. Отливки (опорные части и т. п.) для стальныжонструкций следует проектировать из углеродистой стали марок 15Л, 25Л, 35Л и45Л, удовлетворяющей требованиям для групп отливок II или III по ГОСТ 977–75\*,а также из серого чугуна марок СЧ15, СЧ20, СЧ25 и СЧ30, удовлетворяющего требованиямГОСТ 1412–85.
- 2.4\*. Для болтовых соединений следует применять стальныеболты и гайки, удовлетворяющие требованиям ГОСТ 1759.0–87\*, ГОСТ 1759.4–87\* иГОСТ 1759.5–87\*, и шайбы, удовлетворяющие требованиям ГОСТ 18123–82\*.

Болты следует назначать по табл. 57\* и ГОСТ 15589–70\*, ГОСТ 15591–70\*, ГОСТ 7796–70\*, ГОСТ 7798–70\*, а при ограничении деформацийсоединений – по ГОСТ 7805–70\*.

Гайки следует применять по ГОСТ 5915–70\*: для болтов классовпрочности 4.6, 4.8, 5.6 и 5.8 – гайки класса прочности 4; для болтов классовпрочности 6.6 и 8.8 – гайки классов прочности соответственно 5 и 6, для болтовкласса прочности 10.9 – гайки класса прочности 8.

Шайбы следует применять: круглые по ГОСТ 11371-78\*, косые поГОСТ 10906-78\* и пружинные нормальные по ГОСТ 6402-70\*.

2.5\*. Выбор марок стали для фундаментных болтов следуетпроизводить по ГОСТ 24379.0-80, а их конструкцию и размеры принимать по ГОСТ24379.1-80\*.

Болты (U-образные) для крепления оттяжек антенных сооруженийсвязи а также U-образные и фундаментные болты опор воздушных линийэлектропередачи и распределительных устройств следует применять из стали марок:09Г2С-8 и 10Г2С1-8 по ГОСТ 19281–73\* с дополнительным требованием по ударнойвязкости при температуре минус 60°С неменее 30 Дж/см<sup>2</sup> (3 кгс×м/см<sup>2</sup>)в климатическом районе I<sub>1</sub>; 09Г2С-6 и 10Г2С1-6 по ГОСТ 19281–73\* вклиматических районах I<sub>2</sub>, II<sub>2</sub> и II<sub>3</sub>: ВСт3сп2по ГОСТ 380–71\* (с 1990 г. Ст3сп2-1 по ГОСТ 535–88) во всех остальныхклиматических районах.

2.6\*. Гайки для фундаментных и U-образных болтов следуетприменять:

для болтов из стали марок ВСт3сп2 и 20 – класса прочности 4по ГОСТ 1759.5-87\*;

для болтов из стали марок 09Г2С и 10Г2С1 – класса прочностине ниже 5 по ГОСТ 1759.5–87\*. Допускается применять гайки из марок стали,принимаемых для болтов.

Гайки для фундаментных и U-образных болтов диаметром менее48 мм следует применять по ГОСТ 5915–70\*, для болтов диаметром более 48 мм – поГОСТ 10605–72\*.

- $2.7^*$ . Высокопрочные болты следует применять по ГОСТ 22353 $-77^*$ , ГОСТ 22356 $-77^*$  и ТУ 14-4-1345-85; гайки и шайбы к ним по ГОСТ 22354 $-77^*$  иГОСТ 22355 $-77^*$ .
- 2.8\*. Для несущих элементов висячих покрытий, оттяжек опорВЛ и ОРУ, мачт и башен, а также напрягаемых элементов в предварительнонапряженных конструкциях следует применять:

канаты спиральные по ГОСТ 3062-80\*; ГОСТ 3063-80\*, ГОСТ 3064-80\*;

канаты двойной свивки по ГОСТ 3066-80\*; ГОСТ 3067-74\*; ГОСТ 3068-74\*; ГОСТ 3081-80\*; ГОСТ 7669-80\*; ГОСТ 14954-80\*;

канаты закрытые несущие по ГОСТ 3090-73\*; ГОСТ 18900-73\*ГОСТ 18901-73\*; ГОСТ 18902-73\*; ГОСТ 7675-73\*; ГОСТ 7676-73\*;

пучки и пряди параллельных проволок, формируемых из канатнойпроволоки, удовлетворяющей требованиям ГОСТ 7372-79\*.

2.9. Физические характеристики материалов, применяемых длястальных конструкций, следует принимать согласно прил. 3.

#### 3. РАСЧЕТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ МАТЕРИАЛОВ И СОЕДИНЕНИЙ

3.1\*. Расчетные сопротивления проката, гнутых профилей итруб для различных видов напряженных состояний следует определять по формулам,приведенным в табл. 1\*.

Таблица 1\*

		Условное	Расчетные
Напряженное сост	ояние	обозначение	сопротивления проката и труб
Растяжение,	По пределу текучести	$R_{y}$	$R_y = R_{yn}/g_m$
сжатие и изгиб	По временному сопротивлению	$R_{U}$	$R_{u} = R_{un}/g_{m}$
Сдвиг		$R_{S}$	$R_S = 0.58R_{yn}/g_m$
Смятие торцевой поверхности (при наличии пригонки)		Rp	$R_p = R_{un}/g_m$
Смятие местное в цилиндрических шарнирах (цапфах) при плотном касании		R <sub>lp</sub>	$R_{lp} = 0.5R_{un}/g_m$
Диаметральное сжатие катков (при свободном касании в конструкциях с ограниченной подвижностью)		R <sub>cd</sub>	$R_{cd} = 0.025 R_{un}/g_m$

Растяжение в направлении толщины проката (до	Rth	$R_{th} = 0.5R_{un}/g_m$
60 мм)	-	

Обозначение, принятое в табл. 1\*:

 $g_m$  — коэффициент надежности по материалу, определяемый в соответствии с п. 3.2\*.

3.2\*. Значения коэффициентов надежности по материалупроката, гнутых профилей и труб следует принимать по табл. 2\*.

Таблица 2\*

Государственный стандарт или технические условия на прокат	Коэффициент надежности по материалу <i>g<sub>m</sub></i>
ГОСТ 27772–88 (кроме сталей С590, С590К); ТУ 14-1-3023 –80 (для круга, квадрата, полосы)	1,025
ГОСТ 27772—88 (стали С590, С590К); ГОСТ 380–71** (для круга и квадрата размерами, отсутствующими в ТУ 14-1-3023—80); ГОСТ 19281—73* [для круга и квадрата с пределом текучести до 380 МПа (39 кгс/мм²) и размерами, отсутствующими в ТУ 14-1-3023—80]; ГОСТ 10705—80*; ГОСТ 10706—76*	1,050
ГОСТ 19281–73* [для круга и квадрата с пределом текучести свыше 380 МПа (39 кгс/мм <sup>2</sup> ) и размерами, отсутствующими в ТУ 14-1-3023–80]; ГОСТ 8731–87; ТУ 14-3-567–76	1,100

Расчетные сопротивления при растяжении, сжатии и изгибелистового, широкополосного универсального и фасонного проката приведены в табл.51\*, труб – в табл. 51,а. Расчетные сопротивления гнутых профилей следуетпринимать равными расчетным сопротивлениям листового проката, из которого ониизготовлены, при этом допускается учитывать упрочнение стали листового прокатав зоне гиба.

Расчетные сопротивления круглого, квадратного и полосовогопроката следует определять по табл. 1\*, принимая значения *Ryn*и *Run* равными соответственно пределу текучести и временномусопротивлению по ТУ 14-1-3023–80, ГОСТ 380–71\*\* (с 1990 г. ГОСТ 535–88) и ГОСТ19281–73\*.

Расчетные сопротивления проката смятию торцевой поверхности,местному смятию в цилиндрических шарнирах и диаметральному сжатию катковприведены в таба. 50\*

- 3.3. Расчетные сопротивления отливок из углеродистой стали исерого чугуна следует принимать по табл. 53 и 54.
- 3.4. Расчетные сопротивления сварных соединений дляразличных видов соединений и напряженных состояний следует определять поформулам, приведенным в табл. 3.

Таблица 3

Сварные	Напряжение состояние		Условное	Расчетные
соединения			обозначение	сопротивления
				сварных
				соединений
Стыковые	Сжатие. Растяжение и изгиб при автоматической, полуавтоматической или ручной сварке с физическим	По пределу текучести	Rwy	R <sub>Wy</sub> = R <sub>y</sub>
	контролем качества швов	По временному сопротивлению	R <sub>wu</sub>	$R_{WU} = R_U$
	Растяжение и изгиб при автоматической, полуавтоматической или ручной сварке	По пределу текучести	R <sub>Wy</sub>	$R_{Wy} = 0.85R_y$
	Сдвиг		R <sub>ws</sub>	$R_{WS} = R_{S}$
С угловыми швами	Срез (условный)	По металлу шва	R <sub>Wf</sub>	$R_{wf} = 0.55 \frac{R_{wun}}{\gamma_{wm}}$
		По металлу границы сплавления	$R_{WZ}$	$R_{WZ} = 0.45R_{UI}$
Примечания:	1 Лля швов выполняемь	іх ручной сваркой	значения Вили	n СПЕЛVЕТ

Примечания: 1. Для швов, выполняемых ручной сваркой, значения  $R_{WIR}$  следует принимать равными значениям временного сопротивления разрыву металла шва, указанным в ГОСТ 9467–75\*.

- 2. Для швов, выполняемых автоматической или полуавтоматической сваркой, значение  $R_{WUR}$  следует принимать по табл.  $4^*$  настоящих норм.
- 3. Значения коэффициента надежности по материалу шва  $g_{WM}$  следует принимать равными: 1,25 при значениях  $R_{WUI}$  не более 490 МПа (5 000 кгс/см $^2$ ); 1.35 при значениях  $R_{WUI}$  590 МПа (6 000 кгс/см $^2$ ) и более.

Расчетные сопротивления стыковых соединений элементов изсталей с разными нормативными сопротивлениями следует принимать как длястыковых соединений из стали с меньшим значением нормативного сопротивления.

Расчетные сопротивления металла швов сварных соединений сугловыми швами приведены в табл. 56.

3.5. Расчетные сопротивления одноболтовых соединений следуетопределять по формулам, приведенным в табл. 5\*.

Расчетные сопротивления срезу и растяжению болтов приведеныв табл. 58\*, смятию элементов, соединяемых болтами, – в табл. 59\*.

 $3.6^*$ . Расчетное сопротивление растяжению фундаментных болтов $R_{ba}$  следует определять по формуле

$$R_{ba} = 0.5R.$$
 (1)

Расчетное сопротивление растяжению U-образных болтов  $R_{DV}$ указанных в п. 2.5\*, следует определять по формуле

$$R_{bv} = 0.45 R_{un}$$
. (2)

Расчетные сопротивления растяжению фундаментных болтов приведеныв табл. 60\*.

3.7. Расчетное сопротивление растяжению высокопрочных болтов $R_{bh}$  следует определять по формуле

$$R_{bh} = 0.7 R_{bun}, \tag{3}$$

где  $R_{bun}$  – наименьшее временное сопротивление болта разрыву,принимаемое по табл. 61 $^{\star}$ .

3.8. Расчетное сопротивление растяжению высокопрочнойстальной проволоки  $R_{dh}$ , применяемой в виде пучков или прядей,следует определять по формуле

$$R_{dh} = 0.63 R_{un}.$$
 (4)

3.9. Значение расчетного сопротивления (усилия) растяжениюстального каната следует принимать равным значению разрывного усилия каната вцелом, установленному государственными стандартами или техническими условиямина стальные канаты, деленному на коэффициент надежности  $g_m$  = 1,6.

Таблица 4\*

	по ГОСТ 2246–70*) для ли полуавтоматической		
под флюсом	в углекислом газе	Марки порошковой проволоки	Значения нормативного сопротивления металла шва
(FOCT 9087–81*)	(по ГОСТ 8050-85) или в его смеси с аргоном (по ГОСТ 10157-79*)	(по ГОСТ 26271 -84)	$R_{wun}$ , МПа (кгс/см $^2$ )
Св-08. Св-08А	(1101001 10157-79)	_	410 (4200)
Св-08ГА	<del>-</del>	_	450 (4600)
Св-10ГА	Св-08Г2С	ПП-АН8, ПП-АН3	490 (5000)
Св-10НМА, Св- 10Г2	Св-08Г2С*	-	590 (6000)
Св-09ХН2ГМЮ	Св-10ХГ2СМА	-	685 (7000)
Св-08Х1ДЮ	Св-08ХГ2ДЮ		

<sup>\*</sup> При сварке проволокой Св-08Г2С значения  $R_{WUD}$  следует принимать равным 590 МПа (6000 кгс/см<sup>2</sup>) только для угловых швов с катетом  $k_f \, \pounds \, 8$  мм в конструкциях из стали с пределом текучести 440 МПа (4500 кгс/см<sup>2</sup>) и более.

Таблица 5\*

		Расчетные сопр	Расчетные сопротивления одноболтовых сое		
Напряженное состояние	Условное обозначение	срезу и растяже	ению болтов кла	icca	смятию соединяемых элементов из стали с пределом текучести до 440 МПа
		4.6; 5.6; 6.6	4.8; 5.8	8.8; 10.9	(4500 кгс/см <sup>2</sup> )
Срез	R <sub>bs</sub>	R <sub>bs</sub> = 0,38R <sub>bun</sub>	$R_{bs}$ = 0,4 $R_{bun}$	$R_{bs}$ = 0,4 $R_{bun}$	_
Растяжение	R <sub>bt</sub>	$R_{bt s} = 0,38R_{bun}$	R <sub>bt</sub> = 0,38R <sub>bun</sub>	$R_{bt}$ = 0,38 $R_{bun}$	_
Смятие	$R_{bp}$				
а) болты класса		_	_	_	$R_{\text{tip}} = (0.6 + 410 \frac{R_{\text{tip}}}{E}) R_{\text{time}}$
точности А б) болты класса В и С		_	_	_	$R_{\text{typ}} = (0.6 + 340 \frac{R_{\text{typ}}}{\text{Tr}}) R_{\text{typ}}$

Примечание. Допускается применять высокопрочные болты без регулируемого натяжения из стали марки 40X "селект", при этом расчетные сопротивления  $R_{bS}$  и  $R_{bt}$  следует определять как для болтов класса 10.9, а расчетное сопротивление как для болтов класса точности В и

Высокопрочные болты по ТУ 14-4-1345–85 допускается применять только при их работе на растяжение.

# 4\*. УЧЕТ УСЛОВИЙ РАБОТЫ И НАЗНАЧЕНИЯ КОНСТРУКЦИЙ

При расчете конструкций и соединений следует учитывать: коэффициенты надежности по назначению  $g_{\it I\! I}$ , принимаемые согласно Правилам учета степени ответственности зданий и сооружений проектировании конструкций;

коэффициент надежности  $g_U$  = 1,3 для элементов конструкций, рассчитываемыхна прочность с использованием расчетных сопротивлений  $R_{U}$ ;

коэффициенты условий работы  $g_{\mathcal{C}}$  и коэффициенты условий работы соединения  $g_{\mathcal{b}}$ , принимаемые по табл. 6\* и35\*, разделам настоящих норм по проектированию зданий, сооружений и конструкций,а также по прил. 4\*.

Таблица 6\*

Элементы конструкций	Коэффициенты
	условий работы $g_{\mathcal{C}}$
1. Сплошные балки и сжатые элементы ферм перекрытий под	0,9
залами театров, клубов, кинотеатров, под трибунами, под помещениями магазинов, книгохранилищ и архивов и т. п. при весе перекрытий, равном или большем временной нагрузки	
2. Колонны общественных зданий и опор водонапорных башен	0,95
3. Сжатые основные элементы (кроме опорных) решетки составного таврового сечения из уголков сварных ферм покрытий и перекрытий (например, стропильных и аналогичных им ферм) при гибкости I <sup>3</sup> 60 4. Сплошные балки при расчетах на общую устойчивость при j <sub>b</sub> <	0,8
1,0	,
5. Затяжки, тяги, оттяжки, подвески, выполненные из прокатной стали	0,9
6. Элементы стержневых конструкций покрытий и перекрытий: а) сжатые (за исключением замкнутых трубчатых сечений) при расчетах на устойчивость	0,95
б) растянутых в сварных конструкциях	0,95
в) растянутые, сжатые, а также стыковые накладки в болтовых конструкциях (кроме конструкций на высокопрочных болтах) из	1,05
стали с пределом текучести до 440 МПа (4500 кгс/см <sup>2</sup> ), несущих статическую нагрузку, при расчетах на прочность 7. Сплошные составные балки, колонны, а также стыковые накладки	1,1
из стали с пределом текучести до 440 МПа (4500 кгс/см²), несущие статическую нагрузку и выполненные с помощью болтовых соединений (кроме соединений на высокопрочных болтах), при расчетах на прочность  8. Сечения прокатных и сварных элементов, а также накладок из	
стали с пределом текучести до 440 МПа (4500 кгс/см²) в местах стыков, выполненных на болтах (кроме стыков на высокопрочных болтах), несущих статическую нагрузку, при расчетах на прочность: а) сплошных балок и колонн б) стержневых конструкций и перекрытий 9. Сжатые элементы решетки пространственных решетчатых конструкций из одиночных равнополочных (прикрепляемых большей полкой) уголков: а) прикрепляемые непосредственно к поясам одной полкой сварными швами либо двумя болтами и более, поставленными	1,1 1,05
вдоль уголка: раскосы по рис. 9*, <i>a</i>	0,9
распорки по рис. 9*, б, в	0.9
раскосы по рис. 9*, в, г, д	0,8
б) прикрепляемые непосредственно к поясам одной полкой, одним болтом (кроме указанных в поз. 9, в настоящей таблицы), а также прикрепляемые через фасонку независимо от вида соединения	0,75
в) при сложной перекрестной решетке с одноболтовыми соединениями по рис. 9*, е	0,7
10. Сжатые элементы из одиночных уголков, прикрепляемые одной полкой (для неравнополочных уголков только меньшей полкой), за исключением элементов конструкций, указанных в поз. 9 настоящей таблицы, раскосов по рис. 9*, 6, прикрепляемых непосредственно к поясам сварными швами либо двумя болтами и более, поставленными вдоль уголка, и плоских ферм из одиночных уголков 11. Опорные плиты из стали с пределом текучести до 285 МГа	0,75
(2900 кгс/см <sup>2</sup> ), несущие статическую нагрузку, толщиной, мм:	1 2
а) до 40 б) свыше 40 до 60	1,2 1,15
в) свыше 60 до 80	1,15
Примечания: 1. Коэффициенты условий работы g <sub>C</sub> < 1 при расчете од	
учитывать не следует.	

- 2. Коэффициенты условий работы, приведенные соответственно в поз. 1 и 6, в; 1 и 7; 1 и 8; 2 и 7; 2 и 8,а; 3 и 6, в, при расчете следует учитывать одновременно.
- 3. Коэффициенты условий работы, приведенные в поз. 3; 4; 6, а, в; 7; 8; 9 и 10, а также в поз. 5 и 6, б (кроме стыковых сварных соединений), при расчете соединений рассматриваемых элементов учитывать не следует.
- 4. В случаях, не оговоренных в настоящих нормах, в формулах следует принимать  $g_{\text{C}}$  = 1.

5.1. Расчет на прочность элементов, подверженныхцентральному растяжению или сжатию силой N, кроме указанных в п. 5.2,следует выполнять по формуле

$$\frac{N}{A_n} \le R_y \gamma_c \tag{5}$$

Расчет на прочность сечений в местах крепления растянутых элементов из одиночных уголков, прикрепляемых одной полкой болтами, следуетвыполнять по формулам (5) и (6). При этом значение  $g_C$  в формуле (6) должно приниматься по прил. 4\*настоящих норм.

5.2. Расчет на прочность растянутых элементов конструкций изстали с соотношением  $R_U/g_U > R_y$ , эксплуатациякоторых возможна и после достижения металлом предела текучести, следуетвыполнять по формуле

$$\frac{N}{A_n} \le \frac{R_u \gamma_c}{\gamma_u} \tag{6}$$

5.3. Расчет на устойчивость сплошностенчатых элементов,подверженных центральному сжатию силой N, следует выполнять по формуле

$$\frac{N}{\varphi 4} \le R_y \gamma_c \tag{7}$$

Значения јследует определять по формулам:

при  $0 < \bar{\lambda} \pm 2,5$ 

$$\boldsymbol{\varphi} = 1 - (0.073 - 5.53 \frac{R_{y}}{E}) \overline{\lambda} \sqrt{\overline{\lambda}}; \tag{8}$$

при 2,5  $< \overline{\lambda}$  £ 4,5

$$\boldsymbol{\varphi} = 1,47 - 13,0 \frac{R_{y}}{E} - (0,371 - 27,3 \frac{R_{y}}{E}) \overline{\lambda} + (0,0275 - 5,53 \frac{R_{y}}{E}) \overline{\lambda}^{2}; \tag{9}$$

при  $\bar{\lambda} > 4.5$ 

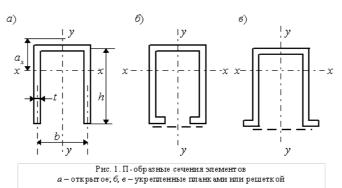
$$\boldsymbol{\varphi} = \frac{332}{\bar{\lambda}^2 (5l - \bar{\lambda})} \tag{10}$$

Численные значения јприведены в табл. 72.

5.4\*. Стержни из одиночных уголков должны рассчитываться нацентральное сжатие в соответствии с требованиями, изложенными в п. 5.3. Приопределении гибкости этих стержней радиус инерции сечения уголка *i* ирасчетную длину *lef* следует принимать согласно пп. 6.1–6.7.

При расчете поясов и элементов решетки пространственныхконструкций из одиночных уголков следует выполнять требования п. 15.10\* настоящихнорм.

5.5. Сжатые элементы со сплошными стенками открытогоП-образного сечения при *l<sub>X</sub>*< 3*l<sub>y</sub>*,где *l<sub>X</sub>* и *l<sub>y</sub>* − расчетные гибкостиэлемента в плоскостях, перпендикулярных осям соответственно *x*−*x* и*y*−*y* (рис. 1), рекомендуется укреплять планками или решеткой, при этомдолжны быть выполнены требования пп. 5.6 и 5.8\*



При отсутствии планок или решетки такие элементы помиморасчета по формуле (7) следует проверять на устойчивость при изгибно-крутильнойформе потери устойчивости по формуле

$$\frac{N}{c \boldsymbol{\varphi}_{y} A} \leq R_{y} \gamma_{c} \tag{11}$$

где  $j_V$  коэффициент продольного изгиба, вычисляемый согласно требованиям п. 5.3;

c – коэффициент, определяемый по формуле

$$c = \frac{2}{l + \delta + \sqrt{(l - \delta)^2 + \frac{l \delta \alpha^2}{\mu}}}$$
(12)

$$\delta = \frac{4\rho}{\mu}; \mu = \frac{8J_{\omega}}{J_{y}h^{2}} + 0.156 \frac{J_{t}}{Ah^{2}} \lambda_{y}^{2}$$

 $a = a_X/h$  – относительное расстояние между центром тяжести и центромизгиба.

$$_{\rm 3 десь} \ \rho = \frac{J_x + J_y}{Ah^2} + \alpha^2 \, ; J_t = \frac{l}{\beta} \sum b_i t_i^3 \, ; \label{eq:decomposition}$$

секториальный момент инерции сечения;

 $b_i$  и  $t_i$  – соответственноширина и толщина прямоугольных элементов, составляющих сечение

Для сечения, приведенного на рис. 1, а, значения  $\frac{J_{\omega}}{J_{y}h^{2}}$ ,  $\frac{J_{t}}{Ah^{2}}$  и а должны определяться по формулам:

$$\frac{J_{\omega}}{J_{y}h^{2}} = \frac{39 + 2\beta}{(6 + \beta)^{2}}; \frac{J_{t}}{Ah^{2}} = \frac{I}{3} \left(\frac{t}{h}\right)^{2}; \alpha = \frac{4(3 + \beta)}{(2 + \beta)(6 + \beta)},$$
(13)

где b = b/h

5.6. Для составных сжатых стержней, ветви которых соединеныпланками или решетками, коэффициент јотносительно свободной оси (перпендикулярной плоскости планок или решеток)должен определяться по формулам (8) – (10) с заменой в них  $\lambda$  на  $\lambda_{ef}$ -Значение  $\lambda_{ef}$ -следует определять в зависимости от значений *І<sub>е.</sub>*г,приведенных в табл. 7.

#### Таблица 7

Тип	Схема	Приведенные гибкости $I_{ef}$ составных стержней сквозного сечения		
сечения	сечения	с планками при	с решетками	
		$J_S I/(J_b b) < 5$	J <sub>S</sub> //(J <sub>b</sub> b) <sup>3</sup> 5	
1		$\lambda_{\text{ef}} = \sqrt{\lambda_{y}^{2} + 0,82 \lambda_{1}^{2} (1 + n)}$ (14)	$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_I^2}$ (17)	$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 \alpha_I \frac{A}{A_{dI}}} $ (20)
2		$\lambda_{\text{ef}} = \sqrt{\lambda^2 + 0.82 \left[\lambda_1^2 (1 + n_1) + \lambda_2^2 (1 + n_2)\right]}$ (15)	$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + \lambda_1^2 + \lambda_2^2}$ (18)	$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + A\left(\frac{\alpha_1}{A_{dl}} + \frac{\alpha_2}{A_{d2}}\right)}$ (21)
3		$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + 0.82 \lambda_3^2 (l + 3n_3)}_{(16)}$	$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + 1,3 \lambda_3^2}$ (19)	$\lambda_{d} = \sqrt{\lambda^2 + \frac{2 A}{3 A_d}}$ (22)

Обозначения принятые в табл. 7:

- расстояние между осями ветвей; – расстояние между центрами планок;

наибольшая гибкость всего стержня:

- гибкость отдельных ветвей при изгибе их в плоскостях, перпендикулярных осям соответственно 1-1, 2-2 и 3-3, на участках между приваренными планками (в свету) или между центрами крайних болтов;

площадь сечения всего стержня;

Ad1 и Ad2 – площади сечений раскосов решеток (при крестовой решетке – двух раскосов), лежащих в плоскостях, перпендикулярных осям

соответственно 1-1 и 2-2;

– площадь сечения раскоса решетки (при крестовой решетке – двух раскосов), лежащей в плоскости одной грани (для трехгранного

— коэффициенты, определяемые по формуле  $\alpha=10\frac{a^s}{b^2l}$ 

a, b, l

n, n<sub>1</sub>, n<sub>2</sub>, n<sub>3</sub>

— размеры, определяемые по рис. 2; — коэффициенты, определяемые соответственно по формулам;  $n=\frac{J_{b1}b}{J_{s1}l}; n_1=\frac{J_{b2}b}{J_{s1}l}; n_2=\frac{J_{b2}b}{J_{s2}l}; N_3=\frac{J_{b3}b}{J_{sj}l},$ 

– моменты инерции сечения ветвей относительно осей соответственно 1–1 и 3–3 (для сечений типов 1 и 3); здесь

- то же, двух уголков относительно осей соответственно 1-1 и 2-2 (для сечения типа 2);

- момент инерции сечения одной планки относительно собственной оси x–x (рис. 3);

– моменты инерции сечения одной из планок, лежащих в плоскостях, перпендикулярных осям соответственно 1–1 и 2–2 (для сечения типа

В составных стержнях с решетками помимо расчета наустойчивость стержня в целом следует проверять устойчивость отдельных ветвей научастках между

Гибкость отдельных ветвей  $I_1,I_2$  и  $I_3$  на участке между планкамидолжна быть не более 40.

При наличии в одной из плоскостей сплошного листа вместопланок (рис. 1, б, в) гибкость ветви должна вычисляться порадиусу инерции полусечения относительно его оси, перпендикулярной плоскостипланок.

В составных стержнях с решетками гибкость отдельных ветвеймежду узлами должна быть не более 80 и не должна превышать приведенную гибкость/*ef* стержня в целом. Допускается принимать более высокие значения гибкости ветвей, но не более 120, при условии, что расчет таких стержней выполнен по деформированной

#### схеме

5.7. Расчет составных элементов из уголков, швеплеров и т.п., соединенных вплотную или через прокладки, следует выполнять каксплошностенчатых при условии, что наибольшие расстояния на участках междуприваренными планками (в свету) или между центрами крайних болтов не превышают:

для сжатыхэлементов 40*i*для растянутыхэлементов 80*i* 

Здесь радиус инерции і уголка или швеллера следуетпринимать для тавровых или двутавровых сечений относительно оси, параллельнойплоскости расположения прокладок, а для крестовых сечений – минимальный.

При этом в пределах длины сжатого элемента следует ставитьне менее двух прокладок.

5.8\*. Расчет соединительных элементов (планок, решеток)сжатых составных стержней должен выполняться на условную поперечную силу Q<sub>fic</sub>,принимаемую постоянной по всей длине стержня и определяемую по формуле

$$Q_{fic} = 7.15 \times 10^{-6} (2330 - E/R_V)NIj,$$
 (23)\*

где N – продольное усилие в составном стержне;

і -коэффициент продольного изгиба, принимаемый для составного стержня в плоскостисоединительных элементов.

Условную поперечную силу  $Q_{fiC}$  следуетраспределять:

при наличии только соединительных планок (решеток) поровнумежду планками (решетками), лежащими в плоскостях, перпендикулярных оси,относительно которой производится проверка устойчивости;

при наличии сплошного листа и соединительных планок(решеток) - пополам между листом и планками (решетками), лежащими в плоскостях,параллельных листу;

при расчете равносторонних трехгранных составных стержнейусловная поперечная сила, приходящаяся на систему соединительных элементов,расположенных в одной плоскости, должна приниматься равной 0,8 $Q_{fic}$ .



Рис. 2. С хема раскосной решетки

5.9. Расчет соединительных планок и их прикрепления (рис. 3)должен выполняться как расчет элементов безраскосных ферм на:

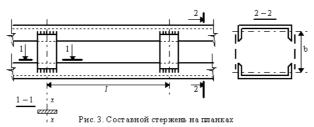
силу F, срезывающую планку, по формуле

$$F = Q_S l/b; (24)$$

момент  $M_1$ , изгибающий планку в ее плоскости, по формуле

$$M_1 = Q_S I/2$$
 (25)

где  $Q_{S}$  – условная поперечная сила,приходящаяся на планку одной грани.



5.10. Расчет соединительных решеток должен выполняться какрасчет решеток ферм. При расчете перекрестных раскосов крестовой решетки сраспорками (рис. 4) следует учитывать дополнительное усилие N<sub>ad</sub>,возникающее в каждом раскосе от обжатия поясов и определяемое по формуле

$$N_{ad} = \alpha N \frac{A_d}{A},$$
 (26)

где N – усилие в одной ветви стержня;

А – площадь сечения одной ветви;

 $A_d$  – площадь сечения одного раскоса;

а -коэффициент, определяемый по формуле

$$a = al^2/(a^3 = 2b^3) (27)$$

5.11. Расчет стержней, предназначенных для уменьшениярасчетной длины сжатых элементов, должен выполняться на усилие, равное условнойпоперечной силе в основном сжатом элементе, определяемой по формуле (23)\*.

#### ИЗГИБАЕМ ЫЕЭЛЕМЕНТЫ

5.12. Расчет на прочность элементов (кроме балок с гибкойстенкой, с перфорированной стенкой и подкрановых балок), изгибаемых в одной изглавных плоскостей, следует выполнять по формуле

$$\frac{M}{W_{n,min}} \le R_y \gamma_s. \tag{28}$$

Значение касательных напряжений t в сечениях изгибаемых элементов должны удовлетворятьусловию

$$\tau = \frac{QS}{J_t} \le R_s \gamma_c. \tag{29}$$

При наличии ослабления стенки отверстиями для болтовзначения t в формуле (29)следует умножать на коэффициент a,определяемый по формуле

$$a = a/(a - d), \tag{30}$$

где *a* – шаг отверстий;

b - диаметр отверстия.

5.13. Для расчета на прочность стенки балки в местахприложения нагрузки к верхнему поясу, а также в опорных сечениях балки, неукрепленных ребрами жесткости, следует определять местное напряжение s<sub>IOC</sub> по формуле

$$\sigma_{loc} = \frac{F}{t l_{ef}} \le R_{y} \gamma_{c}, \tag{31}$$

где F – расчетное значение нагрузки (силы);

 $l_{\it ef}$  – условная длина распределениянагрузки, определяемая в зависимости от условий опирания; для случая опиранияпо рис. 5.

$$l_{ef} = b + 2t_{f}, \tag{32}$$

где  $t_f$  – толщина верхнего пояса балки, если нижняя балка сварная (рис. 5, a), или расстояние от наружной граниполки до начала внутреннего закругления стенки, если нижняя балка прокатная(рис. 5,  $\delta$ ).

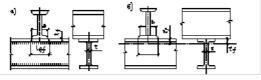


Рис. 5. Схема для определения длины распределения нагрузки на балку а — сварную; б — прокатную

5.14\*. Для стенок балок, рассчитываемых по формуле (28),должны выполняться условия:

$$\sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \le l, l5R \quad _{y} \gamma_c; \tau_{xy} \le R_s \gamma_c, \tag{33}$$

 $\sigma_{_{X}} = rac{M}{J_{_{B}}} y$  где — нормальныенапряжения в срединной плоскости стенки, параллельные оси балки;

 $s_y$ - то же, перпендикулярные оси балки, в том числе  $s_{IOC}$ , определяемое по формуле (31);

 $t_{\rm XY}$  – касательное напряжение, вычисляемое по формуле(29) с учетом формулы (30).

Напряжения  $s_{X^{\!\!\! U}}$   $s_{Y^{\!\!\! U}}$  принимаемые вформуле (33) со своими знаками, а также  $t_{XY}$ следует определять в одной и той же точке балки.

5.15. Расчет на устойчивость балок двутаврового сечения, изгибаемых в плоскости стенки и удовлетворяющих требованиям пп. 5.12 и 5.14\*, следует выполнять по формуле

$$\frac{M}{{\boldsymbol \varphi}_b W_c} \leq R_y \gamma_c, \enskip_{c} \label{eq:weak_proposition}$$
 (34)

где  $W_{\it C}$  – следует определять для сжатогопояса;

*j*<sub>b</sub>- коэффициент, определяемый по прил. 7\*.

При определении значения  $j_D$ за расчетную длину балки  $l_{ef}$  следует принимать расстояниемежду точками закреплений сжатого пояса от поперечных смещений (узламипродольных или поперечных связей, точками крепления жесткого настила); приотсутствии связей  $l_{ef} = l$  (где l — пролетбалки) за расчетную длину консоли следует принимать:  $l_{ef} = l$  при отсутствии закрепления сжатого пояса на конце консоли в горизонтальнойплоскости (здесь l — длина консоли); расстояние между точкамизакреплений сжатого пояса в горизонтальной плоскости при закреплении пояса наконце и по длине консоли.

- 5.16\*. Устойчивость балок не требуется проверять:
- а) при передаче нагрузки через сплошной жесткий настил,непрерывно опирающийся на сжатый пояс балки и надежно с ним связанный (плитыжелезобетонные из тяжелого, легкого и ячеистого бетона, плоский ипрофилированный металлический настил, волнистую сталь и т. п.);
- б) при отношении расчетной длины балки  $l_{ef}$ к ширине сжатого пояса b, не превышающем значений, определяемых поформулам табл. 8\* для балок симметричного двутаврового сечения и с болееразвитым сжатым поясом, для которых ширина растянутого пояса составляет неменее 0,75 ширины сжатого пояса.

Таблица 8\*

Место приложения нагрузки	Наибольшие значения $l_{\it ef}/b$ , при которых		
	не требуется расчет на устойчивость прокатных и сварных балок (при 1 £ $h/b$ < 6 и 15 £ $b/t$ £ 35)		
К верхнему поясу	$\frac{l_{\text{ef}}}{b} = \left[0,35 + 0,0032\frac{b}{t} + \left(0,76 - 0,02\frac{b}{t}\right)\frac{b}{h}\right]\sqrt{\frac{E}{R_{y}}}$ (35)		
К нижнему поясу	$\frac{l_{\text{ef}}}{b} = \left[0.57 + 0.0032 \frac{b}{t} + \left(0.92 - 0.02 \frac{b}{t}\right) \frac{b}{h}\right] \sqrt{\frac{E}{R_y}}$ (36)		
Независимо от уровня приложения нагрузки при расчете участка балки между связями или при чистом изгибе	$\frac{l_{\text{ef}}}{b} = \left[0.41 + 0.0032 \frac{b}{t} + \left(0.73 - 0.02 \frac{b}{t}\right) \frac{b}{h}\right] \sqrt{\frac{E}{R_{y}}}$ (37)		
Обозначения, принятые	означения, принятые в таблице 8*:		

, ,

b и t- соответственно ширина и толщина сжатого пояса;

h – расстояние (высота) между осями поясных листов.

Примечания: 1. Для балок с поясными соединениями на высокопрочных болтах значения  $l_{\rm ef}/b$ , получаемые по формулам таблицы 8\* следует умножать на коэффициент 1,2.

2. Для балок с отношением b/t < 15 в формулах таблицы 8\* следует принимать b/t = 15.

Закрепление сжатого пояса в горизонтальной плоскости должнобыть рассчитано на фактическую или условную поперечную силу. При этом условнуюпоперечную силу следует определять:

при закреплении в отдельных точках по формуле (23)\*, вкоторой j следует определять пригибкости  $I = I_{eff} i$ (здесь i — радиус инерции сечения сжатого пояса в горизонтальной плоскости), а N следует вычислять по формуле

$$N = (A_f + 0.25A_W)R_V;$$
 (37,a)

при непрерывном закреплении по формуле

$$q_{fic}$$
=  $3Q_{fic}/I$ , (37,6)

где  $q_{fic}$  – условная поперечная сила наединицу длины пояса балки;

 $Q_{fic}$  – условная поперечная сила, определяемая по формуле (23)\*, в которой следует принимать j = 1, а N – определять по формуле (37,a).

5.17. Расчет на прочность элементов, изгибаемых в двухглавных плоскостях, следует выполнять по формуле

$$\frac{M_x}{J_{xn}} y \pm \frac{M_y}{J_{yn}} x \le R_y \gamma_c, \tag{38}$$

где x и y – координаты рассматриваемой точкисечения относительно главных осей.

В балках, рассчитываемых по формуле (38), значениянапряжений в стенке балки должны быть проверены по формулам (29) и (33) в двухглавных плоскостях изгиба

При выполнении требований п. 5.16\*, а проверкаустойчивости балок, изгибаемых в двух плоскостях, не требуется.

5.18\*. Расчет на прочность разрезных балок сплошного сеченияиз стали с пределом текучести до 530 МПа (5400 кгс/см<sup>2</sup>), несущихстатическую нагрузку, при соблюдении пп. 5.19\*–5.21, 7.5 и 7.24 следует выполнятьс учетом развития пластических деформаций по формулам

при изгибе в одной из главных плоскостей при касательных напряжениях  $t \pm 0.9 R_S$  (кроме опорных сечений)

$$\frac{M}{c_1 W_{n,min}} \le R_y \gamma_c; \tag{39}$$

при изгибе в двух главных плоскостях при касательных напряжениях  $t \, \pounds \, 0.5 R_{S}$  (кроме опорных сечений)

$$\frac{M_x}{c_x W_{xn,min}} + \frac{M_y}{c_y W_{yn,min}} \le R_y \gamma_c;$$
(40)

здесь M,  $M_X$  и  $M_V$  –абсолютные значения изгибающих моментов;

с1 - коэффициент, определяемый поформулам (42) и (43);

 $c_{X}$ и  $c_{Y}$  – коэффициенты, принимаемые по табл. 66.

Расчет в опорном сечении балок (при M = 0;  $M_X = 0$  и  $M_V = 0$ ) следует выполнять по формуле

$$\tau = \frac{Q}{th} \le R_s \gamma_c. \tag{41}$$

При наличии зоны чистого изгиба в формулах (39) и (40)вместо коэффициентов  $c_1$ ,  $c_X$  и  $c_y$ следует принимать соответственно:

$$c_{1m} = 0.5(1+c); c_{xm} = 0.5(1+c_x); c_{ym} = 0.5(1+c_y).$$

При одновременном действии в сечении момента M ипоперечной силы Q коэффициент c1 следует определять поформулам:

при 
$$t \, £0,5R_S \, c_1 = c;$$
 (42)

при 
$$0.5R_S < t £ 0.9R_S c_1 = 1.05b_C$$
, (43)

$$\tau = \frac{Q}{th}; \beta = \sqrt{\frac{I - (\tau/R_s)^2}{I - \alpha(\tau/R_s)^2}};$$
(44)

здесь c – коэффициент, принимаемый по табл. 66;

t и h – соответственно толщина и высотастенки;

a –коэффициент, равный a = 0,7 длядвутаврового сечения, изгибаемого в плоскости стенки; a = 0 – для других типов сечений;

 $c_1$  – коэффициент, принимаемый не менееединицы и не более коэффициента c.

С целью оптимизации балок при их расчете с учетом требованийпп. 5.20, 7.5, 7.24 и 13.1 значения коэффициентов c,  $c_X$ и  $c_Y$  в формулах (39) и (40) допускается принимать меньше значений, приведенных в табл. 66, но не менее 1,0.

При наличии ослабления стенки отверстиями для болтовзначения касательных напряжений тследует умножать на коэффициент, определяемый по формуле (30).

5.19\*. Расчет на прочность балок переменного сечения сучетом развития пластических деформаций следует выполнять только для одногосечения с наиболее неблагоприятным сочетанием усилий *М* и Q; востальных сечениях учитывать развитие пластических деформаций не допускается.

Расчет на прочность изгибаемых элементов из стали с пределомтекучести до 530 МПа (5400 кгс/см<sup>2</sup>), воспринимающих динамические,вибрационные или подвижные нагрузки, допускается выполнять с учетом развитияпластических деформаций, не препятствующих требуемым условиям эксплуатацииконструкций и оборудования.

5.20. Для обеспечения общей устойчивости балок,рассчитываемых с учетом развития пластических деформаций, необходимо, чтобылибо были выполнены требования п. 5.16\*,а, либо наибольшие значения отношенийрасчетной длины балки к ширине сжатого пояса  $l_{ef}b$ ,определяемые по формулам табл. 8\*, были уменьшены умножением на коэффициент

$$d = [1 - 0.7(c_1 - 1)/(c - 1)]$$
, здесь  $1 < c_1 £ c$ .

Учет пластичности при расчете балок со сжатым поясом менееразвитым, чем растянутый, допускается лишь при выполнении условий п. 5.16\*,а.

5.21. В балках, рассчитываемых с учетом развитияпластических деформаций, стенки следует укреплять поперечными ребрами жесткостисогласно требованиям пп. 7.10, 7.12 и 7.13, в том числе в местах приложениясосредоточенной нагрузки.

5.22. Расчет на прочность неразрезных и защемленных балокпостоянного двутаврового сечения, изгибаемых в плоскости наибольшей жесткости,со смежными пролетами, отличающимися не более чем на 20 %, несущих статическуюнагрузку, при условии соблюдения требований пп. 5.20, 5.21, 7.5 и 7.24 следуетвыполнять по формуле (39) с учетом перераспределения опорных и пролетных моментов.

Расчетные значения изгибающего момента  $\emph{M}$  следуетопределять по формуле

$$M = aM_{max}, (45)$$

где  $M_{max}$  – наибольший изгибающий момент впролете или на опоре, определяемый из расчета неразрезной балки в предположенииупругой работы материала;

а -коэффициент перераспределения моментов, определяемый по формуле

$$\alpha = 0.5 \left( I + \frac{M_{ef}}{M_{max}} \right); \tag{46}$$

здесь  $M_{\it ef}$  – условный изгибающий момент, равный:

а) в неразрезных балках со свободно опертыми концамибольшему из значений

$$M_{\rm ef} = \max\left\{\frac{M_I}{l + a/l}\right\};\tag{47}$$

$$M_{ef} = 0.5M_2,$$
 (48)

где символ тах означает, что следует найти максимумвсего следующего за ним выражения;

 $\it M_1$  – изгибающий момент в крайнем пролете,вычисленный как в свободно опертой однопролетной балке;

 $M_2$  – максимальный изгибающий момент впромежуточном пролете, вычисленный как в свободно опертой однопролетной балке;

a – расстояние от сечения, в котором действуетмомент  $M_1$ , до крайней опоры;

I – длина крайнего пролета;

- б) в однопролетных и неразрезных балках с защемленнымиконцами  $M_{ef}$  = 0,5 $M_3$ , где  $M_3$  наибольший из моментов, вычисленных как в балках с шарнирами на опорах;
- в) в балке с одним защемленным и другим свободно опертымконцом значение  $M_{ef}$  следует определять по формуле (47).

Расчетное значение поперечной силы Q в формуле (44)следует принимать в месте действия  $M_{max}$ . Если  $M_{max}$  момент в пролете, следует проверить опорное сечение балки

5.23. Расчет на прочность неразрезных и защемленных балок, удовлетворяющих требованиям п. 5.22, в случае изгиба в двух главных плоскостяхпри  $t cdot cdot 0,5 R_S$  следует производить по формуле(40) с учетом перераспределения опорных и пролетных моментов в двух главных плоскостяхсогласно требованиям п. 5.22.

# ЭЛЕМЕНТЫ, ПОДВЕРЖЕННЫЕ ДЕЙСТВИЮ ОСЕВОЙ СИЛЫ С ИЗГИБОМ

5.24\*. Расчет на прочность внецентренно-сжатых исжато-изгибаемых элементов по формуле (49) выполнять не требуется при значенииприведенного эксцентриситета  $m_{ef}$ £ 20, отсутствии ослабления сечения и одинаковых значенияхизгибающих моментов, принимаемых в расчетах на прочность и устойчивость.

 $5.25^*$ . Расчет на прочность внецентренно-сжатых, сжато-изгибаемых, внецентренно-растянутых и растянуто-изгибаемых элементов изстали с пределом текучести до 530 MГа ( $5400 \text{ krc/cm}^2$ ), неподвергающихся непосредственному воздействию динамических нагрузок, при  $t \, \pounds 0,5R_S$  и  $N/(A_nR_y) > 0,1$  следует выполнять по формуле

$$\left(\frac{N}{A_n R_y \gamma_c}\right)^n + \frac{M_x}{c_x W_{m,min} R_y \gamma_c} + \frac{M_y}{c_y W_{yn,min} R_y \gamma_c} \le l, \tag{49}$$

где  $N,\,M_X$  и  $M_Y$  —абсолютные значения соответственно продольной силы и изгибающих моментов принаиболее неблагоприятном их сочетании;

 $n,\, c_X$ и  $c_Y$  –коэффициенты, принимаемые по прил. 5.

Если  $N/(A_nR_y)$  £ 0,1, формулу (49) следует применятьпри выполнении требований пп. 7.5 и 7.24.

В прочих случаях расчет следует выполнять по формуле

$$\frac{N}{A_n} \pm \frac{M_x}{J_{xn}} y \pm \frac{M_y}{J_{yn}} x \le R_y \gamma_c,$$
(50)

где х и у – координаты рассматриваемой точкисечения относительно его главных осей.

5.26. Расчет на устойчивость внецентренно-сжатых исжато-изгибаемых элементов следует выполнять как в плоскости действия момента(плоская форма потери устойчивости), так и из плоскости действия момента(изгибно-крутильная форма потери устойчивости).

5.27\*. Расчет на устойчивость внецентренно-сжатых исжато-изгибаемых элементов постоянного сечения (с учетом требований пп. 5.28\* и5.33 настоящих норм) в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостьюсимметрии, следует выполнять по формуле

$$\frac{N}{\boldsymbol{\varphi}_{e}A} \leq R_{y} \gamma_{c}. \tag{51}$$

В формуле (51) коэффициент  $j_e$ следует определять:

а) для сплошностенчатых стержней по табл. 74 в зависимостиот условной гибкости  $\overline{\lambda}$  и приведенногоотносительного эксцентриситета  $m_{\mathrm{ef}}$ , определяемого по формуле

$$m_{\text{ef}} = hm,$$
 (52)

где h –коэффициент влияния формы сечения, определяемый по табл. 73;

$$m=rac{eA}{\overline{W}_c}$$
 — относительный эксцентриситет (здесь  $e$  — эксцентриситет;

 $W_{\rm C}$  – момент сопротивления сечениядля наиболее сжатого волокна);

б) для сквозных стержней с решетками или планками, расположенными в плоскостях, параллельных плоскости изгиба, по табл. 75 взависимости от условной приведенной гибкости  $\overline{\lambda}_{ef}$  ( $l_{ef}$  по табл. 7) иотносительного эксцентриситета m, определяемого по формуле

$$m = e \frac{Aa}{J}, \tag{53}$$

где а – расстояние от главной оси сечения, перпендикулярнойплоскости изгиба, до оси наиболее сжатой ветви, но не менее расстояния до осистенки ветви.

При вычислении эксцентриситета e = M/Nзначения M и N следует принимать согласно требованиям п. 5.29.

Расчет на устойчивость внецентренно-сжатых исжато-изгибаемых трехгранных сквозных стержней с решетками или планками ипостоянным по длине равносторонним сечением следует выполнять согласно требованиямразд. 15\*.

Расчет на устойчивость не требуется для сплошно-стенчатыхстержней при  $m_{\rm ef}$  >20 и для сквозных стержней при m >20, в этих случаях расчет следует выполнять как для изгибаемых элементов.

5.28\*. Внецентренно-сжатые элементы, выполненные из стали спределом текучести свыше 530 МПа (5400 кгс/см²) и имеющие резконесимметричные сечения (типы сечений 10 и 11 по табл. 73), кроме расчета поформуле (51), должны быть проверены на прочность по формуле

$$\left| \frac{N}{A_n} - \frac{M}{\delta W_{nt}} \right| \le \frac{R_u \gamma_c}{\gamma_u},\tag{54}$$

где значение  $W_{nt}$  следует вычислять длярастянутого волокна, а коэффициент dопределять по формуле

$$d = 1 - Nl^2/(p^2 EA). (55)$$

5.29. Расчетные значения продольной силы *N* иизгибающего момента *M* в элементе следует принимать для одного и того жесочетания нагрузок из расчета системы по недеформированной схеме впредположении упругих деформаций стали.

При этом значения M следует принимать равными:

для колонн постоянного сечения рамных систем – наибольшемумоменту в пределах длины колонн;

для ступенчатых колонн – наибольшему моменту на длинеучастка постоянного сечения;

для колонн с одним защемленным, а другим свободным концом –моменту в заделке, но не менее момента в сечении, отстоящем на треть длиныколонны от заделки;

для сжатых верхних поясов ферм и структурных плит,воспринимающих внеузловую нагрузку, – наибольшему моменту в пределах среднейтрети длины панели пояса, определяемому из расчета пояса как упругойнеразрезной балки;

для сжатых стержней с шарнирно-опертыми концами и сечениями,имеющими одну ось симметрии, совпадающую с плоскостью изгиба, – моменту,определяемому по формулам табл. 9.

Таблица 9

Относительный		
эксцентриситет,		
	Расчетные значения М при условной гиб	бкости стержня
соответствующий		
M <sub>max</sub>		
	$\overline{\lambda}$ < 4	<del>1</del> 3 4
		71 4
m£3	Ι λ	
	$M = M_2 = M_{max} - \frac{\lambda}{4} (M_{max} - M_I)$	$M = M_{\bullet}$
3 < m £ 20	m-3	m-3
	$M = M_2 + \frac{m-3}{17} \times (M_{max} - M_2)$	$M = M_1 + \frac{1}{m_{ox}} \times (M_{max} - M_1)$
	17	17

Обозначения, принятые в таблице 9:

 $\mathit{M}_{\mathit{max}}$  – наибольший изгибающий момент в пределах длины стержня;

 $\it M_1$  – наибольший изгибающий момент в пределах средней трети длины стержня, но не менее  $0.5 M_{\it max}$ :

 $\mathit{m}$  – относительный эксцентриситет, определяемый по формуле

 $m = M_{max}A/(NW_C)$ .

Примечание. Во всех случаях следует принимать  $M^{3}$  0,5 $M_{max}$ .

Для сжатых стержней с шарнирно-опертыми концами и сечениями,имеющими две оси симметрии, расчетные значения эксцентриситетов *тер*следует определять по табл. 76.

5.30. Расчет на устойчивость внецентренно-сжатых элементовпостоянного сечения из плоскости действия момента при изгибе их в плоскостинаибольшей жесткости ( $J_X > J_y$ ), совпадающей с плоскостью симметрии, следует выполнять поформуле

$$\frac{N}{c \boldsymbol{\varphi}_{y} A} \leq R_{y} \gamma_{c}, \tag{56}$$

где c – коэффициент, вычисляемый согласно требованиямп. 5.31;

 $j_{V^{\!-}}$  коэффициент, вычисляемый согласно требованиям п. 5.3 настоящих норм.

5.31. Коэффициент c в формуле (56) следуетопределять:

при значениях относительного эксцентриситета  $m_{X}$ £ 5 по формуле

$$c = \frac{\beta}{l + am_x},\tag{57}$$

где a и b – коэффициенты, принимаемые по табл.10;

Таблица 10

		Значения ко	эффициентов			
Типы сечений		а при		<i>b</i> при		
		m <sub>X</sub> £1	$1 < m_X £ 5$	ly£lc	$l_{\mathcal{Y}} > l_{\mathcal{C}}$	
Открытые  — у - —	<b>∤</b> .♠,∤	0,7	$0,65 + 0,05m_X$	1	$\sqrt{oldsymbol{arphi}_{c}/oldsymbol{arphi}_{y}}$	
x	x - x - x					
y	y	$l - 0.3 \frac{J_2}{J_I}$	$1-(0,35-0,05m_{\chi})\frac{J_2}{J_1}$	1	$I - \left(1 - \sqrt{\frac{\boldsymbol{\varphi}_c}{\boldsymbol{\varphi}_y}}\right) \times \left(2\frac{J_2}{J_1} - I\right);$	
xx e	e x y				при J <sub>2</sub> /J <sub>1</sub> < 0,5 <i>b</i> = 1	
Замкнутые: с решетками	сплошные					
(с планками)						
	у е	0,6	$0.55 + 0.05m_{\chi}$	1	√ <b>p</b> ₀ / <b>p</b> ,	

Обозначения, принятыев таблице 10:

 $J_1$  и $J_2$  – моменты инерции соответственно большей и меньшей полокотносительно оси симметрии сечения y–y;

$$j_{c}$$
 – значения $j_{y}$  при  $\lambda_{y}=\lambda_{c}=$  3,  $14\sqrt{E/R_{y}}$  .

Примечание. Значения коэффициентов *а* и *b*для сквозных стержней с решетками (или планками) следует принимать как длязамкнутых сечений при наличии не менее двух промежуточных диафрагм по длинестержня. В противном случае следует принимать коэффициенты, установленные длястержней открытого двутаврового сечения.

при значениях относительного эксцентриситета  $m_{\rm X}^3$  10 по формуле

$$c = \frac{l}{l + m_x \boldsymbol{\varphi}_y / \boldsymbol{\varphi}_b},$$
(58)

где  $j_D$ - коэффициент, определяемый согласно требованиям п. 5.15 и прил. 7\* как длябалки с двумя и более закреплениями сжатого пояса; для замкнутых сечений  $j_D = 1,0$ ;

при значениях относительного эксцентриситета  $5 < m_X < 10$  по формуле

$$c = c_5(2-0.2m_X) + c_{10}(0.2m_X-1),$$
 (59)

где  $c_5$  определяется по формуле (57) при  $m_X$ = 5, а  $c_{10}$  – по формуле (58) при  $m_X$  = 10.

При определении относительного эксцентриситета  $m_{\chi}$ за расчетный момент  $M_{\chi}$  следует принимать:

для стержней с шарнирно-опертыми концами, закрепленными отсмещения перпендикулярно плоскости действия момента, – максимальный момент впределах средней трети длины (но не менее половины наибольшего по длине стержнямомента);

для стержней с одним защемленным, а другим свободным концом –момент в заделке (но не менее момента в сечении, отстоящем на треть длиныстержня от заделки).

для стержней замкнутого сечения - единицы;

для стержней двутаврового сечения с двумя осями симметрии -значений, определяемых по формуле

$$c_{max} = 2 / \left[ 1 + \delta + \sqrt{(1 - \delta)^2 + \frac{16}{\mu} \left( \frac{M_x}{Nh} \right)^2} \right]$$
 (60)

где

$$d = 4r/m, r = (J_X + J_Y)/(Ah^2); \\ \mu = 2 + O/156 \frac{J_t}{Ah^2} \lambda_y^2; \\ J_t = 0,4338b_t t_i^3; \\ J_t = 0,438b_t t_i^3; \\$$

здесь  $b_i$  и  $t_i$  –соответственно ширина и толщина листов, образующих сечение;

h – расстояние между осями поясов;

для двутавровых и тавровых сечений с одной осью симметриикоэффициенты с не должны превышать значений, определяемых по формуле (173)прил. 6.

5.32. Внецентренно-сжатые элементы, изгибаемые в плоскостинаименьшей жесткости ( $J_Y < J_X$  и  $e_Y$   $^{10}$ ), при  $I_X > I_Y$ следует рассчитывать по формуле (51), а также проверять на устойчивость изплоскости действия момента как центрально-сжатые стержни по формуле

$$\frac{N}{\boldsymbol{\varphi}_{x}A} \le R_{y} \gamma_{c} \tag{61}$$

где  $j_{X^{\!-}}$  коэффициент, принимаемый согласно требованиям п. 5.3 настоящих норм.

5.33. В сквозных внецентренно-сжатых стержнях с решетками,расположенными в плоскостях, параллельных плоскости изгиба, кроме расчета наустойчивость стержня в целом по формуле (51) должны быть проверены отдельныеветви как центрально-сжатые стержни по формуле (7).

Продольную силу в каждой ветви следует определять с учетомдополнительного усилия от момента. Значение этого усилия при изгибе вплоскости, перпендикулярной оси y-y (табл. 7), должно бытьопределено по формулам:  $N_{ad} = M/b -$  для сеченийтипов 1 и 3;  $N_{ad} = M/2d -$  для сечения типа 2;для сечения типа 3 при изгибе в плоскости, перпендикулярной оси x-x,усилие от момента  $N_{ad} = 1,16M/b$  (здесь b- расстояние между осями ветвей).

Отдельные ветви внецентренно-сжатых сквозных стержней спланками следует проверять на устойчивость как внецентренно-сжатые элементы сучетом усилий от момента и местного изгиба ветвей от фактической или условнойпоперечной силы (как в поясах безраскосной фермы), а также п. 5.36 настоящихнорм.

5.34. Расчет на устойчивость сплошностенчатых стержней,подверженных сжатию и изгибу в двух главных плоскостях, при совпаденииплоскости наибольшей жесткости ( $J_X > J_Y$ ) с плоскостью симметрии следуетвыполнять по формуле

$$\frac{N}{\varphi_{e,y}A} \le R_y \gamma_c \tag{62}$$

где

$$\mathbf{\varphi}_{exy} = \mathbf{\varphi}_{ey} (0, 6\sqrt[3]{c} + 0, 4\sqrt[4]{c})$$

здесь  $j_{ey}$ следует определять согласно требованиям п. 5.27 $^*$  с заменой в формулах mи l соответственно на  $m_y$ и  $l_y$ , а c -cогласно требованиям п. 5.41.

При вычислении приведенного относительного эксцентриситета  $m_{ef, V}$ =  $hm_V$  для стержней двутавровогосечения с неодинаковыми полками коэффициент hследует

определять как для сечения типа 8 по табл. 73.

Если  $m_{ef,y} < m_X$  то кроме расчета по формуле (62) следует произвестидополнительную проверку по формулам (51) и (56), принимая  $e_Y = 0$ .

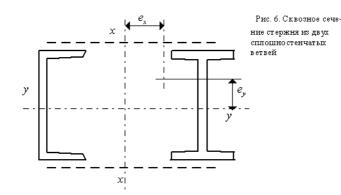
Значения относительных эксцентриситетов следует определять по формулам:

$$m_x = e_x \frac{A}{W_{cx}} \quad m_y = e_y \frac{A}{W_{cy}} \quad (63)$$

 $_{CX}$  и  $_{CY}$  – моменты сопротивления сечений для наиболее сжатого волокна относительно осейсоответственно  $_{X-X}$  и  $_{Y-Y}$ .

Если  $I_X > I_V$ , то кроме расчета по формуле (62) следует произвести дополнительную проверкупо формуле (51), принимая  $e_V = 0$ 

В случае несовпадения плоскости наибольшей жесткости ( $J_X > J_Y$ ) с плоскостью симметрии расчетное значение  $m_X$  следует увеличить на 25%.



5.35. Расчет на устойчивость сквозных стержней из двухсплошностенчатых ветвей, симметричных относительно оси у–у (рис.6), с решетками в двух параллельных плоскостях, подверженных сжатию и изгибу вобеих главных плоскостях, следует выполнять:

для стержня в целом — в плоскости, параллельной плоскостямрешеток, согласно требованиям п.  $5.27^*$ , принимая  $e_y = 0$ ;

для отдельных ветвей – как внецентренно-сжатых элементов поформулам (51) и (56), при этом продольную силу в каждой ветви следуетопределять с учетом усилия от момента  $M_X$  (см. п. 5.33), амомент  $M_y$  распределять между ветвями пропорционально ижесткостям (если момент  $M_y$  действует в плоскости одной изветвей, то следует считать его полностью передающимся на эту ветвь). Гибкостьотдельной ветви следует определять при расчете по формуле (51) согласнотребования п. 6.13 настоящих норм, при расчете по формуле (56) – помаксимальному расстоянию между узлами решетки.

5.36. Расчет соединительных планок или решеток сквозныхвнецентренно-сжатых стержней следует выполнять согласно требованиям п. 5.9 и5.10 настоящих норм на поперечную силу, равную большему из двух значений: фактическую поперечную силу Q или условную поперечную силу  $Q_{fic}$ , вычисляемую согласно требованиям п. 5.8\* настоящих норм.

В случае, когда фактическая поперечная сила больше условной, соединять планками ветви сквозных внецентренно-сжатых элементов, как правило, не следует.

#### ОПОРНЫЕ ЧАСТИ

5.37. Неподвижные шарнирные опоры с центрирующимипрокладками, тангенциальные, а при весьма больших реакциях – балансирные опорыследует применять при необходимости строго равномерного распределения давленияпод опорой.

Плоские или катковые подвижные опоры следует применять вслучаях, когда нижележащая конструкция должна быть разгружена от горизонтальныхусилий, возникающих при неподвижном опирании балки или фермы.

Коэффициент трения в плоских подвижных опорах принимаетсяравным 0,3, в катковых – 0,03.

5.38. Расчет на смятие в цилиндрических шарнирах (цапфах)балансирных опор следует выполнять (при центральном угле касания поверхностей,равном или большем p/2) по формуле

$$\frac{F}{l,25rl} \le R_{lp} \gamma_c \tag{64}$$

где F – давление (сила) на опору;

 $\emph{r}$  и  $\emph{I}$  – соответственно радиус и длина шарнира;

 $R_{ID}$  – расчетное сопротивление местномусмятию при плотном касании, принимаемое согласно требованиям п. 3.1 $^{\star}$  настоящихнорм.

5.39. Расчет на диаметральное сжатие катков долженпроизводиться по формуле

$$\frac{F}{ndl} \le R_{cd} \gamma_c \tag{65}$$

где *n* – число катков;

d и I – соответственно диаметр и длинакатка;

R<sub>cd</sub> – расчетное сопротивлениедиаметральному сжатию катков при свободном касании, принимаемое согласнотребованиям п. 3.1.\* настоящих норм.

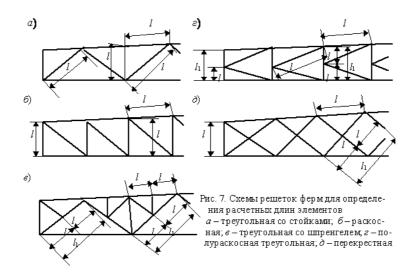
6.1. Расчетные длины  $l_{ef}$  элементов плоскихферм и связей, за исключением элементов перекрестной решетки ферм, следуетпринимать по табл. 11.

Таблица 11

Направление	Расчетна	ая длина l <sub>ef</sub>	
продольного	поясов	опорных раскосов	прочих
изгиба			элементов решетки
1. В плоскости фермы:			
<ul><li>а) для ферм, кроме указанных в поз.</li><li>1, б</li></ul>	/	/	0,8/
б) для ферм из одиночных уголков и ферм с прикреплением элементов	/	1	0,9/
решетки к поясам впритык 2. В направлении, перпендикулярном плоскости фермы (из плоскости фермы):			
<ul><li>а) для ферм, кроме указанных в поз.</li><li>2, б</li></ul>	/1	<i>l</i> 1	<i>l</i> 1
б) для ферм с поясами из замкнутых профилей с прикреплением элементов решетки к поясам впритык		<i>l</i> 1	0,9/1
Обозначения, принятые в табл. 11 (ри	IC. /):		

I- геометрическая длина элемента (расстояние между центрами узлов) в плоскости фермы;

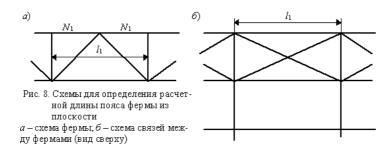
/1 — расстояние между узлами, закрепленными от смещения из плоскости фермы (поясами ферм, специальными связями, жесткими плитами покрытий, прикрепленными к поясу сварными швами или болтами, и т. п.



6.2. Расчетную длину  $l_{ef}$  элемента, подлине которого действуют сжимающие силы  $N_1$  и  $N_2(N_1 > N_2)$ ,из плоскости фермы (рис. 7, e, e; рис. 8) следует вычислять поформуле

$$l_{ef} = l_{I} \left( 0.75 + 0.25 \frac{N_{2}}{N_{I}} \right)$$
 (66)

Расчет на устойчивость в этом случае следует выполнять насилу  $N_1$ .



 $6.3^*$ . Расчетные длины  $l_{ef}$  элементовперекрестной решетки, скрепленных между собой (рис. 7,  $\partial$ ), следует принимать:

в плоскости фермы – равными расстоянию от центра узла фермыдо точки их пересечения ( $l_{ef}$  = 1);

из плоскости фермы: для сжатых элементов – по табл. 12; длярастянутых элементов – равными полной геометрической длине элемента ( $l_{ef}$ = $l_1$ ).

Таблица 12

Конструкция узла	Расчетная дли	на l <sub>ef</sub> из плоскост	и фермы при	
пересечения элементов	<b>9</b> , 1, 1			
решетки	поддерживающем элементе			
	растянутом	неработающем	сжатом	
Оба элемента не	1	0,7/1	<i>I</i> <sub>1</sub>	
прерываются				
Поддерживающий				
элемент прерывается и				
перекрывается фасонкой:				
рассматриваемый	0,7/1	<i>l</i> 1	1,4 <i>l</i> <sub>1</sub>	
элемент не прерывается				
рассматриваемый	0,7/1	-	_	
элемент прерывается и				
перекрывается фасонкой				
Обозначения, принятые в таблице 12 (рис. 7, ∂):				
<ul><li>I – расстояние от центра узла фермы до пересечения элементов;</li></ul>				
/1 – полная геометрическа:	я длина элемен	ıa.		

6.4. Радиусы инерции i сечений элементов из одиночныхуголков следует принимать:

при расчетной длине элемента, равной / или 0.9/(где / - расстояние между ближайшими узлами) - минимальный ( $i = i_{min}$ );

в остальных случаях – относительно оси уголка, перпендикулярной или параллельной плоскости фермы ( $i = i_X$ или  $i = i_Y$  в зависимости от направления продольногоизгиба).

#### РАСЧЕТНЫЕ ДЛИНЫЭЛЕМЕНТОВ ПРОСТРАНСТВЕННЫХ РЕШЕТЧАТЫХ КОНСТРУКЦИЙ

6.5. Расчетные длины  $l_{ef}$  и радиусы инерциисечений i сжатых и ненагруженных элементов из одиночных уголков приопределении гибкости следует принимать по табл. 13\*.

Таблица 13\*

Элементы	lef	i
Пояса:		
по рис. 9*, <i>a</i> , б, в	$I_m$	<sup>i</sup> min
по рис. 9*, г, д, е	1,14 <i>l<sub>m</sub></i>	$i_X$ или $i_V$
Раскосы:		
по рис. 9*, б, в, г	$m_{d}l_{d}$	<sup>i</sup> min
по рис. 9*, а, ∂	$m_{dldc}$	i <sub>min</sub>
по рис. 9*, е	l <sub>d</sub>	i <sub>min</sub>
Распорки:		
по рис. 9*, б	0,8 <i>l<sub>C</sub></i>	i <sub>min</sub>
по рис. 9*, в	0,65 <i>l<sub>C</sub></i>	<sup>j</sup> min
Обозначения, принятые в	габлице 13* (рис. 9*):	·

, ,

 $I_{dC}$  – условная длина раскоса, принимаемая по таблице 14\*;

 $m_{d}$  – коэффициент расчетной длины раскоса, принимаемый по табл. 15\*.

Примечания: 1. Раскосы по рис. 9\*, a,  $\partial$ , e в точках пересечения должны быть скреплены между собой.

- 2. Для раскосов по рис.  $9^*$ , е необходима дополнительная проверка их из плоскости грани с учетом расчета по деформированной схеме.
- 3. Значение  $l_{\it ef}$  для распорок по рис. 9\*, в дано для равнополочных уголков.

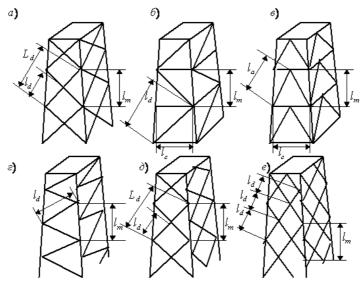


Рис. 9\*. Схемы пространственных решетчатых конструкций  $a, \delta, s$  — с совмещенными в смежных гранях углами,  $s, \delta, e$  — с несовмещенными в смежных гранях углами

Расчетные длины  $l_{ef}$  и радиусы инерции iрастянутых элементов из одиночных уголков при определении гибкости следует принимать:

для поясов – по табл. 13\*;

для перекрестных раскосов по рис.  $9^*$ , a,  $\partial$ , e;в плоскости грани - равными длине  $l_d$  и радиусу инерции  $i_{min}$ ;из плоскости грани - полной геометрической длине раскоса  $L_d$ ,равной расстоянию между узлами прикрепления к поясам, и радиусу инерции  $i_{x}$ относительно оси, параллельной плоскости грани;

для раскосов по рис.  $9^*$ , 6, e, -равными длине  $k_d$  и радиусу инерции  $i_{min}$ .

Расчетные длины /<sub>ef</sub> и радиус инерции *і*элементов из труб или парных уголков следует принимать согласно требованиямподраздела "Расчетные длины элементов плоских ферм и связей".

Таблица 14\*

Конструкция	Условная длина раскоса I <sub>dc</sub>			
узла пересечения	при поддерживающем элементе			
элементов решетки	растянутом	неработающем	сжатом	
Оба элемента не прерываются	ld	1,3 <i>I<sub>d</sub></i>	0,8L <sub>d</sub>	
Поддерживающий элемент				
прерывается и перекрывается				
фасонкой; рассматриваемый				
элемент не прерывается:				
в конструкции по рис. 9*, <i>а</i>	1,3 <i>ld</i>	1,6 <i>l<sub>d</sub></i>	$L_d$	
в конструкции по рис. 9*, ∂:				
при 1 < <i>n</i> £ 3	(1,75 - 0,15 <i>n</i> ) <i>ld</i>	(1,9 - 0,1 <i>n</i> ) <i>ld</i>	$L_d$	
при <i>n</i> > 3	1,3 <i>l</i> <sub>d</sub>	1,6 <i>ld</i>	$L_d$	
Узел пересечения элементов	ld	l <sub>d</sub>	ld	
закреплен от смещения из плоскости			-	
грани (диафрагмой и т. п.).				
Обозначения, принятые в таблице 14	*:			

 $L_d$  – длина раскоса по рис. 9\*, a,  $\partial$ ;

$$n = \frac{J_{m,min}l_d}{J_{d,min}l_m}$$

где  $J_{m,min}$  и  $J_{d,min}$  – наименьшие моменты инерции сечения соответственно пояса и раскоса.

Таблица 15\*

		l
		Значение $m_d$ при, $i_{min}$ ,равном
Прикрепление элемента	n	

к поясам		до 60	св. 60 до 160	св. 160
Сварными швами, болтами (не менее двух),	до 2	1,14	$0,54 + 36 \frac{i_{min}}{l}$	0,765
расположенными вдоль элемента, без фасонок	Св. 6	1,04	$0,56 + 28,8 \frac{i_{min}}{l}$	0,74
Одним болтом без фасонки	Независимо от <i>п</i>	1,12	$0,64 + 28,8 \frac{i_{min}}{l}$	0,82

Обозначения, принятые в таблице 15\*:

*n* – см. табл. 14\*;

I – длина, принимаемая:  $I_d$  – по рис.  $9^*$ ,  $\delta$ ,  $\epsilon$ , i, i, i, i, i – по табл.  $14^*$  (для элементов – по рис.  $9^*$ ,  $\epsilon$ ,  $\delta$ ).

Примечания: 1. Значения  $m_d$  при значениях n от 2 до 6 следует определять линейной интерполяцией.

- 2. При прикреплении одного конца раскоса к поясу фасонок сваркой или болтами, а второго конца через фасонку, коэффициент расчетной длины раскоса следует принимать равным  $0.5(1+m_d)$ ; при прикреплении обоих концов раскоса через фасонки  $m_d$  = 1,0.
- 3. Концы раскосов по рис.  $9^*$ ,  $\epsilon$  следует крепить, как правило, без фасонок. В этом случае при их прикреплении к распорке и поясу сварными швами или болтами (на менее двух), расположенными вдоль раскоса, значение коэффициента  $m_d$  следует принимать по строке n "До 2". В случае прикрепления их концов одним болтом значение коэффициента  $m_d$  следует принимать по строке "Одним болтом без фасонки", при вычислении значения  $l_{ef}$  по табл.  $13^*$  вместо  $m_d$  следует принимать  $0.5(1+m_d)$ .

6.6. Расчетные длины  $l_{ef}$  и радиусы инерциисечений *і* при определении гибкости элементов плоских траверс (например,по рис. 21) следует принимать по табл. 16.

Таблица 16

	Расчетная длина lef и радиус инерции сечения i				
Конструкция траверсы	поясов	поясов			
	lef	i	lef	i	
С поясами и решеткой из одиночных уголков (рис. 21, <i>a</i> )	l <sub>m</sub>	<sup>i</sup> min	I <sub>d</sub> , I <sub>C</sub>	<sup>i</sup> min	
	<i>l</i> <sub>m</sub> 1	i <sub>X</sub>	_	_	
С поясами из швеллеров и решеткой из одиночных	l <sub>m</sub>	İy	I <sub>d</sub> , I <sub>C</sub>	<sup>i</sup> min	
уголков (рис. 21, <i>б</i> )	1,12 <i>lm1</i>	i <sub>X</sub>	_	_	
Обозначение, принятое в таблице 16:					

 $i_{X}-$  радиус инерции сечения относительно оси, параллельной плоскости решетки траверсы.

# РАСЧЕТНЫЕ ДЛИНЫЭЛЕМЕНТОВ СТРУКТУРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

6.7. Расчетные длины  $l_{\it ef}$  элементовструктурных конструкций следует принимать по табл. 17.

Радиусы инерции сечений i элементов структурных онструкций при определении гибкости следует принимать:

для сжато-изгибаемых элементов относительно оси, перпендикулярной или параллельной плоскости изгиба  $(i=i\chi)$ ,

в остальных случаях - минимальные ( $i = i_{min}$ ).

Таблица 17

Элементы структурных конструкций	Расчетная длина lef
1. Кроме указанных в поз. 2 и 3	1
2. Неразрезные (не прерывающиеся в узлах) пояса и	0,85/
прикрепляемые в узлах сваркой впритык к шаровым или	
цилиндрическим узловым элементам	
3. Из одиночных уголков, прикрепляемых в узлах одной полкой:	
а) сварными швами или болтами (не менее двух),	
расположенными вдоль элемента, при //imin:	,
до 90	1
свыше 90 до 120	0,9/
свыше 120 до 150 (только для элементов решетки)	0,75 <i>l</i> 0,7 <i>l</i>
свыше 150 до 200 (только для элементов решетки) б) одним болтом при //imin:	0,77
до 90	,
свыше 90 до 120	0.95/
свыше 120 до 150 (только для элементов решетки)	0,85/
свыше 150 до 200 (только для элементов решетки)	0.8/
	1 - ,
Обозначение, принятое в таблице 17:	
I – геометрическая длина элемента (расстояние между узлами	структурной

# РАСЧЕТНЫЕ ДЛИНЫКОЛОНН (СТОЕК)

6.8. Расчетные длины  $I_{ef}$  колонн (стоек)постоянного сечения или отдельных участков ступенчатых колонн следуетопределять по формуле

$$l_{\text{ef}} = m I$$
 (67)

где I – длина колонны, отдельного участка ее иливысота этажа;

m-коэффициент расчетной длины.

 $6.9^*$ . Коэффициенты расчетной длины m колонн и стоек постоянного сеченияследует принимать в зависимости от условий закрепления их концов и виданагрузки.

Для некоторых случаев закрепления и вида нагрузки значения m приведены в прил. 6, табл. 71, а.

Таблица 17, а

Расчетные схемы	Формулы для	Коэффициенты <i>п</i> и <i>p</i> в фо	ррмулах (68), (69) и (70 а, б) для рам
свободных рам	определения коэффициента <i>m</i>	однопролетных	многопролетных (k 3 2)
	$2\sqrt{l+\frac{0,38}{n}}\tag{68}$		
	$\sqrt{\frac{n+0.56}{n+0.14}} \tag{69}$	$n = \frac{J_s l_c}{l J_c}$	$n = \frac{k(n_1 + n_2)}{k+1}$
	при <i>n</i> £ 2	Верхний этаж	
	$\frac{(p+0.68)\sqrt{n+0.22}}{\sqrt{0.68p(p+0.9)(n+0.08)+0.1n}}$ (70, a)	$n = \frac{J_s l_c}{l J_c} n = \frac{2k (n)}{k}$ $p = \frac{J_i l_c}{2l J_c} p = \frac{k (p)}{k}$	T 1
Js Js Js1 Js2 Je Je Je		Средний этаж	
	при n > 0,2 $\frac{(p+0,63)\sqrt{n+0,28}}{\sqrt{pn(p+0,9)+0,1n}}$ (70,6)	$n = \frac{J_s l_c}{2lJ_c}  n = \frac{k (n)}{k}$ $p = \frac{J_i l_c}{2lJ_c}  p = \frac{k (p)}{k}$	<b>+</b> 1
		Нижний этаж	
		$n = \frac{J_s l_c}{2lJ_c}  n = \frac{k (n)}{k}$ $p = \frac{J_i l_c}{lJ_c}  p = \frac{2k (p)}{k}$	1 1
		$J_c = J_c = \frac{1}{k}$	+ 1
Обозначения, принятые в таблице			
$n_{I} = rac{J_{s1}l_{c}}{l_{I}J_{c}}$ , $n_{2} = rac{J_{s2}l_{c}}{l_{2}J_{c}}$ , $p_{I} = rac{J_{i1}l_{c}}{l_{I}J_{c}}$ , $p_{2} = rac{J_{i1}l_{c}}{l_{2}J_{c}}$ , $p_{2} = rac{J_{i1}l_{c}}{l_{2}J_{$			
и <i>J<sub>i</sub>, J<sub>i</sub></i> 1, J <sub>i2</sub> Примечание. Для крайней колонны свободной многопролетной рамы коэффициент следует определять как для колонн однопролетной рамы.			

для свободных рам при одинаковом нагружении верхних узлов поформулам табл. 17, а;

для несвободных рам по формуле

$$\mu = \sqrt{\frac{l + 0.46(p + n) + 0.18pn}{l + 0.93(p + n) + 0.71pn}}$$
 (70, b)

В формуле (70, в) p и n принимаются равными:

$$p = \frac{J_i l_c}{l J_c}; n = \frac{J_s l_c}{l J_c}$$

в одноэтажной раме: в многоэтажной раме:

для верхнего этажа  $p = 0.5(p_1 + p_2); n = n_1 + n_2);$ 

для среднего этажа  $p = 0.5(p_1 + p_2); n = 0.5(n_1 + n_2);$ 

для нижнего этажа  $p = p_1 + p_2; n + 0,5(n_1 + n_2),$ 

где  $p_1$ ;  $p_2$ ;  $n_1$ ; $n_2$  следует определять по табл. 17, а.

Для одноэтажных рам в формуле (69) и многоэтажных в формулах(70, а, б, в) при шарнирном креплении нижних или верхних ригелей к колоннампринимаются p = 0 или 
При отношении H/B > 6 (где H – полная высота многоэтажной рамы, B— ширина рамы) должна быть проверена общая устойчивость рамы в целом каксоставного стержня, защемленного в основании.

Примечание. Рамасчитается свободной (несвободной), если узел крепления ригеля к колонне имеет(не имеет) свободу перемещения в направлении, перпендикулярном оси колонны вплоскости рамы.

Коэффициент расчетной длины *m* наиболее нагруженной колонны в плоскости одноэтажнойсвободной рамы здания при неравномерном нагружении верхних узлов и наличиижесткого диска покрытия или продольных связей по верху всех колонн следуетопределять по формуле

$$\mu_{ef} = \mu \sqrt{J_c \Sigma N_i / (N_c \Sigma J_i)}, \qquad (71)^*$$

где m-коэффициент расчетной длины проверяемой колонны, вычисленный по табл. 17, а;

 $J_{\mathcal{C}}$  и  $N_{\mathcal{C}}$  –соответственно момент инерции сечения и усилие в наиболее нагруженной колоннерассматриваемой рамы;

 $åN_{l}$ и  $åJ_{i}$ —соответственно сумма расчетных усилий и моментов инерции сечений всех колоннрассматриваемой рамы и четырех соседних рам (по две с каждой стороны); всеусилия  $N_{i}$  следует находить при той же комбинации нагрузок,которая вызывает усилие в проверяемой колонне.

Значения  $m_{ef}$ вычисленные по формуле (71)\* следует принимать не менее 0,7.

6.11\*. Коэффициенты расчетной длины тотдельных участков ступенчатых колонн вплоскости рамы следует определять согласно прил. 6.

При определении коэффициентов расчетной длины *т*и для ступенчатых колонн рам одноэтажныхпроизводственных зданий разрешается:

не учитывать влияние степени нагружения и жесткости соседнихколонн;

определять расчетные длины колонн лишь для комбинациинагрузок, дающей наибольшие значения продольных сил на отдельных участкажколонн, и получаемые значения *ти*использовать для других комбинаций нагрузок;

для многопролетных рам (с числом пролетов два и более) приналичии жесткого диска покрытия или продольных связей, связывающих поверху всеколонны и обеспечивающих пространственную работу сооружения, определятьрасчетные длины колонн как для стоек, неподвижно закрепленных на уровнеригелей;

для одноступенчатых колонн при соблюдении условий  $l_2/l_1$ £ 0,6 и  $N_1/N_2$ ³ 3 принимать значения m по табл. 18.

Таблица 18

Условия	Коэффициенты <i>т</i> для участка колонны			
закрепления верхнего	нижнего при $J_2/J_1$ , равном		верхнего	
конца колонны	св. 0,1 до 0,3	св. 0,05 до 0,1		
Свободный конец	2,5	3,0	3,0	
Конец, закрепленный только от поворота	2,0	2,0	3,0	
Неподвижный, шарнирно опертый конец	1,6	2,0	2,5	
Неподвижный, закрепленный от поворота конец	1,2	1,5	2,0	
Обозначения принатые в таблице	18.	•	•	

 $I_1$ ;  $J_1$ ;  $N_1$  — соответственно длина нижнего участка колонны, момент инерции сечения и действующая на этом участке продольная сила;

 $I_2$ ;  $J_2$ ;  $N_2$  – то же, верхнего участка колонны.

- 6.13. Расчетные длины колонн в направлении вдоль здания (изплоскости рам) следует принимать равными расстояниям между закрепленными отсмещения из плоскости рамы точками(опорами колонн, подкрановых балок иподстропильных ферм; узлами креплений связей и ригелей и т. п.). Расчетныедлины допускается определять на основе расчетной схемы, учитывающей фактическиеусловия закрепления концов колонн.
- 6.14. Расчетную длину ветвей плоских опор транспортерных галерей следует принимать равной:

в продольном направлении галереи – высоте опоры (от низабазы до оси нижнего пояса фермы или балки), умноженной на коэффициент *m*, определяемый как для стоек постоянногосечения в зависимости от условий закрепления их концов;

в поперечном направлении (в плоскости опоры) – расстояниюмежду центрами узлов, при этом должна быть также проверена общая устойчивостьопоры в целом как составного стержня защемленного в основании и свободноговверху.

# ПРЕДЕЛЬНЫЕГИБКОСТИ СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

6.15\*. Гибкости сжатых элементов не должны превышатьзначений, приведенных в табл. 19\*.

Таблица 19\*

Элементы конструкций	Предельная гибкость сжатых элементов			
1. Пояса, опорные раскосы и стойки, передающие	5/10.1 E// 6/10/11 E//			
опорные реакции:				
а) плоских ферм, структурных конструкций и	180 – 60 <i>a</i>			
пространственных конструкций из труб и парных уголков	100 – 008			
высотой до 50 м				
б) пространственных конструкций из одиночных уголков,	120			
пространственных конструкций из одиночных уголков,	120			
св. 50 м				
2. Элементы, кроме указанных в поз. 1 и 7:	210 – 60 <i>a</i>			
а) плоских ферм, сварных пространственных и	210 - 60a			
структурных конструкций из одиночных уголков,				
пространственных и структурных конструкций из труб и				
парных уголков	220 – 40 <i>a</i>			
б) пространственных и структурных конструкций из	220 – 40a			
одиночных уголков с болтовыми соединениями	220			
3. Верхние пояса ферм, не закрепленные в процессе	220			
монтажа (предельную гибкость после завершения				
монтажа следует принимать по поз. 1)	400 00			
4. Основные колонны	180 – 60 <i>a</i>			
5. Второстепенные колонны (стойки фахверка, фонарей	210 – 60 <i>a</i>			
и т. п.), элементы решетки колонн, элементы				
вертикальных связей между колоннами (ниже				
подкрановых балок)				
6. Элементы связей, кроме указанных в поз. 5, а также	200			
стержни, служащие для уменьшения расчетной длины				
сжатых стержней, и другие ненагруженные элементы,				
кроме указанных в поз. 7				
7. Сжатые и ненагруженные элементы	150			
пространственных конструкций таврового и крестового				
сечений, подверженные воздействию ветровых нагрузок,				
при проверке гибкости в вертикальной плоскости	1			
Обозначение, принятое в таблице 19*:				
N				
$a = \frac{1}{a}$				
	ее 0,5 (в необходимых			
случаях вместо $j$ следует применять $j_{e}$ ).				

# ПРЕДЕЛЬНЫЕГИБКОСТИ РАСТЯНУТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

6.16\*. Гибкости растянутых элементов не должны превышатьзначений, приведенных в табл. 20\*.

Таблица 20\*

	Предельная гибкость растянутых элементов при воздействии на конструкцию нагрузок					
Элементы конструкции	динамических, приложенных		от кранов			
	непосредственно к конструкции	статических	(см. прим. 4) и железнодорожных составов			
1. Пояса и опорные раскосы плоских ферм (включая тормозные фермы) и структурных конструкций	250	400	250			
2. Элементы ферм и структурных конструкций, кроме указанных в поз. 1	350	400	300			
3. Нижние пояса подкрановых балок и ферм	_	_	150			
4. Элементы вертикальных связей между колоннами (ниже подкрановых балок)	300	300	200			
5. Прочие элементы связей 6*. Пояса, опорные раскосы	400 250	400 -	300			

стоек и траверс, тяги траверс				
опор линий электропередачи,				
открытых распределительных				
устройств и линий контактных				
сетей транспорта				
7. Элементы опор линий	350	_	-	
электропередачи, кроме				
указанных в поз. 6 и 8				
8. Элементы пространственных	150	_	-	
конструкций таврового и				
крестового сечений (а в тягах				
траверс опор линий				
электропередачи и из				
одиночных уголков),				
подверженных воздействию				
ветровых нагрузок, при				
проверке гибкости в				
вертикальной плоскости				
Примечания: 1. В конструкциях, і	не подвергающихся ди	намическим во	оздействиям,	

Примечания: 1. В конструкциях, не подвергающихся динамическим воздействиям, гибкость растянутых элементов следует проверять только в вертикальных плоскостях.

- 2. Гибкость растянутых элементов, подвергнутых предварительному напряжению, не ограничивается.
- 3. Для растянутых элементов, в которых при неблагоприятном расположении нагрузки может изменяться знак усилия, предельную гибкость следует принимать как для сжатых элементов, при этом соединительные прокладки в составных элементах необходимо устанавливать не реже чем через 40*i*.
- 4. Значения предельных гибкостей следует принимать при кранах групп режимов работы 7К (в цехах металлургических производств) и 8К по ГОСТ 25546–82.
- К динамическим нагрузкам, приложенным непосредственно к конструкциям, относятся нагрузки, принимаемые в расчетах на выносливость или в расчетах с учетом коэффициентов динамичности.

# 7. ПРОВЕРКА УСТОЙЧИВОСТИСТЕНОК И ПОЯСНЫХ ЛИСТОВ ИЗГИБАЕМЫХ ИСЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

#### СТЕНКИ БАЛОК

7.1. Стенки балок для обеспечения их устойчивости следуетукреплять:

поперечными основными ребрами, поставленными на всю высотустенки;

поперечными основными и продольными ребрами;

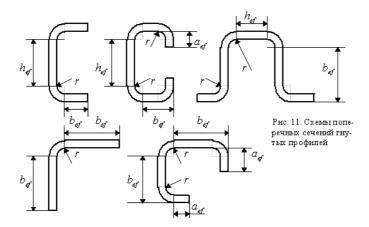
поперечными основными и промежуточными короткими ребрами ипродольным ребром (при этом промежуточные короткие ребра следует располагатьмежду сжатым поясом и продольным ребром).

Прямоугольные отсеки стенки (пластинки), заключенные междупоясами и соседними поперечными основными ребрами жесткости, следуетрассчитывать на устойчивость. При этом расчетными размерами проверяемойпластинки являются:

а – расстояние между осями поперечных основныхребер;

 $h_{ef}$  – расчетная высота стенки (рис. 10),равная в сварных балках полной высоте стенки, в балках с поясными соединениямина высокопрочных болтах – расстоянию между ближайшими к оси балки краямипоясных уголков, в балках, составленных из прокатных профилей, – расстояниюмежду началами внутренних закруглений, в гнутых профилях (рис. 11) – расстояниюмежду краями выкружек;

t – толщина стенки.



7.2\*. Расчет на устойчивость стенок балок следует выполнятьс учетом всех компонентов напряженного состояния (s, t и s<sub>loc</sub>).

Напряжение s,t и s<sub>IOC</sub> следует вычислять в предположении упругойработы материала по сечению брутто без учета коэффициента j<sub>b</sub>.

Сжимающее напряжение sy расчетной границы стенки, принимаемое со знаком "плюс", и среднеекасательное напряжение t следуетвычислять по формулам:

$$\sigma = \frac{M}{J_x} y \tag{72}$$

$$\tau = \frac{Q}{th} \,, \tag{73}$$

где h – полная высота стенки;

М и Q – средние значения соответственномомента и поперечной силы в пределах отсека; если длина отсека больше егорасчетной высоты, то M и Q следует вычислять для более напряженногоучастка с длиной, равной высоте отсека; если в пределах отсека момент илипоперечная сила меняют знак, то их средние значения следует вычислять научастке отсека с одним знаком.

Местное напряжение  $s_{lOC}$ в стенке под сосредоточенной нагрузкой следует определять согласно требованиямпп. 5.13 и 13.34\* (при  $g_{f1}$ = 1,1) настоящих норм.

В отсеках, где сосредоточенная нагрузка приложена крастянутому поясу, одновременно должны быть учтены только два компонента напряженногосостояния: *s* и *t* или *sloc* и *t*.

Односторонние поясные швы следует применять в балках, вкоторых при проверке устойчивости стенок значения левой части формулы (74) непревышают  $0.9g_{\mathbb{C}}$  при  $I_{W} < 3.8$  и  $g_{\mathbb{C}}$ при  $I_{W} ^{3}$  3,8.

- $\lambda_{_{yy}} = 7.3$ . Устойчивость стенок балок не требуется проверять, еслипри выполнении условий (33) условная гибкость стенки
- $_{
  m M}$   ${m A}_{
  m w}=rac{h_{
  m ef}}{t}\sqrt{rac{R_{
  m y}}{E}}$  не превышаетзначений:

- 3.5 при отсутствии местного напряжения в балках сдвусторонними поясными швами:
- 3,2 то же, в балках с односторонними поясными швами;
- 2,5 при наличии местного напряжения в балках сдвусторонними поясными швами.

При этом следует устанавливать поперечные основные ребражесткости согласно требованиям пп. 7.10, 7.12 и 7.13 настоящих норм.

 $7.4^*$ . Расчет на устойчивость стенок балок симметричногосечения, укрепленных только поперечными основными ребрами жесткости, приотсутствии местного напряжения ( $s_{IOC}$ = 0) и условной гибкости стенки  $I_{WE}$  6 следует выполнять по формуле

$$\sqrt{\left(\sigma/\sigma_{cr}\right)^2 + \left(\tau/\tau_{cr}\right)^2} \le \gamma_{c_{,}} \tag{74}$$

где  $g_{C}$  коэффициент, принимаемый по табл.  $6^*$  настоящих норм;

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr}R_{y}}{\bar{\lambda}_{w}^{2}}; \qquad (75)$$

$$\tau_{cr} = 10, 3\left(1 + \frac{0.76}{\mu^{2}}\right) \frac{R_{s}}{\bar{\lambda}_{ef}^{2}}. \qquad (76)$$

В формуле (75) коэффициент  $c_{\it CT}$  следуетпринимать:

для сварных балок – по табл. 21 в зависимости от значениякоэффициента d:

I	d	£ 0,8	1,0	2,0	4,0	6,0	10,0	<sup>3</sup> 30
ſ	Ccr	30,0	31,5	33,3	34,6	34,6	35,1	35,5

$$\delta = \beta \, \frac{b_f}{h_{ef}} \left( \frac{t_f}{t} \right)^{\beta} \,, \tag{77}$$

где  $b_f$  и  $t_f$  –соответственно ширина и толщина сжатого пояса балки;

b- коэффициент принимаемый по табл. 22;

для балок на высокопрочных болтах  $c_{\it Cr}$  =35,2.

Таблица 22

Балки	Условия работы сжатого пояса b				
Подкрановые	Крановые рельсы не приварены 2				
	Крановые рельсы приварены ¥				
Прочие	При непрерывном опирании плит	¥			
	В прочих случаях	0,8			
Примечание. Для	отсеков подкрановых балок, где сосредоточенная на	грузка			
приложена к растянутому поясу, при вычислении коэффициента $d$ следует принимать					
b = 0.8.					

В формуле (76) 
$$\overline{\lambda}_{\it eff} = \frac{d}{t} \sqrt{\frac{R_{\it y}}{E}}$$
 ,

где d – меньшая из сторон пластинки ( $h_{ef}$ или a);

m-отношение большей стороны пластинки к меньшей.

7.5. Расчет на устойчивость стенок балок симметричногосечения с учетом развития пластических деформаций при отсутствии местного напряжения( $s_{loc}$  = 0) и при  $t \pm 0.9R_{\rm S}$ ,  $A_f/A_W^3$  0,25, 2,2 <  $\bar{\lambda}_{\rm w} \pm 6$  следует выполнять по формуле

$$M \,\pounds\, R_V g_C h^2_{eft} (A_f / A_W + a), \tag{78}$$

где 
$$a=0.24$$
  $-0.15(t/R_S)^2-8.5 \times (\stackrel{-}{\lambda}_W-2.2)^2;$ 

здесь  $g_{\mathcal{C}}$ следует принимать по табл. 6\*, а t- определять по формуле (73).

7.6\*. Расчет на устойчивость стенок балок симметричногосечения, укрепленных только поперечными основными ребрами жесткости (рис. 12), приналичии местного напряжения (s<sub>loc</sub>¹ 0) следует выполнятьпо формуле

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc, cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} \leq \gamma_c$$
(79)

где  $g_{\it C}$ — следует принимать по табл. 6\* настоящих норм;

 $s; s_{IOC}; t$  – определять согласно требованиям п.7.2\*;

 $t_{\it CP}$  - определять по формуле (76).

Значения  $s_{\mathit{Cr}}$ и  $s_{\mathit{IOC},\mathit{Cr}}$  в формуле(79) следует определять:

а) при *a/h<sub>ef</sub>* £ 0,8

 $s_{cr}$  по формуле (75);

$$\sigma_{loc, cr} = \frac{c_1 R_y}{\overline{\lambda}_a^2}, \qquad (80)$$

где  $c_1$  – коэффициент, принимаемый длясварных балок по табл. 23 в зависимости от отношения  $a/h_{ef}$ и значения d вычисляемого поформуле (77), а для балок на высокопрочных болтах – по табл. 23,а;

$$\overline{\lambda}_a = \frac{\alpha}{t} \sqrt{R_y/E}$$

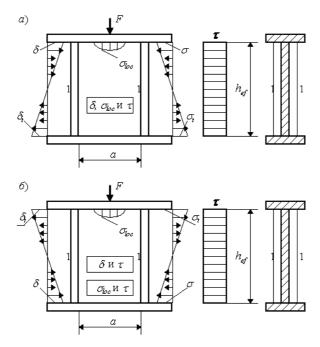


Рис. 12. Схема балки, укрепленной поперечными основнымиребрами жесткости (1)

a –сосредоточенная нагрузка F приложена к сжатому поясу;  $\delta$  – то же, к растянутому поясу

Если нагружен растянутый пояс, то при расчете стенки сучетом только  $s_{loc}$  и t при определении коэффициента d по формуле (77) за  $b_{f}$ и  $t_f$  следует принимать соответственно ширину и толщинунагруженного растянутого пояса;

б) при  $a/h_{ef}$  > 0,8 и отношении  $s_{loc}/s$  большезначений, указанных в табл. 24,

$$\sigma_{cr} = \frac{C_2 R_y}{\overline{\lambda}_w^2}$$
, (81)

где  $c_2$  – коэффициент, определяемый потабл. 25;

 $s_{loc,cr}$ — по формуле (80), в которой при  $a/h_{ef}$  > 2 следует принимать a =  $2h_{ef}$ ,

в) при  $a/h_{ef}$  > 0,8 и отношении  $s_{IOC,Cf}/s$  не более значений, указанных в табл.24:

*s<sub>cr</sub>*— по формуле (75);

 $s_{loc,cr}$  по формуле (80), но с подстановкой 0,5a вместо a при вычислении  $\bar{\lambda}$  вформуле (80) и в табл. 23.

Во всех случаях  $t_{\it CI}$  следует вычислять по действительным размерам отсека.

Таблица 23

d	Значение с <sub>1</sub> для сварных балок при а/h <sub>ef</sub> , равном								
	£ 0,5	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	<sup>3</sup> 2,0
£1	11,5	12,4	14,8	18,0	22,1	27,1	32,6	38,9	45,6
2	12,0	13,0	16,1	20,4	25,7	32,1	39,2	46,5	55,7
4	12,3	13,3	16,6	21,6	28,1	36,3	45,2	54,9	65,1
6	12,4	13,5	16,8	22,1	29,1	38,3	48,7	59,4	70,4
10	12,4	13,6	16,9	22,5	30,0	39,7	51,0	63,3	76,5
з 30	12,5	13,7	17,0	22,9	31,0	41,6	53,8	68,2	83,6

Таблица 23,а

a/h <sub>ef</sub>	0,5	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
C1	13,7	15,9	20,8	28,4	38,7	51,0	64,2	79,8	94,9

Таблица 24

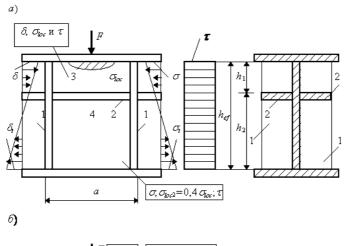
Балки	d	Пред	Предельные значения <i>s<sub>loc</sub>/s</i> при <i>a/h<sub>ef</sub></i> , равном						
		0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	<sup>3</sup> 2,0
Сварные	£ 1	0	0,146	0,183	0,267	0,359	0,445	0,540	0,618
	2	0	0.100	0 160	0 277	0.406	0.543	0.652	0.799

	1								
	4	0	0,072	0,129	0,281	0,479	0,711	0,930	1,132
	6	0	0,066	0,127	0,288	0,536	0,874	1,192	1,468
	10	0	0,059	0,122	0,296	0,574	1,002	1,539	2,154
	з 30	0	0,047	0,112	0,300	0,633	1,283	2,249	3,939
На высокопрочных болтах	-	0	0,121	0,184	0,378	0,643	1,131	1,614	2,347

Таблица 25

h <sub>ef</sub>	£ 0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	<sup>3</sup> 2,0
c2	По табл. 21,	37,0	39,2	45,2	52,8	62,0	72,6	84,7
	$\tau$ . e. $c_2 = c_{cr}$							

7.7. В стенке балки симметричного сечения, укрепленной кромепоперечных основных ребер одним продольным ребром жесткости, расположенным нарасстоянии  $h_1$  от расчетной (сжатой) границы отсека (рис. 13),обе пластинки, на которые это ребро разделяет отсек, следует рассчитыватьотдельно:



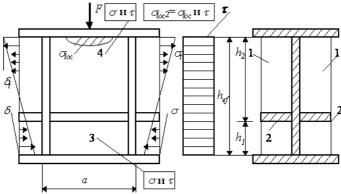


Рис. 13. Схема балки, укрепленной поперечными основнымиребрами и продольным ребром жесткости

а – сосредоточенная нагрузка F приложена к сжатому поясу; б – то же крастянутому; 1 – поперечное основание ребро жесткости; 2 – продольное реброжесткости; 3 – пластинка у сжатого пояса; 4 – пластинка у растянутого пояса

а) пластинку  $\it 3$ , расположенную между сжатым поясом ипродольным ребром по формуле

$$s/s_{cr1} + s_{loc}/s_{loc,cr1} + (t/t_{cr1})^2 \, \mathfrak{L}g_c,$$
 (82)

где  $g_{\mathcal{C}}$ следует принимать по табл. 6\* настоящих норм, а  $s, s_{lOC}$ и t – определять согласнотребованиям п. 7.2\*.

Значения  $s_{\it Cr1}$ и  $s_{\it loc,cr1}$ следует определять по формулам:

при *s<sub>loc</sub>*= 0

$$\sigma_{crI} = \frac{4,76}{I - h_I/h_{ef}} \frac{R_y}{\overline{\lambda}_I^2}, \tag{83}$$

где

$$\overline{\lambda}_I = \frac{h_I}{t} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$$

при  $s_{loc}^{-1}$  Ои  $m = a/h_1 £ 2$ 

$$\sigma_{crI} = \frac{l, l9 \quad \psi}{l - h_I/h_{ef}} \frac{R_y}{\bar{\lambda}_I^2}; \qquad (84)$$

$$s_{loc, cr1} = (1,24 + 0,476m_1) \psi \frac{R_y}{\bar{\lambda}_a^2}; \qquad (85)$$

$$\psi = \left(\mu_I + \frac{l}{\mu_I}\right)^2; \qquad \bar{\lambda}_a = \frac{a}{t} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$$

где

Если  $a/h_1 > 2$ , то при вычислении  $s_{CC}$ 1 и  $s_{IOC,CC}$ 1 следует принимать  $a = 2h_1$ ;  $t_{CC}$ 1 необходимо определять по формуле(76) с подстановкой в нее размеров проверяемой пластинки;

б) пластинку 4, расположенную между продольным реброми растянутым поясом, – по формуле

$$\sqrt{\left[\frac{\sigma\left(1-2h_{I}/h_{ef}\right)}{\sigma_{cr2}}+\frac{\sigma_{loc, cr2}}{\sigma_{loc, cr2}}\right]^{2}+\left(\frac{\tau}{\tau_{cr2}}\right)^{2}} \leq \gamma_{c},$$

$$\sigma_{cr2} = \frac{5{,}34}{\left(0{,}5-h_{I}/h_{ef}\right)^{2}}\frac{R_{y}}{\lambda_{w}^{2}};$$
(88)

где

 $s_{loc, cr2}$ — следует определять по формуле (80) и табл. 23 при d = 0,8, заменяя значение отношения  $a/h_{el}$ значением  $a/(h_{el}-h_1)$ ;

 $t_{{\it CC2}}$ — следует определять по формуле (76) с подстановкой в нее размеров проверяемойпластинки;

 $s_{loc2}$  =0,4 $s_{loc}$ — при приложении нагрузки к сжатому поясу (рис. 13,a);

 $s_{loc2} = s_{loc} -$  при приложениинагрузки к растянутому поясу (рис. 13,6).

Коэффициент  $t_{\mathcal{C}}$ следует определять по табл. 6\* настоящих норм.

7.8. При укреплении пластинки 3 дополнительнымикороткими поперечными ребрами их следует доводить до продольного ребра (рис.14).

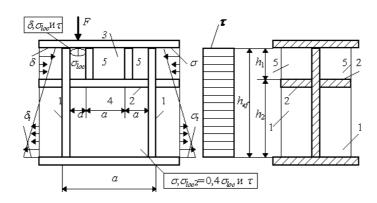


Рис. 14. Схема балки, укрепленной поперечными основнымиребрами жесткости (1), продольным ребром жесткости (2), разделяющим отсекстенки на пластинку (3) у сжатого пояса и пластинку (4) у растянутого пояса, атакже короткими ребрами жесткости (5)

В этом случае расчет пластинки 3 следует выполнять поформулам (82) – (86), в которых величину а следует заменять величиной  $a_1$ ,где  $a_1$  – расстояние между осями соседних коротких ребер (рис.14); расчет пластинки 4 следует выполнять согласно требованиям п. 7.7,6.

7.9. Расчет на устойчивость стенок балок асимметричногосечения (с более развитым сжатым поясом) следует выполнять по формулам пп.7.4\*, 7.6\*–7.8 с учетом следующих изменений:

для стенок, укрепленных только поперечными ребрамижесткости, в формулах (75) и (81) и табл. 25 значение  $h_{ef}$ следует принимать равным удвоенному расстоянию от нейтральной оси до расчетной(сжатой) границы отсека. При  $a/h_{ef}$  > 0,8 и  $s_{loc}$  1 оследует выполнять оба расчета, указанные в пп. 7.6\*,  $\sigma$  и 7.6\*,  $\sigma$  независимо от значения  $s_{loc}$  s;

для стенок, укрепленных поперечными ребрами и одним продольнымребром, расположенным в сжатой зоне:

а) в формулы (83), (84) и (87) вместо 
$$h_1/h_{ef}$$
следует подставлять  $\frac{ah_{-l}}{2h_{-ef}}$ 

6) в формулу (88) вместо (0,5 – 
$$h_1/h_{ef}$$
)следует подставлять  $\left(\frac{l}{a}-\frac{h_J}{h_{ef}}\right)$ .

$$a = \frac{\sigma - \sigma_t}{\sigma}$$

где s- краевое растягивающее напряжение (со знаком "минус") у расчетнойграницы отсека.

В случае развитого растянутого (ненагруженного) пояса расчетна устойчивость при одновременном действии напряжений s и tследует производить по формуле (90).

7.10. Стенки балок следует укреплять поперечными ребрамижесткости, если значения условной гибкости стенки балки  $\overline{\lambda}_{w}$  превышают3,2 при отсутствии подвижной нагрузки и 2,2 – при наличии подвижной нагрузки напоясе балки.

Расстояние между основными поперечными ребрами не должно превышать  $2h_{\mathbf{e}f}$  при  $\overline{\lambda}_{\mathbf{w}}$  > 3,2 и 2,5 $h_{\mathbf{e}f}$  при  $\overline{\lambda}_{\mathbf{w}}$  £ 3,2.

Допускается превышать указанные выше расстояния междуребрами до значения  $3h_{ef}$  при условии, что стенка балкиудовлетворяет проверкам по пп. 7.4\*, 7.6\*–7.9 и общая устойчивость балкиобеспечена выполнением требований п. 5.16\*, а или 5.16\*, б, причем значения  $l_{ef}$  bдля сжатого пояса не должны превышать значений, определяемых по формулам табл.8\* для нагрузки, приложенной к верхнему поясу.

В местах приложения больших неподвижных сосредоточенных грузови на опорах следует устанавливать поперечные ребра.

В стенке, укрепленной только поперечными ребрами, ширина ихвыступающей части  $b_h$  должна быть для парного симметричногоребра не менее  $h_{ef}/30 + 40$  мм,

для одностороннего ребра – неменее  $h_{ef}$  /24 + 50 мм; толщина ребра  $t_{\rm S}$ должна быть не менее  $\frac{2b}{\hbar} \sqrt{R_y/E}$ 

Стенки балок допускается укреплять одностороннимипоперечными ребрами жесткости из одиночных уголков, привариваемых к стенке пером. Момент инерции такого ребра, вычисляемый относительно оси, совпадающей сближайшей к ребру гранью стенки, должен быть не меньше, чем для парногосимметричного ребра.

7.11. При укреплении стенки одним продольным ребром необходимыемоменты инерции  $J_{\mathcal{S}}$  сечений ребер жесткости следует определять:

для поперечных ребер – по формуле

$$J_{\mathcal{S}}=3h_{\mathbf{e}ft}^{3}; \tag{89}$$

для продольного ребра – по формулам табл. 26 с учетом егопредельных значений.

Таблица 26

	Необходимый момент	Предельные значе	Предельные значения			
h <sub>1</sub> /h <sub>ef</sub>	инерции сечения продольного ребра $J_{\rm SI}$	минимальные J <sub>sl,min</sub>	максимальные J <sub>sl,max</sub>			
0,20	$(2.5 - 0.5a/h_{ef}) \cdot a^2 t^3/h_{ef}$	1,5heft <sup>3</sup>	7heft <sup>3</sup>			
0,25	$(1,5-0,4a/h_{ef})$ $a^2t^3/h_{ef}$	1,5 <i>h</i> <sub>ef</sub> t <sup>3</sup>	3,5h <sub>ef</sub> t <sup>3</sup>			
0,30	1,5heft <sup>3</sup>	_	_			
Примечание. При вычислении $J_{SI}$ для промежуточных значений $h_1/h_{ef}$ допускается						
линейна	ая интерполяция.					

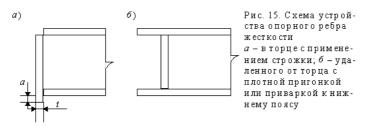
При расположении продольного и поперечных ребер с одной стороныстенки моменты инерции сечений каждого из них вычисляются относительно оси,совпадающей с ближайшей к ребру гранью стенки.

Минимальные размеры выступающей части поперечных и продольныхребер жесткости следует принимать согласно требования п. 7.10.

7.12. Участок стенки балки составного сечения над опорой приукреплении его ребрами жесткости следует рассчитывать на продольный изгиб изплоскости как

стойку, нагруженную опорной реакцией. В расчетное сечение этойстойки следует включать сечение ребра жесткости и полосы стенки шириной  $0.65t\sqrt{E/R_y}$  скаждой стороны ребра. Расчетную длину стойки следует принимать равной высотестенки.

Нижние торцы опорных ребер (рис. 15) должны быть остроганылибо плотно пригнаны или приварены к нижнему поясу балки. Напряжения в этихсечениях при действии опорной реакции не должны превышать: в первом случае(рис. 15, a) – расчетного сопротивления прокатной стали смятию  $R_p$ при  $a ext{ }  



В случае приварки опорного ребра к нижнему поясу балкисварные швы должны быть рассчитаны на воздействие опорной реакции.

7.13. Одностороннее ребро жесткости, расположенное в местеприложения к верхнему поясу сосредоточенной нагрузки, следует рассчитывать какстойку, сжатую с эксцентриситетом, равным расстоянию от срединной плоскостистенки до центра тяжести расчетного сечения стойки. В расчетное сечение этойстойки

необходимо включать сечение ребра жесткости и полосы стенки шириной  $0.65t\sqrt{E/R_y}$  скаждой стороны ребра. Расчетную длину стойки следует принимать равной высотестенки.

#### СТЕНКИЦЕНТРАЛЬНО-, ВНЕЦЕНТРЕННО-СЖАТЫХ И СЖАТО-ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

7.14\*. Отношение расчетной высоты стенки к толщине  $h_{\it ef}$ /tв центрально-сжатых (m = 0), а также во внецентренно-сжатых исжато-изгибаемых элементах по рис.

16\* (m>0), кроме случаев, указанных в п.7.16\*, как правило, не должно превышать значений  $\overline{\lambda}_{uw} \sqrt{E/R_y}$  где значения  $\overline{\lambda}_{uw}$  следуетопределять по табл. 27\*.

Таблица 27

Относительный	Сечение	Значения	Формулы для определения 🖟
эксцентриситет	элемента	$\overline{\lambda}$ , $\overline{\lambda}_1$	Формулы для определения 2*
	Двутавровое	√ < 2,0	$\overline{\lambda}_{2w} = 1,30+0,15\overline{\lambda}^2$
		∄ ₃ 2,0	$\frac{1}{\sqrt{2}}$ = 1,20+0,35 $\frac{1}{\sqrt{2}}$ , но не более 2,3
<i>m</i> = 0	Коробчатое, швеллерное	√ < 1,0	Ā₂₩ = 1,2
	прокатное		$\frac{1}{\lambda_{uw}} = 1,0+0,2\overline{\lambda}$ , но не более 1,6
	Швеллерное, кроме	₹ < 0,8	\(\overline{\beta}_{2w}\) = 1,0
	прокатного	∄ ³ 0,8	— = 0,85+0,19, но не более 1,6
m³ 1,0	Двутавровое, коробчатое	√ < 2,0	$\overline{\lambda}_{2w} = 1,30+0,15 \overline{\lambda}_{I}^{2}$
		Ā₁ ³ 2,0	$\overline{\lambda}_{_{22W}} = 1,20+0,35  \overline{\lambda}_{ I}$ , но не более 3,1

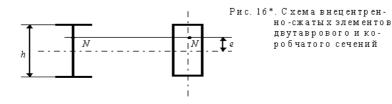
Обозначения, принятые в таблице 27\*:

 $\overline{\lambda}$  — условная гибкость элемента, принимаемая в расчете на устойчивость при центральном сжатии;

 $\overline{\lambda}_I$  — условная гибкость элемента, принимаемая в расчете на устойчивость в плоскости действия момента.

Примечания: 1. К коробчатым относятся замкнутые прямоугольные профили (составные, гнутые прямоугольные и квадратные).

- 2. В коробчатом сечении при m>0 значение  $\lambda_{uw}$  следует определять для стенки, параллельной плоскости изгибающего момента.
- 3. При значениях 0 < m < 1,0 значение  $\lambda_{\tiny 229}$  следует определять линейной интерполяцией между значениями, вычисленными при m=0 и m=1,0.



#### 7.15. Исключен с табл.28.

7.16\*. Для внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементовдвутаврового и коробчатого сечений (рис. 16\*), рассчитываемых по формуле (56),отношение расчетной высоты стенки  $h_{ef}$  к толщине t следуетопределять в зависимости от значения  $a = (s - s_1)/s(s -$ наибольшее сжимающее напряжение у расчетной границы стенки, принимаемое со знаком "плюс" и вычисленное без учета коэффициентов  $j_e$ ,  $j_{exy}$  или cj;  $s_1$  -соответствующее напряжение у противоположной расчетной границы стенки) ипринимать не более значений, определяемых:

при a £ 0,5 –по п. 7.14\* настоящих норм;

при *а* <sup>3</sup> 1– по формуле

$$\frac{h_{ef}}{t} = 4.35 \quad \sqrt{\frac{(2\alpha - 1)E}{\sigma(2 - \alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\beta^2})}} \le 3.8 \quad \sqrt{\frac{E}{R_y}}$$
(90)

 $eta=l,4ig(2lpha-lig)rac{ au}{\sigma}rac{ au}{
m 3 dec b}$   $au=rac{Q}{th}$  среднеекасательное напряжение в рассматриваемом сечении);

при 0.5 < a < 1 – линейной интерполяцией междузначениями, вычисленными при a = 0.5 и a = 1.

 $7.17^*$ . Для внецентрально-сжатых и сжато-изгибаемых элементовс сечениями, отличными от двутаврового и коробчатого (за исключением тавровогосечения), установленные в п.  $7.16^*$  значения отношений  $h_{ef}/t$ следует умножать на коэффициент 0,75.

7.18\*. Для центрально-, внецентрально-сжатых исжато-изгибаемых элементов таврового сечения с условной гибкостью  $\overline{\lambda}$  от0,8 до 4 отношение расчетной высоты стенки тавра к толщине при 1 £ $b_f/h_{ef}$ £ 2не должно превышать значений, определяемых по формуле

$$\frac{h_{\text{ef}}}{t} = \left(0,40 + 0,07\bar{\lambda}\right) \left(1 + 0,25\sqrt{2 - \frac{b_f}{h_{\text{ef}}}}\right) \times \sqrt{\frac{E}{R_y}}$$
(91)

где  $b_f$  – ширина полки тавра;

 $h_{\it ef}$  – расчетная высота стенки тавра.

При значениях  $\overline{\lambda} <$  0,8или  $\overline{\lambda} >$  4 в формуле (91)\*следует принимать соответственно  $\overline{\lambda} =$  0,8 или  $\overline{\lambda} =$  4.

При значении сечения элемента по предельной гибкости, атакже при соответствующем обосновании расчетом наибольшие значения  $h_{ef}/t$ следует умножать на коэффициент  $\sqrt{R_y \, {\bm \varphi}_m/\sigma}$  (где  $j_m = j$  или  $j_m = j_e$ , s = N/A), но не более чем на 1,25.

7.19\*. В центрально-сжатых элементах двутаврового сечения для стенок, имеющих расчетную высоту  $h_{ef}$  и укрепленных парнымпродольным ребром, расположенным посредине, значение  $h_{ef}/t$ , установленное в п. 7.14\*, следует умножать на коэффициент b, определяемый при  $J_{S}/t/(h_{ef}t^3)$ £ 6 по формуле

$$\beta = 1 + 0.4 \frac{J_{sl}}{h_{ef} t^3} \left( 1 - 0.1 \frac{J_{sl}}{h_{ef} t^3} \right). \tag{92}$$

где  $J_{SI}$  – момент инерции сеченияпродольного ребра.

При укреплении стенки внецентренно-сжатого илисжато-изгибаемого элемента продольным ребром жесткости с моментом инерции  $J_S$ ?  $6h_{eft}$ 3, расположенным посредине стенки, наиболее нагруженную часть стенки между поясоми осью ребра следует рассматривать как самостоятельную пластинку и проверятьсогласно требованиям п. 7.14\*, и 7.16\*.

При расположении ребра с одной стороны стенки его момент инерциидолжен вычисляться относительно оси, совмещенной с ближайшей гранью стенки.

Продольные ребра жесткости следует включать в расчетныесечения элементов.

В случае выполнения продольного ребра в виде гофра стенкипри вычислении  $h_{ extit{eff}}$  следует учитывать развернутую длину гофра.

Минимальные размеры выступающей части продольных ребер жесткостиследует принимать согласно требованиям п. 7.10 настоящих норм.

 $7.20^*$ . В случаях, когда фактическое значение  $h_{\it ef}$  (превышает значение, определяемое по п.  $7.14^*$  (для центрально-сжатых элементовне более чем в два раза), в расчетных формулах за значение A следует принимать значение  $A_{\it red}$ , вычисленное с высотой стенки  $h_{\it red}$  (в коробчатом сечении определяются  $h_{\it red}$  и  $h_{\it red}$ 1для пластинок, образующих сечение и расположенных соответственно параллельно иперпендикулярно плоскости изгиба):

для двутаврового и швеллерного сечения  $A_{red} = A - (h_{ef} - h_{red})t$ ;

для коробчатого сечения

при центральном сжатии  $A_{red} = A - 2(h_{ef} - h_{red})t - 2(h_{ef1} - h_{red1})t_1;$ 

при внецентренном сжатии и сжатии с изгибом  $A_{red}$ =  $A - 2(h_{ef} - h_{red})t$ .

Значения  $h_{red}$  следует определять:

для центрально-сжатых элементов швеллерного сечения по формуле

$$h_{\rm red} = t \bar{\lambda}_{uw} \sqrt{E/R_y}$$
, (92,a)

для центрально-сжатых элементов двутаврового и коробчатогосечений по формуле

$$h_{red} = t \left[ \overline{\lambda}_{uw} - \left( \frac{\overline{\lambda}_{w}}{\overline{\lambda}_{uw}} - I \right) (\overline{\lambda}_{uw} - k) \right] \sqrt{\frac{E}{R_{y}}}$$
(92.6)

где  $I_{UW^-}$  условная гибкость стенки соответствующего сечения, принимаемая по табл. 27\*при m = 0;

$$\overline{\lambda}_{w} = \frac{h_{\text{eff}}}{t} \sqrt{\frac{R_{y}}{E}}_{-\text{ условная гибкостьстенки, при вычислении } h_{\text{red1}}} \text{ принимаемая равной } \overline{\lambda}_{wI} = \frac{h_{\text{eff}}}{t_{I}} \sqrt{\frac{R_{y}}{E}}_{;}$$

k – коэффициент, принимаемый равным для двутавровогосечения k = 1,2 + 0,15  $\overline{\lambda}$  ( при  $\overline{\lambda}$  > 3,5 следует принимать  $\overline{\lambda}$  =3,5) и для коробчатого сечения k = 2,9 + 0,2  $\overline{\lambda}$  – 0,7  $\overline{\lambda}_{\mathtt{w}}$  (при  $\overline{\lambda}_{\mathtt{w}}$  > 2,3 следует принимать  $\overline{\lambda}_{\mathtt{w}}$  = 2,3); здесь  $\overline{\lambda}$  –условная гибкость элемента, принятая по табл. 27\*;

для внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементов по формуле(92,6), где значение  $\overline{\lambda}_{uw}$  следует вычислять потабл. 27\*, а значение k при  $\overline{\lambda}=\overline{\lambda}_{-1}$ .

Указанные изменения расчетной высоты стенки следуетпринимать только для определения площади сечения A при расчетах поформулам (7), (51), (61) и(62) настоящих норм.

7.21\*. Стенки сплошных колонн при  $h_{\rm ef}$  /t  $\geq$  2,3  $\sqrt{E/R_y}$  следуетукреплять поперечными ребрами жесткости, расположенными на расстоянии (2,5–3)  $h_{\rm ef}$ одно от другого; на каждом отправочном элементе должно быть не менее двух ребер.

Минимальные размеры выступающей части поперечных ребер жесткостиследует принимать согласно требованиям п. 7.10 настоящих норм.

#### ПОЯСНЫЕ ЛИСТЫ(ПОЛКИ) ЦЕНТРАЛЬНО-, ВНЕЦЕНТРЕННО-СЖАТЫХ, СЖАТО-ИЗГИБАЕМЫХ И ИЗГИБАЕМЫХЭЛЕМЕНТОВ

- 7.22\*. Расчетную ширину свеса поясных листов (полок) *bej*следует принимать равной расстоянию: в сварных элементах от грани стенки (приодносторонних швах от грани стенки со стороны шва) до края поясного листа(полки); в прокатных профилях от начала внутреннего закругления до краяполки; в гнутых профилях (рис. 11) от края выкружки стенки до края поясноголиста (полки).
- 7.23\*. В центрально-, внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых с условной гибкостью  $\overline{\lambda}^-$  от 0,8 до 4 отношениерасчетной ширины свеса поясного листа (полки)  $b_{ef}$  к толщине iследует принимать не более значений, определяемых по формулам табл. 29\*.

Таблица 29\*

Характеристика полки (поясного листа) и сечения элемента	$b_{ m ef}$
	Наибольшие отношения <i>t</i>
Неокаймленная двутавра и тавра	$\frac{b_{\text{ef}}}{t} = (0.36 + 0.10\overline{\lambda})\sqrt{\frac{E}{R_y}}$
Окаймленная ребром двутавра и тавра	$\frac{b_{ef}}{t} = (0,54+0,15\bar{\lambda})\sqrt{\frac{E}{R_y}}$
Неокаймленная равнополочных уголков и гнутых профилей (за исключением швеллера)	$\frac{b_{\text{ef}}}{t} = (0,40 + 0,07\bar{\lambda})\sqrt{\frac{E}{R_{y}}}$
Окаймленная ребром равнополочных уголков и гнутых профилей	$\frac{b_{\text{ef}}}{t} = (0,50 + 0,18\overline{\lambda})\sqrt{\frac{E}{R_{y}}}$
Неокаймленная большая неравнополочного уголка и полка швеллера	$\frac{b_{\text{ef}}}{t} = (0,43 + 0,08\overline{\lambda})\sqrt{\frac{E}{R_y}}$
Окаймленная ребром и усиленная планками гнутых профилей	$\frac{b_{ef}}{t} = (0,85 + 0,19\bar{\lambda})\sqrt{\frac{E}{R_y}}$

При значениях  $\overline{\lambda} < 0.8$  или  $\overline{\lambda} > 4$  в формулах табл. 29\* следует принимать соответственно  $\overline{\lambda} = 0.8$  или  $\overline{\lambda} = 4$ .

7.24. В изгибаемых элементах отношение ширины свеса сжатогопояса  $b_{ef}$ к толщине i следует принимать не болеезначений, определяемых по табл. 30.

Таблица 30

	Наибольшие значения отношени			
Характеристика свеса	$\frac{b_{ef}}{t}$			
Неокаймленный	$\frac{b_{\text{ef}}}{t} = 0.5 \sqrt{\frac{E}{R_y}}$			
Окаймленный ребром	$\frac{b_{ef}}{t} = 0.75 \sqrt{\frac{E}{R_y}}$			
Неокаймленный	$b_{ef}/t = 0.11 h_{ef}/t_{W}$			
	но не более			
	$0.5\sqrt{E/R_y}$			
Окаймленный ребром	$b_{ef}/t = 0.16h_{ef}/t_{W},$			
	но не более			
	Неокаймленный Окаймленный ребром Неокаймленный			

 $0,75\sqrt{E/R_y}$  1 При  $h_{\it eff}t_{\it W}$ £ 2,7  $\sqrt{E/R_y}$  наибольшее значение отношения  $b_{\it eff}t$  следует принимать: для неокаймленного свеса  $b_{\it eff}t$  = 0,3  $\sqrt{E/R_y}$ ; для окаймленного ребром свеса  $b_{\it eff}t$  = 0,45  $\sqrt{E/R_y}$ , Обозначения, принятые в таблице 30:  $h_{\it eff}$  – расчетная высота балки;

7.25. Высота окаймляющего ребра полки  $a_{ef}$ ,измеряемая от ее оси, должна быть не менее  $0.3b_{ef}$  вэлементах, не усиленных планками (рис. 11) и  $0.2b_{ef}$  вэлементах, усиленных планками, при этом толщина ребра должна быть не менее  $2a_{ef}\sqrt{R_y/E}$ .

7.26\*. В центрально-сжатых элементах коробчатого сечения наибольшееотношение расчетной ширины пояса к толщине  $b_{\it eff}$  tcледует принимать по табл. 27\* как для стенок коробчатого сечения.

Во внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементах коробчатогосечения наибольшее отношение  $b_{eff}t$  следует принимать:

при m £0,3 – как для центрально-сжатых элементов;

при 
$$m^3$$
 1,0 и  $\bar{\lambda}$  £ 2+ 0,04 $m$   $b_{et}$  / $t$  =  $\sqrt{R_y / E}$  ;

при 
$$m^3$$
 1.0 и  $\overline{\lambda} > 2 + 0.04 m$ 

толщина стенки балки.

$$b_{\text{ef}}/t = (0, 4 + 0, 3\overline{\lambda})(1 - 0, 01m)\sqrt{\frac{E}{R_y}}$$

При значениях относительного эксцентриситета 0.3 < m < 1 наибольшие отношения  $b_{ef}/t$  следуетопределять линейной интерполяцией между значениями  $b_{ef}/t$ , вычисленными при m = 0.3 и m = 1.

 $7.27^*$ . При назначении сечений центрально-,внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементов по предельной гибкости, аизгибаемых элементов – по предельным прогибам, а также при соответствующемобосновании расчетом наибольшие значения отношения расчетной ширины свеса ктолщине  $b_{ef}/t$  следует

умножать на коэффициент  $\sqrt{R_{_{J}}oldsymbol{arphi}_{_{m}}/\sigma}$  , ноне более чем на 1,25.

Здесь следует принимать:

для центрально-, внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемыхэлементов:  $j_m$  – меньшее из значений j,  $j_e$ ,  $j_{exy}$ , cj, использованное при проверке устойчивости элемента; s = N/A:

 $\sigma$  для изгибаемых элементов:  $j_{m}$ = 1; s – большее из двухзначений

$$\sigma = \frac{M}{W \boldsymbol{\varphi}_b} \quad \sigma = \frac{M_x}{J_x} y \pm \frac{M_y}{J_x} x$$

# 8. РАСЧЕТ ЛИСТОВЫХКОНСТРУКЦИЙ РАСЧЕТ НАПРОЧНОСТЬ

8.1. Расчет на прочность листовых конструкций (оболочек вращения),находящихся в безмоментном напряженном состоянии, следует выполнять по формуле

$$\sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_y^2} \le R_y \gamma_c \tag{93}$$

где  $s_X$ и  $s_V$  - нормальные напряжения по двум взаимноперпендикулярным направлениям;

 $g_{C^-}$  коэффициент условий работыконструкций, назначаемый в соответствии с требованиями СНиП по проектированиюсооружений промышленных предприятий.

При этом абсолютные значения главных напряжений должны бытьне более значений расчетных сопротивлений, умноженных на  $g_{\rm C}$ 

8.2. Напряжения в безмоментных тонкостенных оболочкахвращения (рис. 17), находящихся под давлением жидкости, газа или сыпучего материала,следует определять по формулам:

$$\frac{\sigma_I}{r_I} + \frac{\sigma_2}{r_2} = \frac{p}{t} \tag{94}$$

$$\sigma_{I} = \frac{F}{2\pi r t cos \beta}$$
(95)

где  $s_1$  и  $s_2$  -соответственно меридиональное и кольцевое напряжения;

 $r_1$  и  $r_2$  - радиусы кривизны в главных направленияхсрединной поверхности оболочки;

p -расчетное давление на единицу поверхности оболочки;

t -толщина оболочки;

F -проекция на ось z-zоболочки полного расчета давления, действующего на часть оболочки abc(рис. 17);

*r* и *b*- радиус и угол, показанные на рис. 17.

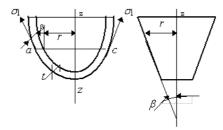


Рис. 17. Схема оболочки вращения

Рис. 18.Схема конической оболочки вращения

8.3. Напряжения в замкнутых безмоментных тонкостенных оболочкахвращения, находящихся под внутренним равномерным давлением, следует определятьпо формулам:

для цилиндрических оболочек

$$\sigma_I = \frac{pr}{2t} _{\mathsf{u}} \sigma_2 = \frac{pr}{t} ; \tag{96}$$

для сферических оболочек

$$\sigma_1 = \sigma_2 = \frac{pr}{2t} \,; \tag{97}$$

для конических оболочек

$$\sigma_{I} = \frac{pr}{2tcos\beta} _{N} \sigma_{2} = \frac{pr}{tcos\beta} _{1}$$
 (98)

где p – расчетное внутреннее давление на единицуповерхности оболочки;

r – радиус срединной поверхности оболочки (рис.18);

b - угол между образующей конуса и его осью z-z(рис. 18).

8.4. В местах изменения формы или толщины оболочек, а такжеизменения нагрузки должны быть учтены местные напряжения (краевой эффект).

#### Расчет на устойчивость

8.5. Расчет на устойчивость замкнутых круговыхцилиндрических оболочек вращения, равномерно сжатых параллельно образующим, следуетвыполнять по формуле

$$s_1 \pounds g_C s_{Cr1}$$
, (99)

где  $s_1$  – расчетное напряжение в оболочке;

 $s_{\it Cr1}$  – критическое напряжение, равноеменьшему из значений  $yR_y$ или cEt/r (здесь r – радиус срединной поверхности оболочки; t – толщина оболочки).

$$\psi = 0.97 - \left(0.00025 + 0.95 \frac{R_y}{E}\right) \frac{r}{t} . \tag{100}$$

Значения коэффициентов c следует определять по табл.31.

Ī	r/t	100	200	300	400	600	800	1000	1500	2500
	С	0.22	0.18	0.16	0.14	0.11	0.09	80.0	0.07	0.06

В случае внецентренного сжатия параллельно образующим или чистогоизгиба в диаметральной плоскости при касательных напряжениях в местенаибольшего момента, не превышающих значений  $0.07E(ttr)^{3/2}$ , напряжение  $s_{CC1}$  должно быть увеличено в  $(1,1-0,1\ s\phi_1/s_1)$  раз где  $s\phi_1$  наименьшее напряжение (растягивающие напряжения считать отрицательными).

8.6. В трубах, рассчитываемых как сжатые илисжато-изгибаемые стержни, при условной гибкости  $\overline{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y/E} \ge 0.65$  должно быть выполнено условие

$$r/t \le 3, 14\sqrt{E/R_y} \tag{101}$$

Такие трубы следует рассчитывать на устойчивость всоответствии с требованиями разд. 5 настоящих норм независимо от расчета наустойчивость стенок. Расчет на устойчивость стенок бесшовных или электросварных труб не требуется, если значение *r/t*не превышает половины значений, определяемых по формуле (101).

8.7. Цилиндрическая панель, опертая по двум образующим идвум дугам направляющей, равномерно сжатая вдоль образующих, при  $b^2/(rt)$ £ 20 (где b – ширинапанели, измеренная по дуге направляющей) должна быть рассчитана на устойчивостькак пластинка по формулам:

при расчетном напряжении s£ 0,8R<sub>V</sub>

$$\frac{b}{t} \le l, 9\sqrt{\frac{E}{\sigma}} \tag{102}$$

при расчетном напряжении  $s=R_V$ 

$$\frac{b}{t} \le 37 / \sqrt{l + 500 \frac{R_y}{E}} \tag{103}$$

При  $0.8R_V < s < R_V$  наибольшее отношение b/t следует определятьлинейной интерполяцией.

Если  $b^2/(rt) > 20$ , панель следует рассчитывать наустойчивость как оболочку согласно требованиям п. 8.5.

8.8\*. Расчет на устойчивость замкнутой круговойцилиндрической оболочки вращения при действии внешнего равномерного давления *p*,нормального к боковой поверхности, следует выполнять по формуле

$$s_2 \pounds g_c s_{cr2}$$
 (104)

где  $s_2 = pr/t$  – расчетноекольцевое напряжение в оболочке;

 $s_{\it Cl'2}$  – критическое напряжение, определяемое по формулам:

при 0,5 £ //r £ 10

$$s_{CP2} = 0.55E(r/l)(t/r)^{3/2};$$
 (105)

при *I/r*<sup>3</sup> 20

$$s_{cr2} = 0.17E(t/r)^2;$$
 (106)

при 10 </r> /r < 20напряжение  $s_{Cr2}$  следует определять линейной интерполяцией.

Здесь / длина цилиндрической оболочки.

Та же оболочка, но укрепленная кольцевыми ребрами, расположеннымис шагом  $s^3$  0,5rмежду осями, должна быть рассчитана на устойчивость по формулам (104) – (106) сподстановкой в них значения s вместо l.

В этом случае должно быть удовлетворено условие устойчивостиребра в своей плоскости как сжатого стержня согласно требованиям п. 5.3 при N= prs и

расчетной длине стержня  $I_{ef}$  = 1,8r, приэтом в сечение ребра следует включать участки оболочки шириной  $^{O,65t}\sqrt{E/R_y}$  скаждой стороны от оси ребра, а условная гибкость стержня  $^{\overline{\lambda}}=\lambda\sqrt{R_y/E}$  не должна превышать6,5.

При одностороннем ребре жесткости его момент инерции следуетвычислять относительно оси, совпадающей с ближайшей поверхностью оболочки.

8.9. Расчет на устойчивость замкнутой круговойцилиндрической оболочки вращения, подверженной одновременному действиюнагрузок, указанных в пп. 8.5 и 8.8\*, следует выполнять по формуле

$$\frac{\sigma_I}{\sigma_{crI}} + \frac{\sigma_2}{\sigma_{cr2}} \le \gamma_c \tag{107}$$

где  $s_{C\!I'}$ 1 должно быть вычислено согласнотребованиям п. 8.5, а  $s_{C\!I'}$ 2— согласно требованиям п. 8.8\*.

8.10. Расчет на устойчивость конической оболочки вращения суглом конусности  $b \pm 60^\circ$ ,сжатой силой N вдоль оси (рис. 19) следует выполнять по формуле

$$N \pounds g_c N_{cr}$$
, (108)

$$N_{cr} = 6.28 r_{m} t s_{cr1} \cos^2 b,$$
 (109)

здесь t – толщина оболочки;

 $s_{\it Cr1}$  – значение напряжения, вычисленное согласно требованиям п. 8.5 с заменойрадиуса r радиусом  $r_m$ , равным

$$r_m = \frac{0.9r_2 + 0.1r_1}{\cos \beta}$$
 (110)

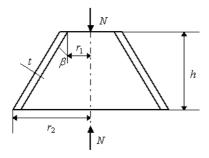


Рис. 19. Схема конической оболочки вращения под действием продольного усилия сжатия

8.11. Расчет на устойчивость конической оболочки вращенияпри действии внешнего равномерного давления *p*, нормального к боковойповерхности, следует выполнять по формуле

$$s2£ g_c s_{cr} 2,$$
 (111)

здесь  $s_2 = pr_m/t$  –расчетное кольцевое напряжение в оболочке;

 $s_{\it Cl'2}$  – критическое напряжение, определяемое по формуле

$$s_{cr2} = 0.55E(r_m/h)(t/r_m)^{3/2},$$
 (112)

где h – высота конической оболочки (междуоснованиями);

 $r_{m}$  – радиус, определяемый по формуле(110).

8.12. Расчет на устойчивость конической оболочки вращения,подверженной одновременному действию нагрузок, указанных в пп. 8.10 и 8.11следует выполнять по формуле

$$\frac{N}{N_{cr}} + \frac{\sigma_2}{\sigma_{cr2}} \le \gamma_c \tag{113}$$

где значения  $N_{\it CT}$  и  $s_{\it CT2}$  следует вычислять по формулам (109) и(112).

8.13. Расчет на устойчивость полной сферической оболочки(или ее сегмента) при r/t £750 и действии внешнего равномерного давления p, нормального к ееповерхности, следует выполнять по формуле

$$s £g_C s_{Cr}$$
, (114)

где s = pr/2t— расчетное напряжение;

 $s_{Cr}$ = 0,1Et/r – критическое напряжение, принимаемое не более  $R_V$ ;

r – радиус срединной поверхности сферы.

- 8.14. При расчете мембранных конструкций опирание кромок мембранына упругие элементы контура следует считать шарнирным по линии опирания испособным передавать сдвиг на элементы контура.
- 8.15. Расчет мембранных конструкций должен производиться наоснове совместной работы мембраны и элементов контура с учетом их деформированногосостояния и геометрической нелинейности мембраны.
- 8.16. Нормальные и касательные напряжения, распределенные покромкам мембраны, следует считать уравновешенными сжатием и изгибом опорногоконтура в тангенциальной плоскости.

При расчете опорных элементов контура мембранных конструкцийследует учитывать:

изгиб в тангенциальной плоскости:

осевое сжатие в элементах контура:

сжатие, вызываемое касательными напряжениями по линииконтакта мембраны с элементами контура;

изгиб в вертикальной плоскости.

- 8.17. При прикреплении мембраны с эксцентриситетомотносительно центра тяжести сечения элементов контура кроме факторов, указанныхв п. 8.16, при расчете контуров следует учитывать кручение.
- 8.18. При определении напряжений в центре круглых в плане плоскихмембран допускается принимать, что опорный контур является недеформируемым.
- 8.19. Для определения напряжений в центре эллиптическоймембраны, закрепленной на деформируемом контуре, допускается применятьтребования п. 8.18 при условии замены значения радиуса значением большейглавной полуоси эллипса (отношение большей полуоси к меньшей должно быть неболее 1,2).

### 9. Расчет элементов стальных конструкций

#### на выносливость

9.1. Стальные конструкции и их элементы (подкрановые балки,балки рабочих площадок, элементы конструкций бункерных и разгрузочных эстакад,конструкции под двигатели и др.), непосредственно воспринимающие многократнодействующие подвижные, вибрационные или другого вида нагрузки с количествомциклов нагружений 10<sup>5</sup> и более, которые могут привести к явлениюусталости, следует проектировать с применением таких конструктивных решений,которые не вызывают значительной концентрации напряжений, и проверять расчетомна выносливость.

Количество циклов нагружений следует принимать по технологическимтребованиям эксплуатации.

Конструкции высоких сооружений типа антенн, дымовых труб,мачт, башен и подъемно-транспортных сооружений, проверяемые на резонанс отдействия ветра, следует проверять расчетом на выносливость.

Расчет конструкций на выносливость следует производить надействие нагрузок, устанавливаемых согласно требованиям СНиП по нагрузкам ивоздействиям.

9.2\*. Расчет на выносливость следует производить по формуле

$$s_{max}$$
£  $aR_ng_n$ , (115)

 $R_{\Pi}$ — расчетное сопротивление усталости, принимаемое по табл. 32\* в зависимости отвременного сопротивления стали и групп элементов конструкций, приведенных втабл. 83\*:

a –коэффициент, учитывающий количество циклов нагружений n и вычисляемый:

при *n* <3,9×10<sup>6</sup> по формулам:

для групп элементов 1и 2

$$\alpha = 0.064 \left(\frac{n}{10^6}\right)^2 - 0.5 \left(\frac{n}{10^6}\right) + 1.75$$
; (116) для групп элементов3-8

$$\alpha = 0.07 \left(\frac{n}{10^6}\right)^2 - 0.64 \left(\frac{n}{10^6}\right) + 2.2$$
; (117)

при  $n^33,9\times10^6$  a=0.77;

 $g_{\it fl}$  – коэффициент, определяемый потабл. 33 в зависимости от вида напряженного состояния и коэффициента асимметриинапряжений r =  $s_{\it min}$ / $s_{\it max}$ : $s_{\it min}$  и s<sub>max</sub> - соответственно наибольшееи наименьшее по абсолютному значению напряжения в рассчитываемом элементе,вычисленные по сечению нетто без учета коэффициента динамичности икоэффициентов  $j, j_e, j_b$ . При разнозначных напряжениях коэффициентасимметрии напряжений следует принимать со знаком "минус".

Таблица 32\*

	Значения $R_{\dot{i}}$ при временном сопротивлении стали разрыву								
Группа	$R_{UD}$ , МПа (кгс/см $^2$ )								
элементов	до 420 (4300)	о 420 (4300) Св. 420 (4300) Св. 440 (4500) Св. 520 (5300) Св. 580 (5900							
		до 440 (4500)	до 520 (5300)	до 580 (5900)	до 635 (6500)				
1	120 (1220)	128 (1300)	132 (1350)	136 (1390)	145 (1480)				
2	100 (1020)	106 (1080)	108 (1100)	110 (1120)	116 (1180)				
3	Для всех марок стали 90 (920)								

4	Для всех марок стали 75 (765)
5	Для всех марок стали 60 (610)
6	Для всех марок стали 45 (460)
7	Для всех марок стали 36 (370)
8	Для всех марок стали 27 (275)

Таблица 33

s <sub>max</sub>	Коэффициент ассиметрии	Формулы для вычисления
	напряжений г	коэффициента g <sub>n</sub>
	-1£r£0	v = 2,5
		$\gamma_{\nu} = \frac{1}{1.5 - \rho}$
Растяжение	0 < r £ 0,8	2,0
		$\gamma_{\nu} = \frac{1}{1,2-\rho}$
	0,8 < r < 1	1,0
		$y_{\nu} = \frac{1-\rho}{1-\rho}$
Сжатие	-1£r<1	2
		$\gamma_{\nu} = \frac{1-\rho}{1-\rho}$

При расчетах на выносливость по формуле (115) произведение  $aR_{\it n}g_{\it n}$ не должно превышать  $R_{\it u}/g_{\it u}$ .

9.3. Стальные конструкции и их элементы, непосредственновоспринимающие нагрузки с количеством циклов нагружений менее 10<sup>5</sup>,следует проектировать с применением таких конструктивных решений, которые невызывают значительной концентрации напряжений, и в необходимых случаяхпроверять расчетом на малоцикловую прочность.

# 10. РАСЧЕТЭЛЕМЕНТОВ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

### НА ПРОЧНОСТЬ СУЧЕТОМ ХРУПКОГО РАЗРУШЕНИЯ

Центрально- и внецентренно-растянутые элементы, а также зонырастяжения изгибаемых элементов конструкций, возводимых в климатических районахі<sub>1</sub>, і<sub>2</sub>, іі<sub>2</sub>, іі<sub>3</sub>, іі<sub>4</sub>, иіі<sub>5</sub>, следует проверять на прочность с учетом сопротивления хрупкомуразрушению по формуле

$$s_{max} \pounds bR_{u}/g_{u},$$
 (118)

 $_{IB}$  где  $s_{MaX^-}$  наибольшее растягивающее напряжение в расчетном сечении элемента, вычисленноепо сечению нетто без учета коэффициентов динамичности и  $j_b$ ;

b –коэффициент, принимаемый по табл. 84.

Элементы, проверяемые на прочность с учетом хрупкого разрушения, следует проектировать с применением решений, при которых не требуетсяувеличивать площадь сечения, установленную расчетом согласно требованиям разд.5 настоящих норм.

# 11. РАСЧЕТСОЕДИНЕНИЙ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

# СВАРНЫЕ СОЕДИНЕНИЯ

11.1\*. Расчет сварных стыковых соединений на центральноерастяжение или сжатие следует производить по формуле

$$\frac{N}{tl_{_{\mathrm{H}}}} \le R_{_{\mathrm{H}\mathrm{J}\mathrm{J}}} \gamma_{_{\mathrm{C}}} \tag{119}$$

где *t* – наименьшая толщина соединяемых элементов;

 $I_{W^-}$  расчетная длина шва, равная полнойего длине, уменьшенной на 2t, или полной его длине в случае выводаконцов шва за пределы стыка.

При расчете сварных стыковых соединений элементовконструкций, рассчитанных согласно п. 5.2. в формуле (119) вместо  $R_{WV}$ следует принимать  $R_{WV}$ /д $_U$ .

Расчет сварных стыковых соединений выполнять не требуетсяпри применении сварочных материалов согласно прил. 2, полном проваресоединяемых элементов и физическом контроле качества растянутых швов.

11.2\*. Сварные соединения с угловыми швами при действии продольнойи поперечной сил следует рассчитывать на срез (условный) по двум сечениям (рис.20):

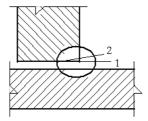


Рис. 20. Схема расчетных сечений сварного соединения сугловым швом

1 – сечение по металлу шва; 2 – сечение по металлуграницы сплавления

по металлу шва (сечение 1)

$$N/(b_f k_f l_W)$$
£  $R_{Wf} g_{Wf} g_C$ ; (120)

по металлу границы сплавления (сечение 2)

$$NI(b_Z k_f I_W) \pounds R_{WZ} g_{WZ} g_C, \tag{121}$$

где  $I_W$  – расчетная длина шва, принимаемаяменьше его полной длины на 10 мм;

 $b_{f}$ и  $b_Z$  – коэффициенты, принимаемые при сварке элементов из стали: с пределом текучести до 530 МПа(5400 кгс/см $^2$ ) – по табл. 34\*; с пределом текучести свыше 530 МПа(5400 кгс/см $^2$ ) независимо от вида сварки, положения шва и диаметрасварочной проволоки  $b_f$ = 0,7 и  $b_Z$  = 1;

 $g_{W\!f}$  и $g_{W\!Z}$  – коэффициентыусловий работы шва, равные 1 во всех случаях, кроме конструкций, возводимых вклиматических районах  $I_1$ ,  $I_2$ ,  $I_2$  и  $I_3$ ,для которых  $g_{W\!f}$  =0,85 для металла шва с нормативным сопротивлением  $R_{W\!I\!I}$  = 410МПа (4200 кгс/см $^2$ ) и  $g_{W\!Z}$ = 0,85 – для всех сталей.

Для угловых швов, размеры которых установлены в соответствиис расчетом, в элементах из стали с пределом текучести до 285 МПа (2900 кгс/см $^2$ ) следует применять электроды или сварную проволоку согласно п. 3.4 настоящихнорм, для которых расчетные сопротивления срезу по металлу шва  $R_{WZ}$ должны быть более  $R_{WZ}$ , а при ручной сварке – не менее чем в1,1 раза превышать расчетные сопротивления срезу по металлу границы сплавления  $R_{WZ}$ но не превышать значений  $R_{WZ}$  b $_Z$  /b $_f$ , в элементах из стали спределом текучести свыше 285 МПа (2900 кгс/см $^2$ ) допускаетсяприменять электроды или сварочную проволоку, для которых выполняется условие  $R_{WZ}$ <  $R_{Wf}$  £  $R_{WZ}$  b $_Z$  /b $_f$ .

При выборе электродов или сварочной проволоки следуетучитывать группы конструкций и климатические районы, указанные в табл. 55\*.

11.3\*. Расчет сварных соединений с угловыми швами надействие момента в плоскости, перпендикулярной плоскости расположения швов,следует производить по двум сечениям по формулам:

по металлу шва

$$\frac{M}{W_f} \le R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c ; \qquad (122)$$

по металлу границы сплавления

$$\frac{M}{W_z} \le R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c , \qquad (123)$$

где  $W_f$  – момент сопротивления расчетногосечения по металлу шва;

 $W_Z$  – то же, по металлу границысплавления.

Расчет сварных соединений с угловыми швами на действиемомента в плоскости расположения этих швов следует производить по двум сечениямпо формулам: по металлу шва

$$\frac{M}{J_{fx} + J_{fb}} \sqrt{x^2 + y^2} \le R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c$$
; (124)

по металлу границы сплавления

$$\frac{M}{J_{zx} + J_{zy}} \sqrt{x^2 + y^2} \le R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c$$
(125)

где  $J_{f\chi}$  и  $J_{f\gamma}$  – моментыинерции расчетного сечения по металлу шва относительно его главных осей;

 $J_{ZX}$  и  $J_{ZY}$  – то же , пометаллу границы сплавления;

х и у - координаты точки шва, наиболееудаленной от центра тяжести расчетного сечения швов, относительно главных осейэтого сечения.

- 11.4. Сварные стыковые соединения, выполненные безфизического контроля качества, при одновременном действии в одном и том же сечениинормальных и касательных напряжений следует проверять по формуле (33), вкоторой значения  $s_X$ ,  $s_Y$ ,  $t_{XY}$  и  $R_Y$  следует принимать соответственно: $s_X = s_{WX}$  и  $s_Y = s_{WY} k$  нормальные напряжения всварном соединении по двум взаимно перпендикулярным направлениям;  $t_{XY} = t_{WXY} k$  касательное напряжениев сварном соединении;  $R_Y = R_{WY}$ .
- 11.5. При расчете сварных соединений с угловыми швами на одновременноедействие продольной и поперечной сил и момента должны быть выполнены условия

$$t_f \, \mathcal{E} \, R_{Wf} g_{Wf} g_C \, \mathsf{u} \, t_Z \, \mathcal{E} \, R_{WZ} g_{WZ} g_C,$$
 (126)

где  $t_{\rm f}$ и  $t_{\rm Z}$  – напряжения врасчетном сечении соответственно по металлу шва и по металлу границысплавления, равные геометрическим суммам напряжений, вызываемых продольной ипоперечной силами и моментом.

Болтовые соединения

- 11.6. В болтовых соединениях при действии продольной силы *N*,проходящей через центр тяжести соединения, распределение этой силы междуболтами следует принимать равномерным.
- 11.7 $^*$ . Расчетное усилие  $N_b$ , которое можетбыть воспринято одним болтом, следует определять по формулам:

на срез

$$N_b = R_{bs} g_b An_s;$$
 (127)

на смятие

$$N_b = R_{bp} g_b dat;$$
 (128)

на растяжение

$$N_b = R_{bt} A_{bn}. \tag{129}$$

Обозначения, принятые в формулах (127) - (129):

 $R_{bs},\,R_{bp},\,$  – расчетные сопротивления болтовых  $R_{bt}$  соединений;

d — наружный диаметр стержня болта;  $A = p \ d^2/4$  - расчетная площадь сечения стержня болта;

A = p d 2/4 - Расчетная площада сечения стержня солта, Abn — площадь сечения болта нетто; для болтов с метрической резьбой значение Abn следует принимать по прил. 1 к ГОСТ 22356—77\*;

 åt – наименьшая суммарная толщина элементов, сминаемых в одном направлении;

 $n_{\rm S}$  – число расчетных срезов одного болта;

 $g_b$  – коэффициент условий работы соединения, который следует принимать по табл. 35\*.

Таблица 35\*

Характеристика	Коэффициент условий работы
соединений	соединения дь
1. Многоболтовое в расчетах на срез и	
смятие при болтах:	4.0
класса точности А	1,0
класса точности В и С, высокопрочных с	0,9
нерегулируемым натяжением	
2. Одноболтовое и многоболтовое в	
расчете на смятие при $a = 1,5d$ и $b = 2d$ в	
элементах конструкций из стали с	
пределом текучести, МПа (кгс/см <sup>2</sup> ):	
до 285 (2900)	0,8
св. 285 (2900) до 380 (3900)	0.75
Обозначения, принятые в таблице 35*:	1 7

- a расстояние вдоль усилия от края элемента до центра ближайшего отверстия;
- b то же, между центрами отверстий;
- d диаметр отверстия для болта.

Примечания: 1. Коэффициенты, установленные в поз. 1 и 2, следует учитывать одновременно.

2. При значениях расстояний a и b, промежуточных между указанными в поз. 2 в табл. 39, коэффициент  $g_b$  следует определять линейной интерполяцией.

Для одноболтовых соединений следует учитывать коэффициенты условийработы  $g_{\mathcal{C}}$  согласнотребованиям п. 11.8.

11.8. Количество п болтов в соединении при действиипродольной силы N следует определять по формуле

$$n \ge \frac{N}{\gamma_c N_{\min}}$$
, (130)

где N<sub>min</sub> - меньшее из значений расчетногоусилия для одного болта, вычисленных согласно требованиям п. 11.7\* настоящихнорм.

- 11.9. При действии на соединение момента, вызывающего сдвигсоединяемых элементов, распределение усилий на болты следует приниматьпропорционально расстояниям от центра тяжести соединения до рассматриваемогоболта.
- 11.10. Болты, работающие одновременно на срез и растяжение, следует проверять отдельно на срез и растяжение.

Болты, работающие на срез от одновременного действияпродольной силы и момента, следует проверять на равнодействующее усилие.

11.11. В креплениях одного элемента к другому черезпрокладки или иные промежуточные элементы, а также в креплениях с одностороннейнакладкой количество болтов должно быть увеличено против расчета на 10 %.

При креплениях выступающих полок уголков или швеллеров с помощьюкоротышей количество болтов, прикрепляющих одну из полок коротыша, должно бытьувеличено против расчета на 50 %.

## Соединения на высокопрочных болтах

- 11.12. Соединения на высокопрочных болтах следуетрассчитывать в предположении передачи действующих в стыках и прикреплениях усилийчерез трение, возникающее по соприкасающимся плоскостям соединяемых элементовот натяжения высокопрочных болтов. При этом распределение продольной силы междуболтами следует принимать равномерным.
- 11.13\*. Расчетное усилие  $Q_{bh}$ , котороеможет быть воспринято каждой поверхностью трения соединяемых элементов, стянутых одним высокопрочным болтом, следует определять по формуле

$$Q_{bh} = \frac{R_{bh} \gamma_b A_{bn} \mu}{\gamma_h} \tag{131}$$

где  $R_{bh}$  – расчетное сопротивлениерастяжению высокопрочного болта;

т- коэффициент трения, принимаемый по табл.36\*;

 $g_h$ - коэффициент надежности, принимаемый по табл. 36\*;

Abn – площадь сечения болта нетто, определяемая по табл. 62\*;

 $g_b$ - коэффициент условий работысоединения, зависящий от количества n болтов, необходимых для восприятиярасчетного усилия, и принимаемый равным:

0,8 при *n* <5;

0,9 при 5 £ n< 10;

1,0 при *n* <sup>3</sup>10.

Количество n высокопрочных болтов в соединении придействии продольной силы следует определять по формуле

$$n \ge \frac{N}{Q b h^{k \gamma_c}}, \tag{132}$$

где k – количество поверхностей трения соединяемых элементов.

Натяжение высокопрочного болта следует производить осевым усилием $P = R_{bh} A_{bh}$ .

Таблица 36

	Способ	Коэффициент	Коэффициенть нагрузке и при номинальных дотверстий и бо.	разности иаметров
Способ обработки (очистки) соединяемых поверхностей	регулиро вания натяжения болтов	трения <i>т</i>	динамической и при <i>d</i> = 3–6; статической и	динамической и при $d = 1$ ; статической и
			при <i>d</i> = 5–6	при <i>d</i> = 1–4
1. Дробеметный или дробеструйный двух	По М	0,58	1,35	1,12
поверхностей без консервации	По а	0,58	1,20	1,02
2. То же, с консервацией (металлизацией	По М	0,50	1,35	1,12
распылением цинка или алюминия)	По а	0,50	1,20	1,02
3. Дробью одной поверхности с	По М	0,50	1,35	1,12
консервацией полимерным клеем и посыпкой карборундовым порошком, стальными щетками без консервации – другой поверхности	По а	0,50	1,20	1,02
4. Газоплазменный двух поверхностей без	По М	0,42	1,35	1,12

консервации	По <i>а</i>	0,42	1,20	1,02
5. Стальными щетками	По <i>М</i>	0,35	1,35	1,17
двух поверхностей без консервации 6. Без обработки	По <i>а</i>	0,35	1,25	1,06
	По <i>М</i>	0,25	1,70	1,30
	Поа	0.25	1.50	1 20

Примечания. 1. Способ регулирования натяжения болтов по M означает регулирование по моменту закручивания, а по a — по углу поворота гайки.

2. Допускаются другие способы обработки соединяемых поверхностей, обеспечивающие значения коэффициентов трения m не ниже указанных в таблице.

11.14. Расчет на прочность соединяемых элементов,ослабленных отверстиями под высокопрочные болты, следует выполнять с учетомтого, что половина усилия, приходящегося на каждый болт, в рассматриваемомсечении уже передана силами трения. При этом проверку ослабленных сеченийследует производить: при динамических нагрузках – по площади сечения брутто A при An  $^3$  0,85A либо по условной площади  $A_C$ = 1,18 $A_D$  при An <0,85A.

### Соединения с фрезерованными торцами

11.15. В соединениях элементов с фрезерованными торцами (встыках и базах колонн и т. п.) сжимающую силу следует считать полностью передающейсячерез торцы.

Во внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементах сварныешвы и болты, включая высокопрочные, указанных соединений следует рассчитыватьна максимальное растягивающее усилие от действия момента и продольной силы принаиболее неблагоприятном их сочетании, а также на сдвигающее усилие от действияпоперечной силы.

# Поясные соединения в составных балках.

11.16. Сварные швы и высокопрочные болты, соединяющие стенкии пояса составных двутавровых балок, следует рассчитывать согласно табл. 37\*.

Таблица 37\*

Характер Вид Формулы для расчета поясных соединения соединений в составных балках Неподвижная Угловые швы: двусторонние			
Неподвижная $\begin{tabular}{lll} \begin{tabular}{lllllllllllllllllllllllllllllllllll$	Характер	Вид	Формулы для расчета поясных
Неподвижная $\begin{tabular}{lll} \begin{tabular}{lllllllllllllllllllllllllllllllllll$			, , ,
Подвижная $T/(2b_f k_f) \in R_{Wf} g_{Wf} g_C;$ (133) $T/(2b_Z k_f) \in R_{WZ} g_{WZ} g_C$ (134) $T/(b_f k_f) \in R_{WZ} g_{WZ} g_C$ (135) $T/(b_z k_f) \in R_{WZ} g_{WZ} g_C$ (136) $R/(b_z k_f) \in R_{WZ} g_{WZ} g_C$ (136) $R/(b_z k_f) \in R_{WZ} g_{WZ} g_C$ (137)* $R/(b_z k_f) \in R_{WZ} g_{WZ} g_C$ (137)* $R/(b_z k_f) \in R_{WZ} g_{WZ} g_C$ (138) $R/(b_z k_f) \in R_{WZ} g_{WZ} g_C$ (138) $R/(b_z k_f) \in R_{WZ} g_{WZ} g_C$ (139) $R/(b_z k_f) \in R_{WZ} g_{WZ} g_C$ (139) $R/(b_z k_f) \in R_{WZ} g_{WZ} g_C$ (139)	нагрузки	соединения	соединении в составных балках
односторонние	Неподвижная	Угловые швы:	
односторонние		двусторонние	$T/(2b_f k_f) \pounds R_{Wf} g_{Wf} g_C; \qquad (133)$
Подвижная			$T/(2b_Z k_f) \pounds R_{WZ} g_{WZ} g_C \tag{134}$
Подвижная $AT \in Q_{bh} kg_c$ (137)* $AT \in Q_{bh} kg_c$ (137)* $AT \in Q_{bh} kg_c$ (137)* $AT \in Q_{bh} kg_c$ (138) $AT \in Q_{bh} kg_c$ (138) $AT \in Q_{bh} kg_c$ (138) $AT \cap Q_{bh} kg_c$ (138) $AT \cap Q_{bh} kg_c$ (138) $AT \cap Q_{bh} kg_c$ (139)		односторонние	$T/(b_f k_f)  \pounds  R_{Wf} g_{Wf} g_C; \tag{135}$
Подвижная $\begin{tabular}{lllllllllllllllllllllllllllllllllll$			$T/(b_Z k_f) \pounds R_{WZ} g_{WZ} g_C \tag{136}$
двусторонние $ \sqrt{T^2 + V^2} / (2\beta_f k_f) \le R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c $ (138) $ \sqrt{T^2 + V^2} / (2\beta_Z k_f) \le R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c $ (139) $ a \sqrt{T^2 + \alpha^2 V^2} \le Q_{bh} k \lambda_c $		Высокопрочные болты	aT£ Q <sub>bh</sub> kg <sub>c</sub> (137)*
$\sqrt{T^{\;2} + V^{\;2}} \; / (2\beta_Z k_{\;f}) \leq R_{\mathit{WZ}} \gamma_{\mathit{WZ}} \gamma_{c}$ (139) $a \; \sqrt{T^{\;2} + \alpha^{\;2} V^{\;2}} \leq \mathcal{Q}_{\;bh} \; k \lambda_{\;c}$	Подвижная		$\sqrt{T^2 + V^2}$ /(2\beta_f k_f) \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c
Высокопрочные болты $a \sqrt{T^2 + \alpha^2 V^2} \le Q_{bh} k \lambda_c$			
Высокопрочные болты $a \sqrt{T^2 + \alpha^2 V^2} \le Q_{bh} k \lambda_c$			$\sqrt{T^2 + V^2} / (2\beta_z k_f) \le R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c$
$a \sqrt{T^2 + \alpha^2 V^2} \leq Q_{bh} k \lambda_c$			
		Высокопрочные болты	$a \sqrt{T^2 + \alpha^2 V^2} \le Q_{bh} k \lambda_c$
			(140)*

Обозначения, принятые в таблице 37\*:

$$T = \frac{\mathcal{QS}}{J} - \text{сдвигающее пояс усилие на единицу длины, вызываемое поперечной силой Q, где $S-$$
 статический момент брутто пояса балки относительно нейтральной оси:

 $V=rac{{}^{\gamma}_{}f^{F}}{l_{e}f}$  — давление от сосредоточенного груза F (для подкрановых балок от давления колеса крана, принимаемого без коэффициента динамичности), где  $g_f$  — коэффициент, принимаемый согласно требованиям СНиП по нагрузкам и воздействиям,  $l_{ef}$  — условная длина распределения сосредоточенного груза, принимаемая по пп. 5.13 и 13.34\* настоящих норм;

a – коэффициент, принимаемый при нагрузке по верхнему поясу балки, в которой стенка пристрогана к верхнему поясу, a = 0,4, а при отсутствии пристрожки стенки или при нагрузке по нижнему поясу a = 1;

а – шаг поясных высокопрочных болтов;

 $Q_{bh}$  – расчетное усилие одного высокопрочного болта, определяемое по формуле (131)\*;

k – количество поверхностей трения соединяемых элементов.

При отсутствии ребер жесткости для передачи больших неподвижныхсосредоточенных нагрузок расчет прикрепления верхнего пояса следует выполнятькак для

подвижной сосредоточенной нагрузки.

При приложении неподвижной сосредоточенной нагрузки книжнему поясу балки сварные швы и высокопрочные болты, прикрепляющие этот пояск стенке, следует рассчитывать по формулам (138) – (140)\* табл. 37\* независимоот наличия ребер жесткости в местах приложения грузов.

Сварные поясные швы, выполненные с проваром на всю толщинустенки, следует считать равнопрочными со стенкой.

11.17. В балках с соединениями на высокопрочных болтах смноголистовыми поясными пакетами прикрепление каждого из листов за местомсвоего теоретического обрыва следует рассчитывать на половину усилия, котороеможет быть воспринято сечением листа. Прикрепление каждого листа на участкемежду действительным местом его обрыва и местом обрыва предыдущего листаследует рассчитывать на полное усилие, которое может быть воспринято сечениемлиста.

### 12. Общие требования по проектированиюстальных конструкций

#### Основные положения

### 12.1\*. При проектировании стальных конструкций необходимо:

предусматривать связи, обеспечивающие в процессе монтажа иэксплуатации устойчивость и пространственную неизменяемость сооружения в целоми его элементов, назначая их в зависимости от основных параметров сооружения ирежима его эксплуатации (конструктивной схемы, пролетов, типов кранов и режимових работы, температурных воздействий и т. п.);

учитывать производственные возможности и мощность технологическогои кранового оборудования предприятий – изготовителей стальных конструкций, атакже подъемно-транспортное и другое оборудование монтажных организаций;

производить разбивку конструкций на отправочные элементы сучетом вида транспорта и габаритов транспортных средств, рационального изкономичного транспортирования конструкций на строительство и выполнениямаксимального объема работ на предприятии-изготовителе;

использовать возможность фрезерования торцов для мощных сжатыхи внецентренно-сжатых элементов (при отсутствии значительных краевыхрастягивающих напряжений) при наличии соответствующего оборудования напредприятии-изготовителе;

предусматривать монтажные крепления элементов (устройство монтажныхстоликов и т. п.);

в болтовых монтажных соединениях применять болты класса точностиВ и С, а также высокопрочные, при этом в соединениях, воспринимающих начительные вертикальные усилия (креплениях ферм, ригелей, рам и т. п.),следует предусматривать столики; при наличии в соединениях изгибающих моментовследует применять болты класса точности В и С, работающие на растяжение.

- 12.2. При конструировании стальных сварных конструкцийследует исключать возможность вредного влияния остаточных деформаций инапряжений, в том числе сварочных, а также концентрации напряжений, предусматривая соответствующие конструктивные решения (с наиболее равномернымраспределением напряжений в элементах и деталях, без входящих углов, резкихперепадов сечения и других концентраторов напряжений) и технологическиемероприятия (порядок сборки и сварки, предварительных выгиб, механическуюобработку соответствующих зон путем строгания, фрезерования, зачисткиабразивным кругом и др.).
- 12.3. В сварных соединениях стальных конструкций следует исключатьвозможность хрупкого разрушения конструкций в процессе их монтажа иэксплуатации в результате неблагоприятного сочетания следующих факторов:

высоких местных напряжений, вызванных воздействием сосредоточенных нагрузок или деформаций деталей соединений, а также остаточных напряжений;

резких концентраторов напряжений на участках с высокими местныминапряжениями и ориентированных поперек направления действующих растягивающихнапряжений:

пониженной температуры, при которой данная марка стали в зависимостиот ее химического состава, структуры и толщины проката переходит в хрупкоесостояние.

При конструировании сварных конструкций следует учитывать, что конструкции со сплошной стенкой имеют меньше концентраторов напряжений именее чувствительны к эксцентриситетам по сравнению с решетчатыми конструкциями.

12.4\*. Стальные конструкции следует защищать от коррозии всоответствии со СНиП по защите строительных конструкций от коррозии.

Защита конструкций, предназначенных для эксплуатации вусловиях тропического климата, должна выполняться по ГОСТ 15150-69\*.

12.5. Конструкции, которые могут подвергаться воздействию расплавленногометалла (в виде брызг при разливке металла, при прорыве металла из печей иликовшей), следует защищать облицовкой или ограждающими стенками из огнеупорногокирпича или жароупорного бетона, защищенными от механических повреждений.

Конструкции, подвергающиеся длительному воздействию лучистойили конвекционной теплоты или кратковременному воздействию огня во время аварийтепловых агрегатов, следует защищать подвесными металлическими экранами илифутеровкой из кирпича или жароупорного бетона.

## Сварные соединения

## 12.6. В конструкциях со сварными соединениями следует:

предусматривать применение высокопроизводительных механизированных способов сварки;

обеспечивать свободный доступ к местах выполнения сварных соединенийс учетом выбранного способа и технологии сварки.

- 12.7. Разделку кромок под сварку следует принимать по ГОСТ8713-79\*, ГОСТ 11533-75, ГОСТ 14771-76\*, ГОСТ 23518-79, ГОСТ 5264-80 и ГОСТ11534-75.
- 12.8. Размеры и форму сварных угловых швов следует приниматьс учетом следующих условий:
- а) катеты угловых швов  $k_f$  должны быть неболее 1,2t, где t наименьшая толщина соединяемых элементов;
- б) катеты угловых швов  $k_f$  следуетпринимать по расчету, но не менее указанных в табл. 38\*;
- в) расчетная длина углового сварного шва должна быть неменее  $4k_f$  и не менее 40 мм;
- r) расчетная длина флангового шва должна быть не более  $85b_f k_f (b_f$  коэффициент, принимаемыйпо табл.  $34^*$ ), за исключением швов, в которых усилие действует на всемпротяжении шва;

- д) размер нахлестки должен быть не менее 5 толщин наиболеетонкого из свариваемых элементов;
- е) соотношения размеров катетов угловых швов следуетпринимать, как правило, 1:1. При разных толщинах свариваемых элементов допускаетсяпринимать швы с неравными катетами, при этом катет, примыкающие к более тонкомуэлементу, должен соответствовать требованиям п. 12.8,а, а примыкающий к болеетолстому элементу требованиям п. 12.8,6;
- ж) в конструкциях, воспринимающих динамические ивибрационные нагрузки, а также возводимых в климатических районах I<sub>1</sub>,I<sub>2</sub>, II<sub>2</sub> и II<sub>3</sub>, угловые швы следует выполнять сплавным переходом к основному металлу при обосновании расчетом на выносливостьили на прочность с учетом хрупкого разрушения.

Таблица 38\*

Вид соедине-		Предел текучести стали,	Мин	Минимальные катеты швов $k_{\it f}$ , мм, при толщине более толстого из свариваемых элементов $t$ , мм					
ния	Вид сварки	МПа (кгс/с	4–6	6–10	11–16	17–22	23–32	33–40	41–80
		м <sup>2</sup> )	' "	0 10	11 10	.,	20 02	00 10	11 00
Тавровое с двусто	Ручная	До 430 (4400)	4	5	6	7	8	9	10
ронними угловыми швами; нахлес-		Св. 430 (4400) до 530	5	6	7	8	9	10	12
		(5400)							
точное и угловое	Автоматическая и	До 430 (4400)	3	4	5	6	7	8	9
	полуавтоматичес -кая	Св. 430 (4400)	4	5	6	7	8	9	10
		до 530 (5400)							
Тавровое с	Ручная	До 380 (3900)	5	6	7	8	9	10	12
односторонними угловыми швами	Автоматическая и полуавтоматическая		4	5	6	7	8	9	10

Примечания: 1. В конструкциях из стали с пределом текучести свыше 530 МПа (5400 кгс/см²), а также из всех сталей при толщине элементов свыше 80 мм минимальные катеты угловых швов принимаются по специальным техническим условиям.

- 2. В конструкциях группы 4 минимальные катеты односторонних угловых швов следует уменьшать на 1 мм при толщине свариваемых элементов до 40 мм включ. и на 2 мм при толщине элементов свыше 40 мм.
- 12.9\*. Для прикрепления ребер жесткости, диафрагм и поясовсварных двутавров по пп. 7.2\*, 7.3, 13.12\*, 13.26 и конструкций группы 4допускается применять односторонние угловые швы, катеты которых *к*уследует принимать по расчету, но не менее указанных в табл. 38\*.

Применение этих односторонних угловых швов не допускается вконструкциях:

группы І;

эксплуатируемых в среднеагрессивной и сильноагрессивнойсредах (классификация согласно СНиП по защите строительных конструкций откоррозии); возводимых в климатических районах I<sub>1</sub>, I<sub>2</sub>,II<sub>2</sub> и II<sub>3</sub>.

- 12.10. Для расчетных и конструктивных угловых швов в проектедолжны быть указаны вид сварки, электроды или сварочная проволока, положениешва при сварке.
- 12.11. Сварные стыковые соединения листовых деталей следует,как правило, выполнять прямыми с полным проваром и с применением выводныхпланок.

В монтажных условиях допускается односторонняя сварка сподваркой корня шва и сварка на остающейся стальной подкладке.

- 12.12. Применение комбинированных соединений, в которыхчасть усилия воспринимается сварными швами, а часть болтами, не допускается.
- 12.13. Применение прерывистых швов, а также электрозаклепок,выполняемых ручной сваркой с предварительным сверлением отверстий, допускаетсятолько в конструкциях группы 4.

## Болтовые соединения и соединения навысокопрочных болтах

- 12.14. Отверстия в деталях стальных конструкций следуетвыполнять согласно требованиям СНиП по правилам производства и приемки работдля металлических конструкций.
- 12.15\*. Болты класса точности А следует применять длясоединений, в которых отверстия просверлены на проектный диаметр в собранныхэлементах либо по кондукторам в отдельных элементах и деталях, просверлены илипродавлены на меньший диаметр в отдельных деталях с последующим рассверливаниемдо проектного диаметра в собранных элементах.

Болты класса точности В и С в многоболтовых соединенияхследует применять для конструкций, изготовляемых из стали с пределом текучестидо 380 МПа (3900 кгс/см²).

- 12.16. Элементы в узле допускается крепить одним болтом.
- 12.17. Болты, имеющие по длине ненарезанной части участки сразличными диаметрами, не допускается применять в соединениях, в которых этиболты работают на срез.
- 12.18\*. Под гайки болтов следует устанавливать круглые шайбыпо ГОСТ 11371–78\*, под гайки и головки высокопрочных болтов следуетустанавливать шайбы по ГОСТ 22355–77\*. Для высокопрочных болтов по ГОСТ 22353–77\*с увеличенными размерами головок и гаек и при разности номинальных диаметровотверстия и болта, не превышающей 3 мм, а в конструкциях, изготовленных изстали с временным сопротивлением не ниже 440 МПа (4500 кгс/см²), непревышающей 4 мм, допускается установка одной шайбы под гайку.

Резьба болта, воспринимающего сдвигающее усилие, не должна находитьсяна глубине более половины толщины элемента, прилегающего к гайке, или свыше 5мм, кроме структурных конструкций, опор линий электропередачи и открытыхраспределительных устройств и линий контактных сетей транспорта, где резьбадолжна находиться вне пакета соединяемых элементов.

	Расстояния при
	размещении
Характеристика расстояния	болтов
1. Расстояния между центрами болтов в	
любом направлении:	
а) минимальное	
	2,5d*
б) максимальное в крайних рядах при	8 <i>d</i> или 12 <i>t</i>
отсутствии окаймляющих уголков при	
растяжении и сжатии	
в) максимальное в средних рядах, а также в	
крайних рядах при наличии окаймляющих	
уголков:	
при растяжении	16 <i>d</i> или 24 <i>t</i>
при сжатии	12 <i>d</i> или 18 <i>t</i>
2. Расстояния от центра болта до края	
элемента:	
а) минимальное вдоль усилия	2d
б) то же, поперек усилия:	
при обрезных кромках	1,5 <i>d</i>
при прокатных кромках	1,2 <i>d</i>
в) максимальное	4 <i>d</i> или 8 <i>t</i>
г) минимальное для высокопрочных болтов	1,3 <i>d</i>
при любой кромке и любом направлении	
усилия	
+ D	

 $<sup>^*</sup>$  В соединяемых элементах из стали с пределом текучести свыше 380 МПа (3900 кгс/см $^2$ ) минимальное расстояние между болтами следует принимать равным 3d.

Обозначения, принятые в таблице 39:

d – диаметр отверстия для болта;

t – толщина наиболее тонкого наружного элемента.

Примечание. В соединяемых элементах из стали с пределом текучести до 380 МПа (3900 кгс/см²) допускается уменьшение расстояния от центра болта до края элемента вдоль усилия и минимального расстояния между центрами болтов в случаях расчета с учетом соответствующих коэффициентов условий работы соединений согласно пп. 11.7\* и 15.14\*.

Соединительные болты должны размещаться, как правило, на максимальныхрасстояниях, в стыках и узлах следует размещать болты на минимальныхрасстояниях.

При размещении болтов в шахматном порядке расстояние междуих центрами вдоль усилия следует принимать не менее a+1,5d, гдеa- расстояние между рядами поперек усилия, d- диаметр отверстиядля болта. При таком размещении сечение элемента  $A_n$ определяется с учетом ослабления его отверстиями, расположенными только в одномсечении поперек усилия (не по "зигзагу").

При прикреплении уголка одной полкой отверстие, наиболееудаленное от его конца, следует размещать на риске, ближайшей к обушку.

12.20\*. В соединениях с болтами классов точности А, В и С(за исключением крепления второстепенных конструкций и соединений навысокопрочных болтах) должны быть предусмотрены меры против развинчивания гаек(постановка пружинных шайб или контргаек).

# 13. Дополнительные требования по проектированиюпроизводственных зданий и сооружений<sup>1</sup>

# Относительные прогибы и отклонения конструкций

13.1\*. Прогибы и перемещения элементов конструкций не должныпревышать предельных значений, установленных СНиП по нагрузкам и воздействиям.

Табл. 40\* исключена.

13.2-13.4 и табл 41\* исключены.

# Расстояния между температурными швами

13.5. Наибольшие расстояния между температурными швами стальныжаркасов одноэтажных зданий и сооружений следует принимать согласно табл. 42.

При превышении более чем на 5 % указанных в табл. 42расстояний, а также при увеличении жесткости каркаса стенами или другими конструкциямив расчете следует учитывать климатические температурные воздействия, неупругиедеформации конструкций и податливость узлов.

Таблица 42

Наибольшие расстояния, м					
OT TO	емпературного				
IIIE	а или торна				

<sup>1</sup> Допускается применять для других видов зданий исооружений.

	между здания до оси ближайшей температурными швами					айшей
Характеристика зданий	по длин		по ширине блока		вертикальной связи	
и сооружений	(вдоль :	здания)				
и сооружении		в климат	гических ра	ійонах стр	оительств	a
	всех,	11, 12, 112	всех,	11, 12, 112	всех,	l <sub>1</sub> , l <sub>2</sub> , ll <sub>2</sub> и
	кроме	и IIз	кроме І <sub>1</sub> ,	и II3	кроме	ll <sub>3</sub>
	11, 12, 112	Ů	l2, ll2 и	Ů	l <sub>1</sub> , l <sub>2</sub> , ll <sub>2</sub>	· ·
	и II3		ll <sub>3</sub>		и ІІз	
Отапливаемые здания	230	160	150	110	90	60
Неотапливаемые здания и	200	140	120	90	75	50
горячие цехи						
Открытые эстакады	130	100	_	_	50	40

Примечание. При наличии между температурными швами здания или сооружения двух вертикальных связей расстояние между последними в осях на должно превышать: для зданий — 40–50 м и для открытых эстакад — 25–30 м, при этом для зданий и сооружений, возводимых в климатических районах I<sub>1</sub>, I<sub>2</sub>, II<sub>2</sub> и II<sub>3</sub>, должны приниматься меньшие из указанных расстояний.

### Фермы и структурные

#### плиты покрытий

13.6. Оси стержней ферм и структур должны быть, как правило,центрированы во всех узлах. Центрирование стержней следует производить всварных фермах по центрам тяжести сечений (с округлением до 5 мм), а в болтовых– по рискам уголков, ближайшим к обушку.

Смещение осей поясов ферм при изменении сечений допускаетсяне учитывать, если оно не превышает 1,5 % высоты пояса.

При наличии эксцентриситетов в узлах элементы ферм иструктур следует рассчитывать с учетом соответствующих изгибающих моментов.

При приложении нагрузок вне узлов фермы пояса должны быть рассчитанына совместное действие продольных усилий и изгибающих моментов.

- 13.7. При пролетах ферм покрытий свыше 36 м следует предусматривать строительный подъем, равный прогибу от постоянной и длительной нагрузок. Приплоских кровлях строительный подъем следует предусматривать независимо отвеличины пролета, принимая его равным прогибу от суммарной нормативной нагрузкиплюс 1/200 пролета.
- 13.8. При расчете ферм с элементами из уголков или тавровсоединения элементов в узлах ферм допускается принимать шарнирными. Придвутавровых, Нобразных и трубчатых сечениях элементов расчет ферм по шарнирнойсхеме допускается, когда отношение высоты сечения к длине элементов непревышает: 1/10 для конструкций, эксплуатируемых во всех климатическихрайонах, кроме I<sub>1</sub>, I<sub>2</sub>, II<sub>2</sub> и II<sub>3</sub>;1/15 в районах I<sub>1</sub>, I<sub>2</sub>, II<sub>2</sub> и II<sub>3</sub>.

При превышении этих отношений следует учитывать дополнительныеизгибающие моменты в элементах от жесткости узлов. Учет жесткости узлов вфермах разрешается производить приближенными методами; осевые усилиядопускается определять по шарнирной схеме.

13.9\*. Расстояние между краями элементов решетки и пояса вузлах сварных ферм с фасонками следует принимать не менее a = 6t - 20 мм, но не более 80 мм (здесь t - толщина фасонки, мм).

Между торцами стыкуемых элементов поясов ферм, перекрываемыхнакладками, следует оставлять зазор не менее 50 мм.

Сварные швы, прикрепляющие элементы решетки фермы к фасонкам,следует выводить на торец элемента на длину 20 мм.

13.10. В узлах ферм с поясами из тавров, двутавров иодиночных уголков крепление фасонок к полкам поясов встык следует осуществлятьс проваром на всю толщину фасонки. В конструкциях группы 1, а такжеэксплуатируемых в климатических районах I<sub>1</sub>, I<sub>2</sub>, II<sub>2</sub>и II<sub>3</sub> примыкание узловых фасонок к поясам следует выполнять согласнопоз. 7 табл 83\*.

## Колонны

- 13.11. Отправочные элементы сквозных колонн с решетками вдвух плоскостях следует укреплять диафрагмами, располагаемыми у концовотправочного элемента.
- В сквозных колоннах с соединительной решеткой в однойплоскости диафрагмы следует располагать не реже чем через 4 м.
- 13.12\*. В центрально-сжатых колоннах и стойках содносторонними поясными швами согласно п. 12.9\* в узлах крепления связей,балок, распорок и других элементов в зоне передачи усилия следует применять двусторонние поясные швы, выходящие за контуры прикрепляемого элемента (узла)на длину 30 $k_f$ с каждой стороны.
- 13.13. Угловые швы, прикрепляющие фасонки соединительной решеткик колоннам внахлестку, следует назначать по расчету и располагать с двух сторонфасонки вдоль колонны в виде отдельных участков в шахматном порядке, при этомрасстояние между концами таких швов не должно превышать 15 толщин фасонки.

В конструкциях, возводимых в климатических районах I<sub>1</sub>,I<sub>2</sub>, II<sub>2</sub> и II<sub>3</sub>, а также при применении ручнойдуговой сварки швы должны быть непрерывными по всей длине фасонки.

13.14. Монтажные стыки колонн следует выполнять с фрезерованнымиторцами, сварными встык, на накладках со сварными швами или болтами, в томчисле высокопрочными. При приварке накладок швы следует не доводить до стыка на30 мм с каждой стороны. Допускается применение фланцевых соединений с передачейсжимающих усилий через плотное касание, а растягивающих — болтами.

# Связи

- 13.15. В каждом температурном блоке здания следуетпредусматривать самостоятельную систему связей.
- 13.16. Нижние пояса подкрановых балок и ферм пролетом свыше12 м следует укреплять горизонтальными связями.
- 13.17. Вертикальные связи между основными колоннами ниже уровняподкрановых балок при двухветвевых колоннах следует располагать в плоскостикаждой из ветвей колонны.

Ветви двухветвевых связей, как правило, следует соединятьмежду собой соединительными решетками.

13.18. Поперечные горизонтальные связи следуетпредусматривать в уровне верхнего или нижнего поясов стропильных ферм в каждомпролете здания по торцам температурных блоков. При длине температурного блокаболее 144 м следует предусматривать промежуточные поперечные горизонтальные связи.

Стропильные фермы, не примыкающие непосредственно к поперечнымсвязям, следует раскреплять в плоскости расположения этих связей распорками ирастяжками.

В местах расположения поперечных связей следуетпредусматривать вертикальные связи между фермами.

При наличии жесткого диска кровли в уровне верхних поясовследует предусматривать инвентарные съемные связи для выверки конструкций иобеспечения их устойчивости в процессе монтажа

В покрытиях зданий и сооружений, эксплуатируемых в климатическихрайонах I<sub>1</sub>, I<sub>2</sub>, II<sub>2</sub> и II<sub>3</sub>, следует,как правило, предусматривать (дополнительно к обычно применяемым) вертикальныесвязи посредине каждого пролета вдоль всего здания.

13.19\*. Продольные горизонтальные связи в плоскости нижнихпоясов стропильных ферм следует предусматривать вдоль крайних рядов колонн взданиях с кранами групп режимов работы 6К-8К по ГОСТ 25546-82; в покрытиях сподстропильными фермами; в одно- и двупролетных зданиях с мостовыми кранамигрузоподъемностью 10 т и более, а при отметке низа стропильных конструкцийсвыше 18 м – независимо от грузоподъемности кранов.

В зданиях с числом пролетов более трех горизонтальныепродольные связи следует размещать также вдоль средних рядов колонн не реже чемчерез пролет в зданиях с кранами групп режимов работы 6К-8К по ГОСТ 25546-82 ичерез два пролета – в прочих зданиях.

- 13.20. Горизонтальные связи по верхним и нижним поясам разрезныхферм пролетных строений транспортерных галерей следует конструировать раздельнодля каждого пролета.
- 13.21. При применении крестовой решетки связей покрытий допускаетсярасчет по условной схеме в предположении, что раскосы воспринимают толькорастягивающие усилия.

При определении усилий в элементах связей обжатие поясовферм, как правило, учитывать не следует.

- 13.22. При устройстве мембранного настила в плоскости нижнихлоясов ферм допускается учитывать работу мембраны.
- 13.23. В висячих покрытиях с плоскостными несущими системами(двупоясными, изгибно-жесткими вантами и т. п.) следует предусматриватьвертикальные и горизонтальные связи между несущими системами.

#### Балки

13.24. Применять пакеты листов для поясов сварныхдвутавровых балок, как правило, не разрешается.

Для поясов балок на высокопрочных болтах допускаетсяприменять пакеты, состоящие не более чем из трех листов, при этом площадь поясныхуголков следует принимать равной не менее 30 % всей площади пояса.

- 13.25. Поясные швы сварных балок, а также швы,присоединяющие к основному сечению балки вспомогательные элементы (например, ребражесткости), должны выполняться непрерывными.
- 13.26. При применении односторонних поясных швов в сварныхдвутавровых балках, несущих статическую нагрузку, должны быть выполненыследующие требования:

расчетная нагрузка должна быть приложена симметрично относительнопоперечного сечения балки;

должна быть обеспечена устойчивость сжатого пояса балки всоответствии с п. 5.16\*, а;

в местах приложения к поясу балки сосредоточенных нагрузок,включая нагрузки от ребристых железобетонных плит, должны быть установленыпоперечные ребра жесткости.

В ригелях рамных конструкций у опорных узлов следуетприменять двусторонние поясные швы.

В балках, рассчитываемых согласно требованиям пп. 5.18\*-5.23настоящих норм, применение односторонних поясных швов не допускается.

- 13.27. Ребра жесткости сварных балок должны быть удалены отстыков стенки на расстояние не менее 10 толщин стенки. В местах пересечениястыковых швов стенки балки с продольным ребром жесткости швы, прикрепляющиеребро к стенке, следует не доводить до стыкового шва на 40 мм.
- 13.28. В сварных двутавровых балках конструкций групп 2—4следует, как правило, применять односторонние ребра жесткости с расположениемих с одной стороны балки.

В балках с односторонними поясными швами ребра жесткости следуетрасполагать со стороны стенки, противоположной расположению одностороннихпоясных

## Подкрановые балки

- 13.29. Расчет на прочность подкрановых балок следует выполнятьсогласно требованиям п. 5.17 на действие вертикальных и горизонтальныхнагрузок.
- 13.30\*. Расчет на прочность стенок подкрановых балок (заисключением балок, рассчитываемых на выносливость, для кранов групп режимовработы 7К в цехах металлургических производств и 8К по ГОСТ 25546–82) следуетвыполнять по формуле (33), в которой при расчете сечений на опорах неразрезныхбалок вместо коэффициента 1,15 следует принимать коэффициент 1.3.
- 13.31. Расчет на устойчивость подкрановых балок следуетвыполнять в соответствии с п. 5.15.
- 13.32. Проверку устойчивости стенок и поясных листовподкрановых балок следует выполнять согласно требованиям разд. 7 настоящихнорм.
- 13.33\*. Подкрановые балки следует рассчитывать навыносливость согласно разд. 9 настоящих норм, при этом следует принимать a = 0,77 при кранах групп режимов работы7К (в цехах металлургических производств) и 8К по ГОСТ 25546—82 и a = 1,1 в остальных случаях.

В подкрановых балках для кранов групп режимов работы 7К (в цехахметаллургических производств) и 8К по ГОСТ 25546-82 стенки дополнительноследует рассчитывать на прочность согласно п. 13.34\* и на выносливость согласноп.13.35\*.

Расчет подкрановых балок на прочность и на выносливостьследует производить на действие крановых нагрузок, устанавливаемых согласнотребованиям СНиП по нагрузкам и воздействиям.

13.34\*. В сжатой зоне стенок подкрановых балок из стали спределом текучести до 400 МПа (4100 кгс/см²) должны быть выполнены условия:

$$\sqrt{(\sigma_{x} + \sigma_{loc,x})^{2} - (\sigma_{x} + \sigma_{loc,x})\sigma_{loc,y} + \sigma_{loc,y}^{2} + 3(\tau_{xy} + \tau_{loc,xy})^{2}} \leq \beta \cdot R_{y};$$

$$\sigma_{x} + \sigma_{loc,x} \leq R_{y};$$

$$\sigma_{loc,y} + \sigma_{\hat{x}} \leq R_{y};$$
(142)
$$\sigma_{loc,y} + \sigma_{\hat{x}} \leq R_{y};$$
(143)

$$\tau_{xy} + \tau_{loc,xy} + \tau_{f,xy} \le R_{s}, \tag{144}$$

$$\begin{aligned} & \boldsymbol{\sigma}_{\chi} = \frac{M}{W_{\chi n}}; \boldsymbol{\tau}_{\chi y} = \frac{\mathcal{Q}}{ht}; \boldsymbol{\sigma}_{loc,y} = \frac{\gamma_{f1}F}{tl_{ef}}; \boldsymbol{\sigma}_{loc,\chi} = \mathbf{0.25}\,\boldsymbol{\sigma}_{loc,y}; \\ & \boldsymbol{\tau}_{loc,\chi y} = \mathbf{0.3}\boldsymbol{\sigma}_{loc,y}; \boldsymbol{\sigma}_{fy} = \frac{2M_{t}t}{J_{f}}; \boldsymbol{\tau}_{f,\chi y} = \mathbf{0.25}\,\boldsymbol{\sigma}_{fy}; \end{aligned}$$

b –коэффициент, принимаемый равным 1,15 для расчета разрезных балок и 1,3 – длярасчета сечений на опорах неразрезных балок.

В формулах (145)\*:

М, Q – соответственно изгибающий момент ипоперечная сила в сечении балки от расчетной нагрузки;

gy- коэффициент увеличения вертикальной сосредоточенной нагрузки на отдельноеколесо крана, принимаемый согласно требованиям СНиП по нагрузкам

(145)\*

F – расчетное давление колеса крана без учетакоэффициента динамичности;

lef - условная длина, определяемая поформуле

$$1_{ef} = c \cdot \sqrt[3]{J_{1f}/t}$$
, (146)

c – коэффициент, принимаемый для сварных ипрокатных балок 3,25, для балок на высокопрочных болтах – 4,5;

 $J_{1f}$  – сумма собственных моментов инерциипояса балки и кранового рельса или общий момент инерции рельса и пояса в случаеприварки рельса швами, обеспечивающими совместную работу рельса и пояса;

 $M_t$  – местный крутящий момент, определяемыйпо формуле

$$M_t = F_e + 0.75 Q_t h_r, (147)$$

е – условный эксцентриситет, принимаемыйравным 15 мм;

Qt – поперечная расчетная горизонтальнаянагрузка, вызываемая перекосами мостового крана и непараллельностью крановыхпутей, принимаемая согласно требованиям СНиП по нагрузкам и воздействиям;

 $h_{\Gamma}$  – высота кранового рельса;

$$J_f = J_t + rac{b_f t_f^3}{3} -$$
 сумма собственныхмоментов инерции кручения рельса и пояса, где  $t_f$  и  $b_f$ — соответственно толщина и ширина верхнего (сжатого) пояса балки. Все напряжения в формулах (141) — (145)\* следует приниматьсо знаком "плюс".

13.35\*. Расчет на выносливость верхней зоны стенки составнойподкрановой балки следует выполнять по формуле

$$0.5\sqrt{\sigma_x^2 + 0.36\tau_{xy}^2} + 0.4\sigma_{loc,x} + 0.5\sigma_{fy} \le R_v,$$
(148)

где Rn- расчетное сопротивление усталости для всех сталей, принимаемое равнымсоответственно для балок сварных и на высокопрочных болтах: Rn = 75 МПа (765 кгс/см²) и 95МПа (930 кгс/см²) для сжатой верхней зоны стенки (сечения в пролетебалки); *Rn* = 65 МПа (665кгс/см²) и 89 МПа (875 кгс/см²) для растянутой верхнейзоны стенки (опорные сечения неразрезных балок).

Значения напряжений в формуле (148) следует определять по п.13.34\* от крановых нагрузок, устанавливаемых согласно требованиям СНиП понагрузкам и воздействиям

Верхние поясные швы в подкрановых балках для кранов групп режимовработы 7К (в цехах металлургических производств) и 8К по ГОСТ 25546-82 должныбыть выполнены с проваром на всю толщину стенки.

- 13.36. Свободные кромки растянутых поясов подкрановых балоки балок рабочих площадок, непосредственно воспринимающих нагрузку от подвижныхсоставов, должны быть прокатными, строганными или обрезанными машиннойкислородной или плазменно-дуговой резкой
- 13.37\*. Размеры ребер жесткости подкрановых балок должны удовлетворятьтребованиям п. 7.10, при этом ширина выступающей части двустороннего ребрадолжна быть не менее 90 мм. Двусторонние поперечные ребра жесткости не должныпривариваться к поясам балки. Торцы ребер жесткости должны быть плотно пригнанык верхнему поясу балки; при этом в балках под краны групп режимов работы 7К (вцехах металлургических производств) и 8К по ГОСТ 25546–82 необходимо строгатьторцы, примыкающие к верхнему поясу.

В балках под краны групп режимов работы 1К-5К по ГОСТ 25546-82допускается применять односторонние поперечные ребра жесткости с приваркой их кстенке и к верхнему поясу и расположением согласно п. 13.28.

13.38. Расчет на прочность подвесных балок крановых путей(монорельсов) следует выполнять с учетом местных нормальных напряжений в местеприложения давления от колеса крана, направленных вдоль и поперек оси балки.

# Листовые конструкции

- 13.39. Контур поперечных элементов жесткости оболочекследует проектировать замкнутым.
- 13.40. Передачу сосредоточенных нагрузок на листовыеконструкции следует, как правило, предусматривать через элементы жесткости.
- 13.41. В местах сопряжении оболочек различной формы следуетприменять, как правило, плавные переходы в целях уменьшения местных напряжений.
- 13.42. Выполнение всех стыковых швов следует предусматриватьлибо двусторонней сваркой, либо односторонней сваркой с подваркой корня или наподкладках.

В проекте следует указывать на необходимость обеспечения плотности соединений конструкций, в которых эта плотность требуется.

- 13.43. В листовых конструкциях следует, как правило,применять сварные соединения встык. Соединения листов толщиной 5 мм и менее, атакже монтажные соединения допускается предусматривать внахлестку.
- 13.44. При конструировании листовых конструкций необходимопредусматривать индустриальные методы их изготовления и монтажа путемприменения:

листов и лент больших размеров;

способа рулонирования, изготовления заготовок в виде скорлупи др.;

раскроя, обеспечивающего наименьшее количество отходов;

автоматической сварки:

минимального количества сварных швов, выполняемых на монтаже.

13.45. При проектировании прямоугольных или квадратных вплане плоских мембран покрытий в углах опорных контуров следует применять, какправило, плавное сопряжение элементов контура. Для мембранных конструкцийследует, как правило, применять стали с повышенной стойкостью против коррозии.

#### Монтажные крепления

13.46\*. Монтажные крепления конструкций зданий и сооруженийс подкрановыми балками, рассчитываемыми на выносливость, а также конструкцийпод железнодорожные составы следует осуществлять на сварке или высокопрочныхболтах.

Болты классов точности В и С в монтажных соединениях этихконструкций допускается применять:

для крепления прогонов, элементов фонарной конструкции,связей по верхним поясам ферм (при наличии связей по нижним поясам или жесткойкровли), вертикальных связей по фермам и фонарям, а также элементов фахверка;

для крепления связей по нижним поясам ферм при наличиижесткой кровли (железобетонных или армированных плит из ячеистых бетонов,стального профилированного настила и т. п.);

для крепления стропильных и подстропильных ферм к колоннам истропильных ферм к подстропильным при условии передачи вертикального опорногодавления через столик;

для крепления разрезных подкрановых балок между собой, атакже для крепления их нижнего пояса к колоннам, к которым не крепятся вертикальныесвязи;

для крепления балок рабочих площадок, не подвергающихсявоздействию динамических нагрузок;

для крепления второстепенных конструкций.

#### 14. Дополнительные требования попроектированию жилых и общественных зданий и сооружений

#### Каркасные здания

14.1-14.3 и табл. 43 исключены.

14.4\*. Для перераспределения изгибающих моментов в элементахрамных систем допускается применение в узлах соединения ригелей с колоннамистальных накладок, работающих в пластической стадии.

Накладки следует выполнять из сталей с пределом текучести до $345~\text{M}\Pi a~(3500~\text{krc/cm}^2)$ .

Усилия в накладках следует определять при минимальномпределе текучести  $s_{y,min}$ =  $R_{yn}$  и максимальном пределе текучести  $s_{y,max}$  =  $R_{yn}$ + 100 МПа (1000 кгс/с  $M^2$ ).

Накладки, работающие в пластической стадии, должны иметь строганныеили фрезерованные продольные кромки.

## Висячие покрытия

- 14.5. Для конструкций из нитей следует, как правило,применять канаты, пряди и высокопрочную проволоку. допускается применение проката.
- 14.6. Кровля висячего покрытия, как правило, должна бытьрасположена непосредственно на несущих нитях и повторять образуемую ими форму. Допускается кровлю поднять над нитями, оперев на специальную надстроечнуюконструкцию, или подвесить к нитям снизу. В этом случае форма кровли можетотличаться от формы провисания нитей.
- 14.7. Очертания опорных контуров следует назначать с учетомкривых давления от усилий в прикрепленных к ним нитях при расчетных нагрузках.
- 14.8. Висячие покрытия следует рассчитывать на стабильностьформы от временных нагрузок, в том числе от ветрового отсоса, которая должнаобеспечивать герметичность принятой конструкции кровли. При этом следуетпроверять изменение кривизны покрытия по двум направлениям вдоль и поперекнитей. Необходимая стабильность достигается с помощью конструктивныхмероприятий: увеличением натяжения нити за счет веса покрытия илипредварительного напряжения; созданием специальной стабилизирующей конструкции;применением изгибно-жестких нитей; превращением системы нитей и кровельных плитв единую конструкцию.
- 14.9. Сечение нити должно быть рассчитано по наибольшему усилию,возникающему при расчетной нагрузке, с учетом изменения заданной геометриипокрытия. В сетчатых системах, кроме этого, сечение нити должно быть проверенона усилие от действия временной нагрузки, расположенной только вдоль даннойнити.
- 14.10. Вертикальные и горизонтальные перемещения нитей иусилия в них следует определять с учетом нелинейности работы конструкцийпокрытия.
- 14.11. Коэффициенты условий работы нитей из канатов и ихзакреплений следует принимать в соответствии с разд. 16. Для стабилизирующихканатов, если они не являются затяжками для опорного контура, коэффициент условийработы  $g_C = 1$ .
- 14.12. Опорные узлы нитей из прокатных профилей следует выполнять,как правило, шарнирными.

- 15.1\*. Для опор воздушных линий электропередачи (ВЛ) иконструкций открытых распределительных устройств (ОРУ) и линий контактных сетейтранспорта (КС) следует, как правило, применять стали в соответствии с табл.50\* (кроме сталей СЗ90, СЗ90К, С440, С590, С590К) и табл. 51, а.
- 15.2\*. Болты классов точности А, В и С для опор ВЛ иконструкций ОРУ высотой до 100 м следует принимать как для конструкций, не рассчитываемыхна выносливость, а для опор высотой более 100 м как для конструкций,рассчитываемых на выносливость.
- 15.3. Литые детали следует проектировать из углеродистойстали марок 35Л и 45Л групп отливок II и III по ГОСТ 977−75\*.
- 15.4\*. При расчетах опор ВЛ и конструкций ОРУ и КС следуетпринимать коэффициенты условий работы, установленные разд. 4\* и 11, а также потабл. 44\*, п. 15.14\* и прид. 4\* настояциях норм.

Расчет на прочность элементов опор, за исключением расчетасечений в местах крепления растянутых элементов из одиночных уголков,прикрепляемых одной полкой болтами, по п. 5.2 не допускается.

Таблица 44\*

	Коэффициенты условий работы $g_{\mathcal{C}}$			
Элементы конструкций				
1. Сжатые пояса из одиночных уголков стоек				
свободно стоящих опор в первых двух панелях				
от башмака при узловых соединениях				
а) на сварке	0,95			
б) на болтах	0,9			
2. Сжатые элементы плоских решетчатых				
траверс из одиночных равнополочных уголков,				
прикрепляемых одной полкой (рис. 21):				
а) пояса, прикрепляемые к стойке опоры	0,9			
непосредственно двумя болтами и более				
б) пояса, прикрепляемые к стойке опоры одним	0,75			
болтом или через фасонку				
в) раскосы и распорки	0,75			
3. Оттяжки из стальных канатов и пучков				
высокопрочной проволоки:				
а)для промежуточных опор в нормальных	0,9			
режимах работы				
б) для анкерных, анкерно-угловых и угловых				
опор:				
в нормальных режимах работы	0,8			
в аварийных режимах работы	0,9			
Примечание: Указанные в таблице коэффициенты условий работы не				
распространяются на соединения элементов в узлах.				

15.5. При определении приведенной гибкости по табл. 7наибольшую гибкость всего стержня Іследует вычислять по формулам:

для четырехгранного стержня с параллельными поясами, шарнирно опертого по концам

$$I = 2l/b; (149)$$

для трехгранного равностороннего стержня с параллельнымипоясами, шарнирно опертого по концам

$$I = 2.5l/b;$$
 (150)

для свободностоящей стойки пирамидальной формы (рис. 9)\*

$$I = 2m_1 l/b_i. (151)$$

Обозначения, принятые в формулах (149) – (151):

 $m_1$  =1,25 $(b_{\rm S}/b_i)^2$ – 2,75 $(b_{\rm S}/b_i)$  + 3,5 – коэффициент дляопределения расчетной длины;

- I геометрическая длина сквозного стержня;
- b расстояние между осями поясов узкой гранистержня с параллельными поясами;
- h высота свободно стоящей стойки;
- $b_S$  и  $b_i$  расстояниямежду осями поясов пирамидальной опоры соответственно в верхнем и нижнемоснованиях наиболее узкой грани.
- 15.6. Расчет на устойчивость внецентренно-сжатых исжато-изгибаемых стержней сквозного сечения, постоянного по длине, следует выполнятьсогласно требованиям разд. 5 настоящих норм.

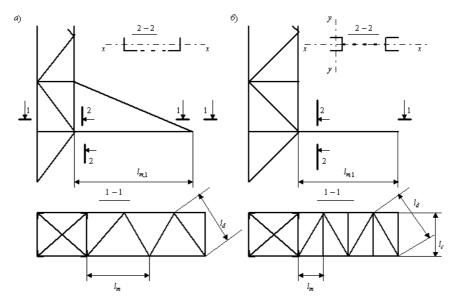


Рис. 21. Схемы траверс а— с треугольной решеткой; б— то же, со стойками

Для равносторонних трехгранных стержней сквозного сечения, постоянногопо длине, с решетками и планками относительной эксцентриситет *m* следуетвычислять по формулам:

при изгибе в плоскости, перпендикулярной одной из граней

$$m = 3.48bM/(Nb);$$
 (152)

при изгибе в плоскости, параллельной одной из граней

$$m = 3bM/(Nb), \tag{153}$$

где b – расстояние между осями поясов в плоскостиграни:

b -коэффициент, равный 1,2 при болтовых соединениях и 1,0 - при сварных соединениях.

15.7. При расчете внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемыхстержней сквозного сечения согласно требованиям п. 5.27\* настоящих нормзначение эксцентриситета при болтовых соединениях элементов следует умножать накоэффициент 1,2.

15.8. При проверке устойчивости отдельных поясов внецентренно-сжатыхи сжато-изгибаемых стоек сквозного сечения опор с оттяжками продольную силу вкаждом поясе следует определять с учетом усилия от изгибающего момента M, вычисляемого по деформированной схеме. Значение этого момента в середине длинышарнирно-опертой стойки должно определяться по формуле

$$M = M_q + \frac{\beta N}{\delta} (f_q + f_0) . {(154)}$$

где  $M_q$  – изгибающий момент в серединедлины от поперечной нагрузки, определяемый как в обычных балках;

 $d=1-0,1N^{1/2}/(EJ)$ ; здесь J- момент инерции сечения стойки относительно оси,перпендикулярной плоскости действия поперечной нагрузки;

I – длина стойки;

N – продольная сила в стойке;

 $f_{m{q}}$  – прогиб стойки в середине длины отпоперечной нагрузки, определяемый как в обычных балках;

 $f_0 = 1/750 -$  стрелка начальногоискривления стойки;

*b* –коэффициент, принимаемый согласно п. 15.6.

15.9. Поперечную силу Q в сжато-изгибаемых ишарнирно-опертых стойках сквозного сечения, постоянного по длине, в опорах соттяжками следует принимать постоянной по длине стойки и определять по формуле

$$Q = Q_{\text{max}} + \frac{3.14 \,\beta N}{\delta l} (f_q + f_0) \,, \tag{155}$$

где  $Q_{max}$  – максимальная поперечная сила отвнешней нагрузки.

Остальные обозначения в формуле (155) приняты такими, как вформуле (154).

15.10\*. Расчет на устойчивость сжатых стержней конструкцийиз одиночных уголков следует выполнять, как правило, с учетом эксцентричногоприложения продольных сил.

Допускается рассчитывать эти стержни как центрально-сжатыепо формуле (7) при условии умножения продольных сил на коэффициенты  $a_m$  и  $a_d$ , принимаемые не менее 1.0.

В пространственных болтовых конструкциях по рис. 9\* (кромерис. 9\*, в и концевых опор) при центрировании в узлах стержней из одиночных равнополочных уголков по их рискам при однорядном расположении болтов вэлементах решетки и прикреплении раскосов в узле с двух сторон полки поясазначения коэффициентов а<sub>т</sub>и ад определяются:

для поясов с  $\overline{\hat{A}}$ £ 3,5 (при  $\overline{\hat{A}}$  > 3,5 следуетпринимать  $\overline{\hat{A}}$  = 3,5) по формулам:

при 0,55 £ c/b£ 0,66 и  $N_{md}/N_{m}$ £ 0,7

$$\alpha_m = 1 + \left[ c/b - 0.55 + \overline{\lambda}(0.2 - 0.05\overline{\lambda}) \right] N_{md} / N_m ;$$
 (156)

при 0,4 £ c/b< 0,55 и  $N_{md}/N_{m}$ £ (0,33c/b – 0,58

$$\alpha_{m} = 0.95 + 0.1c/b + \left[0.34 - 0.62c/b + \overline{\lambda}(0.2 - 0.05\overline{\lambda})\right] N_{ma}/N_{m};$$
 (156,a)

для раскосов (с отношением расстояния по полке уголкараскоса от обушка до риски, на которой установлены болты, к ширине полки уголкараскоса, равном от 0,54 до 0,60), примыкающих к рассчитываемой панели пояса, поформулам:

при 0,55 £ c/b£ 0,66 и  $N_{md}/N_{m}$ < 0,7

 $a_d$ = 1,18 - 0,36c/b +(1,8c/b -0,86) $N_{md}/N_{m}$ ; (157)\*

$$a_d = 1 - 0.04c/b + (0.36 - 0.41c/b)N_{md}/N_{m}$$
 (157, a)

Для пространственных болтовых конструкций по рис. 9\*, *г*,∂, *е* в формулах (156, a) и (157, a) следует принимать 0,45 £ *c/b* < 0,55

В пространственных сварных конструкциях из одиночных равнополочныхуголков по рис.  $9^*$ ,  $\delta$ ,  $\varepsilon$  (кроме концевых опор) с прикреплениемраскосов в узле только с внутренней стороны полки пояса при  $N_{md}/N_{m}$ £ 0,7 значения коэффициентов  $a_{m}$  и  $a_{d}$  принимаются:

при центрировании в узлах стержней по центрам тяжестисечений  $a_m = a_d = 1,0;$ 

при центрировании в узлах осей раскосов на обушок пояса  $a_m = a_d = 1 + 0.12 N_{md}/N_{m}$ 

При расчете конструкций на совместное действие вертикальныхи поперечных нагрузок и крутящего момента, вызванного обрывом проводов илитросов, допускается принимать  $a_{II}$  =  $a_{II}$  =

Обозначения, принятые в формулах (156)\* – (157, а) дляопределения  $a_m$  и  $a_d$ :

c – расстояние по полке уголка пояса от обушка дориски, на которой расположен центр узла:

b – ширина полки уголка пояса;

 $\overline{\hat{A}}$  – условная гибкостьпояса;

*Nm* – продольная сила в панели пояса;

 $N_{md}$  – сумма проекций на ось пояса усилий враскосах, примыкающих к одной полке пояса, передаваемая на него в узле и определяемаяпри том же сочетании нагрузок, как для  $N_{m}$ , при расчете поясапринимается большее из значений  $N_{md}$ , полученных для узлов поконцам панели, а при расчете раскосов – для узла, к которому примыкает раскос.

15.11\*. Гибкость первого снизу раскоса из одиночного уголкарешетчатой свободно стоящей стойки не должна превышать 160.

15.12. Отклонения верха опор и вертикальные прогибы траверсне должны превышать значений, приведенных в табл. 45.

Таблица 45

Конструкции и направление	Относительные отклонения	Относительные прогибы траверс (к длине пролета или консоли)				
отклонения	стоек	вертикальные		горизон	тальные	
	(к высоте <i>h</i> )	в	на консоли	в пролете	на консоли	
1. Концевые и угловые опоры ВЛ анкерного типа высотой до 60 м вдоль проводов	1/120	1/200	1/70	Не огран	ичиваются	
2. Опоры ВЛ анкерного типа высотой до 60 м вдоль проводов	1/100	1/200	1/70	То же		
3. Промежуточные опоры ВЛ (кроме переходных) вдоль проводов	Не ограничиваются	1/150	1/50	То же		
4. Переходные опоры ВЛ всех типов высотой свыше 60 м вдоль проводов	1/140	1/200	1/70	To	же	
5. Опоры ОРУ вдоль проводов	1/100	1/200	1/70	1/200	1/70	
6. То же, поперек проводов	1/70	Не ограничиваются		•		
7. Стойки опор под оборудование	1/100	-	_	_	_	
8. Балки под оборудование	-	1/300	1/250	_	-	

Примечания: 1. Отклонения опор ОРУ и траверс опор ВЛ в аварийном и монтажном режиме не нормируются.

- 15.13. В стальных конструкциях опор ВЛ и ОРУ из одиночныхуголков диафрагмы следует располагать не реже чем через 15 м, а также в местахприложения сосредоточенных нагрузок и переломов поясов.
- 15.14\*. В одноболтовых соединениях элементов решетки(раскосов и распорок) кроме постоянно работающих на растяжении при толщинеполки до 6 мм из сталей с пределом текучести до 380 МПа (3900 кгс/см²)расстояние от края элемента до центра отверстия вдоль усилия допускаетсяпринимать 1,35*d* (где *d* диаметр отверстия) без допуска в сторонууменьшения при изготовлении элементов, о чем должно быть указано в проекте. Приэтом в расчете на смятие соединяемых элементов коэффициент условий работы *gb* соединения в формуле (128)следует принимать равным 0,65.

В одноболтовых соединениях элементов, постоянно работающихна растяжение (тяг траверс, элементов, примыкающих к узлам крепления проводов итросов, и в местах крепления оборудования), расстояние от края элемента доцентра отверстия вдоль усилия следует принимать не менее 2d.

<sup>2.</sup> Отклонения и прогибы по поз. 7 и 8 должны быть уменьшены, если техническими условиями на эксплуатацию оборудования установлены более жесткие требования.

- 15.15. Раскосы, прикрепляемые к поясу болтами в одном узле,должны располагаться, как правило, с двух сторон полки поясного уголка.
- 15.16. В болтовых стыках поясных равнополочных уголков числоболтов в стыке следует назначать четным и распределять болты поровну междуполками уголка.

Количество болтов при однорядном и шахматном ихрасположении, а также количество поперечных рядов болтов при двухрядном их расположенииследует назначать не более пяти на одной полке уголка с каждой стороны отстыка.

### 16. Дополнительные требования попроектированию конструкций антенных сооружений (АС) связи высотой до 500 м

16.1. При проектировании АС следует предусматривать:

снижение аэродинамического сопротивления сооружения и отдельныхего элементов;

рациональное распределение усилий в элементах конструкцийпутем использования предварительного напряжения;

совмещение несущих и радиотехнических функций.

- 16.2\*. Для конструкции АС следует, как правило, применятьстали в соответствии с табл. 50\* (кроме сталей С390К, С590, С590К) и табл. 51,а.
- 16.3. Для оттяжек и элементов антенных полотен следуетприменять стальные канаты круглые оцинкованные по группе СС, грузовые нераскручивающиесяодинарной свивки (спиральные) или нераскручивающиеся двойной крестовой свивки сметаллическим сердечником (круглопрядные), при этом спиральные канаты должныприменяться при расчетных усилиях до 325 кН (33 тс). В канатах следуетприменять стальную круглую канатную проволоку наибольших диаметров марки 1. Длясредне- и сильноагрессивных сред допускаются канаты, оцинкованные по группе ЖС,с требованиями для канатов группы СС. Допускается применение раскручивающихсяканатов при удлинении на 25 % обвязок из мягкой оцинкованной проволоки поконцам канатов.

Для оттяжек со встроенными изоляторами орешкового типаследует применять стальные канаты с неметаллическими сердечниками, если этодопускается радиотехническими требованиями.

Для оттяжек с усилиями, превышающими несущую способность канатовиз круглой проволоки, допускается применение стальных канатов закрытого типа иззетобразных и клиновидных оцинкованных проволок.

- 16.4. Концы стальных канатов в стаканах или муфтах следуетзакреплять заливкой цинковым сплавом ЦАМ9-1,5Л по ГОСТ 21437-75\*.
- 16.5. Для элементов антенных полотен следует применятьпровода по табл. 64. Применение медных проволок допускается только в случаяхтехнологической необходимости.
- 16.6. Значение расчетного сопротивления (усилия) растяжению проводов и проволок следует принимать равным значению разрывного усилия, установленному государственными стандартами, деленному на коэффициентнадежности по материалу *g<sub>m</sub>*:
- а) для алюминиевых и медных проводов  $g_m$  = 2,5;
- б) для сталеалюминевых проводов при номинальных сечениях,  $m^2$ :

16 и 25 g<sub>m</sub>= 2,8;

35-95  $g_m = 2,5;$ 

120 и более *g<sub>m</sub>*= 2,2;

- в) для биметаллических сталемедных проволок  $g_m$  = 2,0.
- 16.7. При расчетах конструкций AC следует приниматькоэффициенты условий работы, установленные разд. 4\* и 11, а также по табл. 46.

Таблица 46

	Коэффициенты условий работы $g_{\mathcal{C}}$
Элементы конструкций	yorlobiiii paoorbi go
Предварительно напряженные элементы решетки	0,90
Фланцы:	
кольцевого типа	1,10
остальных типов	0,90
Стальные канаты оттяжек мачт или элементы	
антенных полотен при их количестве:	
3-5 оттяжек в ярусе или элементов антенных	0,80
полотен	
6-8 оттяжек в ярусе	0,90
9 оттяжек и более в ярусе	0,95
Заделка концов на коуше зажимами или точечное	0,75
опрессование во втулке	
Оплетка каната на коуше или изоляторе	0,55
Элементы крепления оттяжек, антенных полотен,	0,90
проводов, подкосов к опорным конструкциям и	
анкерным фундаментам	
Анкерные тяжи без резьбовых соединений при	0,65
работе их на растяжение с изгибом	
Проушины при работе на растяжение	0,65
Детали креплений и соединений стальных	
канатов:	
механические, кроме осей шарниров	0,80
оси шарниров при смятии	0,90

16.8. Относительные отклонения опор не должны превышать значений, указанных в табл. 47, кроме отклонений опор, для которых установлены иныезначения техническим заданием на проектирование.

	Относительные
	отклонения (к
Вид нагружения	высоте)
Ветровая или гололедная нагрузка	1/100
Односторонне подвешенные к опоре антенны при	1/300
отсутствии ветра	

- 16.9. При динамическом расчете опоры массу закрепленного копоре антенного полотна учитывать не следует.
- 16.10. Значения ветровой и гололедной нагрузок допускаетсяпринимать на высоте середины ярусов ствола мачты или в двух третях высотыподвеса гибкого элемента (оттяжки) и считать эти значения равномернораспределенными по длине яруса или элемента.
- 16.11. Сосредоточенные силы в пролете оттяжек мачт от массыизоляторов, ветровой и гололедной нагрузок на них допускается принимать какравномерно распределенную нагрузку, эквивалентную по значению балочногомомента.
- 16.12. При расчете наклонных элементов АС (оттяжек мачт,элементов антенных полотен, подкосов) следует учитывать только проекциюдействующих на них нагрузок, направленную перпендикулярно оси элемента или егохорде.
- 16.13. Мачты с оттяжками должны быть рассчитаны наустойчивость в целом и их отдельных элементов при следующих нагрузках:

от монтажного натяжения оттяжек при отсутствии ветра;

ветровой - в направлении на одну из оттяжек;

гололедной – при отсутствии ветра;

гололедной и ветровой – в направлении на одну из оттяжек.

При проверке устойчивости мачты в целом расчетная сила встволе должна быть менее критической силы в 1,3 раза.

- 16.14. В проекте должны указываться значения монтажных натяженийв канатах оттяжек при среднегодовой температуре воздуха в районе установкимачты, а также при температуре ±40° С.
- 16.15\* Монтажные соединения элементов конструкций, передающиерасчетные усилия, следует проектировать, как правило, на болтах класса точностиВ и высокопрочных болтах без регулируемого натяжения. При знакопеременныхусилиях следует, как правило, принимать соединения на высокопрочных болтах илина монтажной сварке.

Во фланцевых соединениях следует, как правило, применятьвысокопрочные болты без регулируемого натяжения.

Применение монтажной сварки или болтов класса точности А должнобыть согласовано с монтирующей организацией

16.16. Раскосы с гибкостью более 250 при перекрестнойрешетке в местах пересечений должны быть скреплены между собой.

Прогибы распорок диафрагм и элементов технологическихплощадок в вертикальной и горизонтальной плоскостях не должны превышать 1/250пролета.

- 16.17\*. В конструкциях решетчатых опор диафрагмы должны устанавливатьсяна расстоянии между ними не более трех размеров среднего поперечного сечениясекции опоры, а также в местах приложения сосредоточенных нагрузок и переломовпоясов.
- 16.18. Болты фланцевых соединений труб следует размещать наодной окружности минимально возможного диаметра, как правило, на равныхрасстояниях между болгами
- 16.19. Элементы решетки ферм, сходящиеся в одном узле,следует центрировать на ось пояса в точке пересечения их осей. В местах примыканияраскосов к фланцам допускается их расцентровка, но не более чем на третьразмера поперечного сечения пояса. При расцентровке на больший размер элементыдолжны рассчитываться с учетом узловых моментов.

В прорезных фасонках для крепления раскосов из круглой сталиконец прорези следует засверливать отверстием диаметром в 1,2 больше диаметрараскоса.

16.20. Оттяжки в мачтах с решетчатым стволом следует центрироватьв точку пересечения осей поясов и распорок. За условную ось оттяжек должнаприниматься хорда.

Листовые проушины для крепления оттяжек должны подкреплятьсяребрами жесткости, предохраняющими их от изгиба.

Конструкции узлов крепления оттяжек, которые не вписываютсяв транспортные габариты секций стволов мачт, следует проектировать на отдельныхвставках в стволе в виде жестких габаритных диафрагм.

- 16.21. Опорная секция мачты должна, как правило, выполнятьсяпередающей нагрузку от ствола мачты на фундамент через опорный шарнир. Присоответствующем обосновании допускается применение опорной секции, защемленнойв фундаменте.
- 16.22. Кронштейны и подвески технологических площадокследует располагать в узлах основных конструкций ствола.
- 16.23. Натяжные устройства (муфты), служащие длярегулировки, длины и закрепления оттяжек мачт, должны крепиться к анкерным устройствамгибкой канатной вставкой. Длина канатной вставки между торцами втулок должныбыть не менее 20 диаметров каната.
- 16.24. Для элементов АС следует применять типовыемеханические детали, прошедшие испытания на прочность и усталость.

Резьба на растянутых элементах должна приниматься постандартам СТ СЭВ 180-75, СТ СЭВ 181-75, СТ СЭВ 182-75 (исполнение впадины резьбыс закруглением).

16.25. В оттяжках мачт, на проводах и канатах горизонтальныхантенных полотен для гашения вибрации следует предусматривать последовательнуюустановку парных низкочастотных (1–2,5 Гц) и высокочастотных (4–40 Гц)виброгасителей рессорного типа. Низкочастотные гасители следует выбирать взависимости от частоты основного тона оттяжки, провода или каната. Расстояние sдо места подвески гасителей от концевой заделки каната следует определять поформуле

$$s = \beta d \sqrt{\frac{P}{m}},$$

где d – диаметр каната, провода, мм;

m – масса 1 м каната, провода, кг;

P – предварительное натяжение в канате, проводе, H(кгc);

b –коэффициент, равный 0,00041 при натяжении P, H или 0,0013 принатяжении P, кгс.

Высокочастотные гасители устанавливаются выше низкочастотныхна расстоянии s. При пролетах проводов и канатов антенных полотен,превышающих 300 м, гасители следует устанавливать независимо от расчета.

Для гашения колебаний типа "галопирование" следуетизменять свободную длину каната (провода) поводками.

- 16.26\*. Антенные сооружения радиосвязи необходимо окрашиватьчередующимися полосами цветомаркировки согласно требованиям по маркировке исветоограждению высотных препятствий в соответствии с Наставлением поаэродромной службе в гражданской авиации СССР.
- 16.27. Механические детали оттяжек, арматуры изоляторов, атакже метизы, как правило, должны быть оцинкованными.

## 17. Дополнительные требования попроектированию гидротехнических сооружений речных

- 17.1\*. Для конструкций гидротехнических сооружений следует,как правило, применять стали в соответствии с табл. 50\* (кроме сталей С590,С590К) и табл. 51,а, а также сталь марки 16Д по ГОСТ 6713–75\* при соответствующемтехнико-экономическом обосновании.
- 17.2. При расчетах стальных конструкций речныхгидротехнических сооружений следует принимать коэффициенты условий работы, установленныеразд. 4\* и 11, а также по табл. 48.

Таблица 48

Элементы конструкций	Коэффициенты условий работы $g_{\mathcal{C}}$ при сочетаниях нагрузок		
.,	основных	особых	
1. Элементы трубопроводов, кроме обшивок плоских заглушек, при расчете на внутреннее давление без	0,70	0,95	
учета местных напряжений 2. То же, кроме плоских заглушек без балочной клетки, при расчете на внутреннее давление с учетом	1,10	1,5	
местных напряжений 3. Заглушки трубопроводов плоские без балочной клетки при расчете на внутреннее давление 4. Элементы трубопроводов при	0,55	0,7	
расчете на внешнее давление: оболочки прямолинейных участков и колен	0,80	0,9	
кольца жесткости 5. Анкеры плоских облицовок	0,65 0,85	0,75 -	

17.3. Стальные конструкции не подвергающиеся воздействиюводной среды, следует проектировать в соответствии с требованиями разд. 1–12.

При расчете конструкций, подвергающихся воздействию воднойсреды, следует принимать коэффициенты надежности в соответствии с требованиямиСНиП по проектированию гидротехнических сооружений.

17.4\*. Расчет на выносливость тройников и развилоктрубопроводов допускается производить согласно требованиям разд. 9, если взадании на проектирование оговорено наличие пульсирующей составляющей давленияпотока в трубопроводе.

Расчет на выносливость элементов, подверженных двуосномурастяжению, допускается производить более точными методами с учетом фактическогонапряженного состояния.

17.5. Плоские облицовки затворных камер и водоводов следуетрассчитывать на прочность при:

давлении свежеуложенного бетона и цементного раствора, инъектируемого за облицовку;

фильтрационном давлении воды в заоблицовочном бетоне сучетом давления воды в водоводе.

- 17.6. Рабочие пути под колесные и катковые затворы следуетрассчитывать на прочность при изгибе и местном смятии поверхностей катания, приместном сжатии стенки, при сжатии бетона под подошвой.
- 17.7. Трубопроводы с изменяющимися по длине диаметрамидолжны быть разделены на участки с постоянным диаметром. Переход от одногодиаметра трубы к другому должен выполняться коническими обечайками илизвеньями.

## 18. Дополнительные требования попроектированию балок с гибкой стенкой

- 18.1\*. Для разрезных балок с гибкой стенкой симметричногодвутаврового сечения, несущих статическую нагрузку и изгибаемых в плоскостистенки, следует, как правило, применять стали с пределом текучести до 430 МПа(4400 кгс/см²).
- 18.2\*. Прочность разрезных балок симметричного двутавровогосечения, несущих статическую нагрузку, изгибаемых в плоскости стенки, укрепленнойтолько поперечными ребрами жесткости (рис. 22), с условной гибкостью стенки 6  $\mathfrak{t}^{-\overline{\lambda}_{\mathfrak{w}}}$  £ 13 следует проверять по формуле

$$(M/M_U)^4 + (Q/Q_U)^4 £1,$$
 (158)

где  $\mathit{M}$  и  $\mathit{Q}$  – значения момента и поперечной силыв рассматриваемом сечении балки;

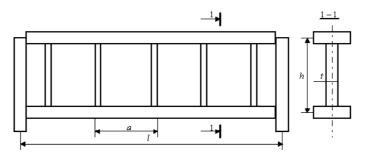


Рис. 22. Схема балки с гибкой стенкой

 $M_{U}$  – предельное значение момента,вычисляемое по формуле

$$M_{u} = R_{y}th^{2} \left[ \frac{A_{f}}{th} + \frac{0.85}{\bar{\lambda}_{w}} \left( 1 - \frac{1}{\bar{\lambda}_{w}} \right) \right]; \tag{159}$$

 $Q_U$  – предельное значение поперечной силы,вычисляемое по формуле

$$Q_{u} = R_{s}th\left[\frac{\tau_{or}}{R_{s}} + 3.3\left(1 - \frac{\tau_{or}}{R_{s}}\right)\frac{\beta_{\mu}}{1 + \mu^{2}}\right]. \tag{160}$$

В формулах (159) и (160) обозначено:

t и h – толщина и высота стенки;

Af – площадь сечения пояса балки:

 $t_{\it CP}$ и m – критическое напряжение иотношение размеров отсека стенки, определяемые в соответствии с п. 7.4 $^*$ ;

b -коэффициент, вычисляемый по формулам

при 
$$a \pm 0.03$$
  $b = 0.05 + 5a^{3}0.15;$  (161)

при 
$$0.03 < a £0.1$$
  $b = 0.11 + 3a £0.40$  (162)

$$\alpha = \frac{8W_{\min}}{th^2a^2}(h^2+a^2)$$

где  $W_{min}$  – минимальный моментсопротивления таврового сечения, состоящего из сжатого пояса балки ипримыкающего к нему участка стенки высотой  $\sqrt{E/R_y}$  (относительнособственной оси тавра, параллельной поясу балки);

а – шаг ребер жесткости.

18.3. Поперечные ребра жесткости, сечение которых следуетпринимать не менее указанных в п. 7.10, должны быть рассчитаны на устойчивостькак стержни, сжатые силой *N*, определяемой по формуле

$$N = 3,3 R_s t h \left( 1 - \frac{\tau_{er}}{R_s} \right) \frac{\beta \mu}{1 + \mu^2}, \tag{163}$$

где все обозначения следует принимать по п. 18.2\*.

Значение N следует принимать не менее сосредоточеннойнагрузки, расположенной над ребром.

Расчетную длину стержня следует принимать равной  $l_{ef} = h(1 - (1 - b))$ , но неменее 0.7h.

Симметричное двустороннее ребро следует рассчитывать на центральноесжатие, одностороннее – на внецентренное сжатие с эксцентриситетом, равнымрасстоянию от оси стенки до центра тяжести расчетного сечения стержня.

В расчетное сечение стержня следует включать сечение ребражесткости и полосы стенки шириной  $\sqrt[0.65t]{\mathbb{Z}/R_y}$  с каждой стороны ребра.

18.4. Участок стенки балки над опорой следует укреплятьдвусторонним опорным ребром жесткости и рассчитывать его согласно требованиямп. 7.12.

На расстоянии не менее ширины ребра и не более  $\sqrt{E/R_y}$  отопорного ребра следует устанавливать дополнительное двустороннее реброжесткости размером согласно п. 18.3.

- 18.5. Устойчивость балок не следует проверять при выполнениитребования п. 5.16\*,а настоящих норм либо при расчетной длине  $^{l_{q^{\prime}}} \le 0,21b_{f}\sqrt{\mathbb{Z}/R_{y}}$  (где $b_{f}$  ширина сжатого пояса).
- 18.6. Отношение ширины свеса сжатого пояса к его толщинедолжно быть не более  $\,^{0,38}\sqrt{\overline{E}/R_y}\,$
- 18.7\*. Местное напряжение  $s_{loc}$ в стенке балки, определяемое по формуле (31), должно быть не более  $0.75R_{y}$ . при этом значении  $l_{ef}$  следует вычислять по формуле (146).
- 18.8\*. При определении прогиба балок момент инерциипоперечного сечения брутто балки следует уменьшать умножением на коэффициент a=1,2-0,033  $\bar{\lambda}_w$  для балок сребрами в пролете и на коэффициент a=1,2-0,033  $\bar{\lambda}_w$  h/l –для балок без ребер в пролете.
- 18.9\*. В балках по п. 18.1\* с условной гибкостью стенки 7 £  $\overline{A}_w$  £ 10 при действии равномерно распределенной нагрузки илипри числе сосредоточенных одинаковых нагрузок в пролете 5 и более, расположенных равных расстояниях друг от друга и от опор, допускается не укреплять стенкув пролете поперечными ребрами по рис. 22, при этом нагрузка должна бытьприложена симметрично относительно плоскости стенки.

Прочность таких балок следует проверять по формуле

$$M \le R_y th^2 \left[ \frac{A_f}{th} + \frac{1.4}{\overline{\lambda}_w} \left( 1 - \frac{1}{\overline{\lambda}_w} \right) \right] \delta$$
 (163,a)

где d –коэффициент, учитывающий влияние поперечной силы на несущую способность балки иопределяемый по формуле d=1-5,6 $A_f$ h/( $A_W$ ).

При этом следует принимать  $t_f$  3 0,3  $\overline{\lambda}_w$  t и 0,025 £  $A_f h/(A_W)$ £ 0,1.

# 19. Дополнительные требования по проектированиюбалок с перфорированной стенкой

19.1\*. Балки с перфорированной стенкой следует проектироватьиз прокатных двутавровых балок, как правило, из стали с пределом текучести до530 МПа (5400 кгс/см²).

Сварные соединения стенок следует выполнять стыковым швом сполным проваром.

19.2. Расчет на прочность балок, изгибаемых в плоскостистенки (рис. 23), следует выполнять по формулам табл. 49.

Таблица 49

Формулы для расчета на прочность сечений балки (рис. 23)				
	верхнего таврового		нижнего таврового	
Точка 1	$\left  \frac{Mh_1}{J_x} + \frac{Q_1 a}{2W_{1,\max}} \right  \le R_{y1} \gamma_c$	Точка 3	$\frac{Mh_2}{J_x} + \frac{Q_2a}{2W_{2,\text{max}}} \le R_{y2}\gamma_c$	$\frac{Q_3s}{tah_3} \le R_s \gamma_c$
Точка 2	$\frac{Md_1}{J_x} + \frac{Q_1a}{2W_{1,\min}} \le \frac{R_{u1}\gamma_c}{\gamma_u}$	Точка <i>4</i>	$\frac{Md_2}{J_x} + \frac{Q_2a}{2W_{2,\min}} \le \frac{R_{u2}\gamma_c}{\gamma_u}$	

Обозначения, принятые в таблице 49:

М – изгибающий момент в сечении балки;

 $Q_1$  и  $Q_2$  — поперечные силы, воспринимаемые тавровыми сечениями и равные  $Q_1$  =  $Q \frac{J_1}{J_1 + J_2}$  и  $Q_2$  =  $Q \frac{J_2}{J_1 + J_2}$ ,

- поперечная сила в сечении балки;

где Q  $_{-}$  моменты инерции верхнего и нижнего тавровых сечений относительно  $_{J_1\ \text{и}\ J_2}$  собственных осей, параллельных полкам;

– поперечная сила в сечении балки на расстоянии (c+s-0.5a) от опоры (рис. 23);

 $^{\mathrm{Q}_3}\,$  – момент инерции сечения балки с отверстием относительно оси x–x,

наибольший и наименьший моменты сопротивления верхнего таврового сечения;

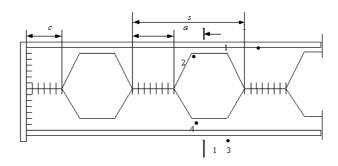
– то же, нижнего таврового сечения;

 $W_{1,max}$ и  $W_{1,min}$ 

 расчетные сопротивления проката для верхнего и нижнего тавровых сечений.

 $W_{2,max}$ и  $W_{2,min}$ 

 $R_{y1}, R_{u1}, R_{y2}, R_{u2}$ 



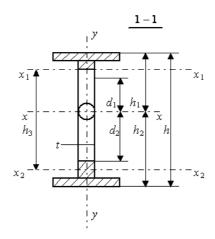


Рис. 23. Схема участка балки с перфорированной стенкой

19.3. Расчет на устойчивость балок следует выполнять согласно требованиям п. 5.15, при этом геометрические характеристики необходимовычислять для сечения с отверстием.

Устойчивость балок не следует проверять при выполнениитребований п. 5.16\*.

19.4. В опорных сечениях стенку балок при  $h_{ef}/t > 40$  где t – меньшая толщина стенки) следует укреплять ребрамижесткости и рассчитывать согласно требованиям п. 7.12, при этом у опорногосечения следует принимать с  $^3$  250мм (рис. 23).

19.5. В сечениях балки при отношении 
$$\frac{h_{\rm gf}}{t} > 2.5 \sqrt{\frac{E}{R_{\rm y}}}$$
 или при невыполнениитребований п. 5.13 следует устанавливать ребра жесткости в соответствии стребованиями п. 7.10.

Сосредоточенные грузы следует располагать только в сеченияхбалки, не ослабленных отверстиями.

Высота стенки сжатого таврового сечения должна удовлетворять требованиям п. 7.18\* настоящих норм, в формуле (91)\* которого следует принимать  $\bar{\lambda}$  =1,4.

19.6. При определении прогиба балок с отношением  $\|h_{ef}^3\|$  12 (где I – пролет балки) момент инерции сечения балки с отверстием следует умножать на коэффициент 0,95.

# 20. Дополнительные требования по проектированиюконструкций зданий и сооружений при реконструкции

 $20.1^*$ . Расчетные сопротивления проката и труб конструкцийследует назначать в соответствии с п.  $3.1^*$ . При этом значение предела текучестистали  $R_{yn}$  и временного сопротивления  $R_{un}$ следует принимать:

для сталей, у которых приведенные в сертификатах илиполученные при испытаниях значения предела текучести и временного сопротивлениясоответствуют требованиям действовавших во время строительства государственныхстандартов или технических условий на сталь – по минимальному значению, указанному в этих документах;

для сталей, у которых приведенные в сертификатах илиполученные при испытаниях значения предела текучести и временного сопротивленияниже предусмотренных государственными стандартами или техническими условиями насталь, действовавшими во время строительства, – по минимальному значению предела текучести из приведенных в сертификатах или полученных при испытаниях.

Коэффициент надежности по материалу следует принимать:

для конструкций, изготовленных до 1932 г., и для сталей, укоторых полученные при испытаниях значения предела текучести ниже 215 МПа (2200кгс/см $^2$ ),  $g_m$ =1,2;

для конструкций, изготовленных в период с 1932 по 1982 г.,  $-g_m$  = 1,1 для сталей спределом текучести до 380 МПа (3850 кгс/см<sup>2</sup>) и  $g_m$  = 1,15 для сталей спределом текучести свыше 380 МПа (3850 кгс/см<sup>2</sup>);

для конструкций, изготовленных после 1982 г., – по табл. 2 итабл. 49,а1.

Допускается назначать расчетные сопротивления по значениям  $R_{yn}$ и  $R_{un}$ , определенным по результатам статистической обработкиданных испытаний не менее чем 10 образцов в соответствии с указаниями прил. 8,а.

Таблица 49, а

	Условное	Группа		тные сопротых соединени м <sup>2</sup> )	ивления ий, МПа (кгс/с
	обозначение	соединения	.1 1	стяжению	смятию
			заклепок	из стали	
Напряженное состояние			ма	рок	соединяемых
			Ст2, Ст3	09Г2	элементов
Срез	R <sub>rs</sub>	В	180 (1800)	220(2200)	-
		С	160 (1600)	-	_
Растяжение (отрыв головки)	R <sub>rt</sub>	B, C	120 (1200)	150 (1500)	-
Смятие	R <sub>rp</sub>	В	-	-	$R_{rp} = 2R_y$
		С	-	-	$R_{rp}$ = 1,7 $R_y$

Примечания: 1. К группе В относятся соединения, в которых заклепки поставлены в отверстия, сверленные в собранных элементах или деталях по кондукторам.

К группе С относятся соединения, в которых заклепки поставлены в продавленные отверстия или отверстия, сверленные без кондуктора в отдельных деталях.

2. При применении заклепок с потайными или полупотайными головками расчетные сопротивления заклепочных соединений срезу и смятию понижаются умножением на коэффициент 0,8. Работа указанных заклепок на растяжение не допускается.

Таблица 49, а1

Государственный стандарт или технические условия на прокат	Коэффициент надежности по материалу <i>g<sub>m</sub></i>
ТУ 14-1-3023-80, ГОСТ 23570-79	1,025
ГОСТ 380-71**, ГОСТ 14637-79*; ГОСТ 19281-73* и ГОСТ 19282-73* [стали с пределом текучести до 380 МПа (39 кгс/с м²) и сталь марки 14Г2АФ]; ТУ 14-1-1217-75	1,050
ГОСТ 19281–73* и ГОСТ 19282–73* [стали с пределом текучести свыше 380 МПа (39 кгс/см <sup>2</sup> ) кроме стали марки 14Г2АФ]	1,100
TY 14-1-1308-75. TY 14-1-1772-76	1.150

- 20.3\*. Определение при испытаниях показателей качестваметалла, отбор проб для химического анализа и образцов для механических испытанийи их число следует производить в соответствии с указаниями прил. 8,а.
- 20.4. Допускается не производить испытания металлаконструкций, предназначенных для эксплуатации, при напряжениях до 165 МПа (1700кгс/см²) и расчетных температурах выше минус 30°C для конструкций группы 3, выше минус 40°С для конструкций группы 4, выше минус 65°С для конструкций групп 3 и 4 при ихусилении без применения сварки.
- 20.5. Расчетные сопротивления сварных соединенийконструкций, подлежащих реконструкции или усилению следует назначать с учетоммарки стали, сварочных материалов, видов сварки, положения шва и способов ихконтроля, примененных в конструкции.

При отсутствии установленных нормами необходимых данных допускается:

для угловых швов принимать  $R_{wun} = R_{un}$ ; $g_{wm} = 1,25$ ;  $b_f = 0,7$  и  $b_Z = 1,0$ , считая при этом  $g_C = 0,8$ ;

для растянутых стыковых швов принимать  $R_{W\!Y}$ = 0,55 $R_{Y}$  для конструкций, изготовленных до 1972 г., и  $R_{W\!Y}$ = 0,85 $R_{Y}$  – после 1972 г.

Допускается уточнять несущую способность сварных соединенийпо результатам испытаний образцов, взятых из конструкции.

- 20.6. Расчетные сопротивления срезу и растяжению болтов, атакже смятию элементов, соединяемых болтами, следует определять согласно п.3.5; если невозможно установить класс прочности болтов, значения расчетных сопротивлений следует принимать как для болтов класса прочности 4.6 при расчетена срез и класса прочности 4.8 при расчете на растяжение.
- 20.7. Расчетные сопротивления заклепочных соединений следуетпринимать по табл. 49, а.

Если в исполнительной документации отсутствуют указания оспособе обработки отверстий и материале заклепок и установить их не представляетсявозможным, расчетные сопротивления следует принимать по табл. 49,а как длясоединения на заклепках группы С из стали марки Ст2.

- 20.8. Конструкции, эксплуатируемые при положительнойтемпературе и изготовленные из кипящей малоуглеродистой стали, а также издругих сталей, у которых по результатам испытаний значения ударной вязкостиниже гарантированных государственными стандартами по категориям стали для группконструкций в соответствии с табл. 50\*, не подлежат усилению или замене приусловии, что напряжения в элементах из этих сталей не будут превышать значений,имевшихся до реконструкции. Решение об использовании, усилении или замене этихконструкций, эксплуатация которых будет отличаться от указанных условий,принимается на основании заключения специализированногонаучно-исследовательского института.
- 20.9. Расчетная схема конструкции, сооружения или здания вцелом принимается с учетом особенностей их действительной работы, в том числе сучетом фактических отклонений геометрической формы, размеров сечений, условийзакрепления и выполнения узлов сопряжения элементов.

Проверочные расчеты элементов конструкций и их соединений выполняются с учетом обнаруженных дефектов и повреждений, коррозионного износа, фактическихусловий сопряжения и опирания. Расчеты элементов могут выполняться подеформированной схеме в соответствии с указаниями п. 1.8, принимая при этомкоэффициент условий работы  $g_C$ = 1,0 для поз. 3,5 и 6,а табл. 6\*.

20.10\*. Конструкции, не удовлетворяющие требованиям разд.5.7–11, 13 (табл. 40\*, пп. 13.29–13.43, 13.45) и п. 16.3 настоящих норм, должныбыть, как правило, усилены или заменены, за исключением случаев, указанных вданном разделе.

Отклонения от геометрической формы, размеров элементов исоединений от номинальных, превышающие допускаемые правилами производства иприемки работ, но не препятствующие нормальной эксплуатации, могут неустраняться при условии обеспечения несущей способности конструкций с учетомтребований п 20.9

20.11\* Допускается не усиливать элементы конструкций, если:

их горизонтальные и вертикальные прогибы и отклонения превышаютпредельные значения, установленные пп. 13.1\* и 16.8, но не препятствуютнормальной эксплуатации;

их гибкость превышает предельные значения, установленные пп.6.15\* и 6.16\*, но элементы имеют искривления, не превышающие значений, установленных правилами производства и приемки работ, и усилия не будутвозрастать в процессе дальнейшей эксплуатации, а также в тех случаях, когдавозможность использования таких элементов проверена расчетом.

20.12\*. При разработке проектов реконструкции стальныхконструкций зданий и сооружений следует выявлять и использовать резервы несущейспособности и применять конструктивные решения, позволяющие осуществлятьреконструкцию, как правило, без остановки производственного процесса.

При усилении конструкций допускается учитывать: возможностьпредварительного напряжения и активного регулирования усилий, в том числе засчет сварки, изменений конструктивной и расчетной схемы, а такжеупруго-пластическую работу материала, закритическую работу тонкостенных в обшивок

конструкций в соответствии с действующими нормами.

20.13. Конструкции усиления и методы его выполнения должныпредусматривать меры по снижению нежелательных дополнительных деформацийэлементов в процессе усиления в соответствии с п. 12.2.

Несущая способность конструкций в процессе выполнения работпо усилению должна обеспечиваться с учетом влияния ослаблений сеченийдополнительными отверстиями под болты, а также сварки.

В необходимых случаях в период усиления конструкция должнабыть полностью или частично разгружена.

20.14. В конструкциях 2-й и 3-й групп табл. 50\*, эксплуатируемых при расчетной температуре не ниже минус 40°С в неагрессивных или слабоагрессивныхсредах, для обеспечения совместной работы деталей усиления и существующейконструкции допускается применять прерывистые фланговые швы.

Во всех случаях применения угловых швов следует, какправило, назначать минимально необходимые катеты. Допускается концевые участкишвов проектировать с катетом большим, чем катет промежуточных участков, иустанавливать их размеры в соответствии с расчетом.

- 20.15. При усилении элементов конструкций допускаетсяприменять комбинированные соединения на заклепках и высокопрочных болтах илиболтах класса точности А.
- 20.16\*. При расчете элементов конструкций, усиленных путемувеличения сечения, следует, как правило, учитывать разные расчетные сопротивленияматериала конструкции и усиления. Допускается принимать одно расчетноесопротивление, равное меньшему из них, если они отличаются не более чем на 15%.

При расчете на устойчивость сжатых, внецентренно-сжатых исжато изгибаемых элементов с усиленными сечениями допускается приниматьприведенное значение расчетного сопротивления, вычисляемое по формуле

$$R_{y,ef} = R_y \sqrt{k_1 k_2} \tag{163.6}$$

где  $R_V$  – расчетное сопротивление основногометалла, определяемое согласно требованиям п. 20.1\*;

 $k_1, k_2$  – коэффициенты, вычисляемые по формулам:

$$k_{1} = \frac{R_{ya}}{R_{y}} - \frac{A}{A_{tot}} \left( \frac{R_{ya}}{R_{y}} - 1 \right);$$

$$k_{2} = \frac{R_{ya}}{R_{y}} - \frac{I}{I_{tot}} \left( \frac{R_{ya}}{R_{y}} - 1 \right);$$
(163,8)

здесь  $R_{ya}$  – расчетное сопротивлениеметалла усиления;

А, I - соответственно площадь и момент инерциисечения усиливаемого элемента относительно оси, перпендикулярной плоскостипроверки устойчивости;

 $A_{tot}$ ,  $I_{tot}$  — то же, усиленного элемента в целом.

20.17. Расчет на прочность и устойчивость элементов, усиленных способом увеличения сечений, следует, как правило, выполнять с учетомнапряжений, существовавших в элементе в момент усиления (с учетом разгрузкиконструкций). При этом необходимо учитывать начальные искривления элементов, смещение центра тяжести усиленного сечения и искривления, вызванные сваркой.

Искривления от сварки при проверке устойчивости сжатых ивнецентренно-сжатых элементов и элементов, работающих на сжатие с изгибом, допускается учитывать введением дополнительного коэффициента условий работы  $g_C = 0.8$ .

Проверку на прочность элементов, рассчитанных в соответствиис п. 20.16\* как для однородного сечения [кроме расчета по формулам (39), (40) и(49) норм], допускается выполнять на полное расчетное усилие без учетанапряжений, существовавших до усиления, а при проверке стенок на местнуюустойчивость допускается использовать коэффициент условий работы  $q_C = 0.8$ .

20.18\*. Допускается не усиливать существующие стальныеконструкции, выполненные с отступлением от требований пп. 12.8, 12.13, 12.19\*,13.5, 13.6, 13.9\*, 13.14: 13.16, 13.19\*, 13.25, 13.27, 13.46\*, 15.11\*, 15.13,16.15\*—16.18, 16.23 при условии, что:

отсутствуют вызванные этими отступлениями повреждения элементовконструкций;

исключены изменения в неблагоприятную сторону условий эксплуатацииконструкций;

несущая способность и жесткость обоснованы расчетом с учетомтребований пп. 20.9, 20.11\* и 20.15;

выполняются мероприятия по предупреждению усталостного и хрупкогоразрушения конструкций, на которые распространяются указания пп. 9.1, 9.3 иразд. 10.

Приложение 1

Материалы для стальных конструкций и ихрасчетные сопротивления

Таблица 50\*

# Стали для стальных конструкций зданий и сооружений

Сталь	ГОСТ или ТУ	Категория с района стр те	асчетная	
		$II_4(-30>t^3-40)$	l <sub>2</sub> , ll <sub>2</sub> и ll <sub>3</sub>	I <sub>1</sub> (–50> <i>t</i> <sup>3</sup>
		II5 и др.( <i>t</i> ³–30)	(-40>t <sup>3</sup> -50)	-65)

Группа 1. Сварные конструкции либо их элементы, работающие в особо тяжелых условиях или подвергающиеся непосредственному воздействию динамических, вибрационных или подвижных нагрузок [подкрановые балки; балки рабочих площадок; элементы конструкций бункерных и разгрузочных эстакад, непосредственно воспринимающих нагрузку от подвижных составов; фасонки ферм; пролетные строения

транспортных галерей; сварные специальные опоры больших переходов линий электропередачи (ВЛ) высотой более  $60\,\mathrm{M}$ ; элементы оттяжек мачт и оттяжечных узлов; балки под краны гидротехнических сооружений и т. п.].

C255		+	-	-
C285		+	-	_
C345		3	3	<sub>4</sub> a)
C375	ΓΟCT 27772-88	3	3	<sub>4</sub> a)
C390		+	+	<b>+</b> б)
С390К		+	+	
C440		+	<b>₊</b> б)	<sub>+</sub> б)
				+B)

Группа 2. Сварные конструкции либо их элементы, работающие при статической нагрузке [фермы; ригели рам; балки перекрытий и покрытий; косоуры лестниц; опоры ВЛ, за исключением сварных опор больших переходов; опоры ошиновки открытых распределительных устройств подстанций (ОРУ); опоры под выключатели ОРУ; опоры транспортерных галерей; элементы контактной сети транспорта (штанги, анкерные оттяжки, хомуты); прожекторные мачты; элементы комбинированных опор антенных сооружений; трубопроводы ГЭС и насосных станций; облицовки водоводов; закладные части затворов и другие растянутые, растянуто-изгибаемые и изгибаемые элементы], а также конструкции и их элементы группы 1 при отсутствии сварных соединений и балки подвесных путей из двутавров по ГОСТ 19425—74\* и ТУ 14-2-427—80 при наличии сварных монтажных соединений.

C245	-11	<b>+</b> Γ)	_	_
C255		+	_	_
C275		<b>+</b> г)	_	_
C285		+	-	-
C345		1	3	<sub>4</sub> а,д)
C345K		+	_	-
C375	FOCT 27772-88	1	3	<sub>4</sub> а,д)
C390		+	+	<b>₊</b> б)
С390К		+	+	<b>+</b> 6)
C440		+	+	+B)
C590		+	-	-
C590K		-	+	+
ВСт3кп	ΓΟCT 10705-80*	2 <sup>e)</sup>	2 <sup>e)</sup>	-
толщиной до 4 мм	группа В, табл. 1			
ВСт3пс	То же	2e)	-	-
толщиной до 5,5 мм				
ВСт3пс	То же	6	-	-
толщиной 6-10 мм				
16Γ2AΦ	ТУ 14-3-567-76	+	+	+

## толщиной 6-9 мм

Группа 3. Сварные конструкции либо их элементы, работающие при статической нагрузке [колонны; стойки; опорные плиты; элементы настила перекрытий; конструкции, поддерживающие технологическое оборудование; вертикальные связи по колоннам с напряжением в связях свыше  $0.4R_y$ ; анкерные, несущие и фиксирующие конструкции (опоры, ригели жестких поперечин, фиксаторы) контактной сети транспорта; опоры под оборудование ОРУ, кроме опор под выключатели; элементы стволов и башен антенных сооружений; колонны бетоновозных эстакад, прогоны покрытий и другие сжатые и сжатоизгибаемые элементы], а также конструкции и их элементы группы 2 при отсутствии сварных соединений.

C235		<sub>+</sub> в,и)	_	_
C245		+	-	-
C255		+	+ж)	_
C275		+	_	_
C285		+	<del>+</del> ж)	_
C345		1	1	2 или 3
C345K	FOCT 27772-88	+	+	
C375		1	1	2 или 3
C390 C390K		+	+	+ +
C440		+	+	+
C590		+	_	_
C590K		_	+	+
ВСт3кп	ГОСТ 10705–80*, группа В, табл. 1	2 <sup>e)</sup>	2 <sup>e)</sup>	
толщиной до 4 мм	_	,		
ВСт3кп	То же	2 <sup>e)</sup>	_	_
толщиной 4,5-10 мм				
ВСт3пс	ΓΟCT 10706-76*,	4	_	_
	группа В, с доп.			
толщиной 5-15 мм	требованием по п. 1.6			
ВСт3пс	ΓΟCT 10705-80*,	<sub>2</sub> e)	<sub>2</sub> e)	_
~	группа В, табл. 1	_	_	
толщиной до 5,5 мм ВСт3пс	ГОСТ 10705-80*.	6		
BCTSHC	группа В, табл. 1	0	_	_
толщиной 6-10 мм	ipyiiia b, raoii. i			
ВСт3сп	ΓΟCT 10706-76*,	_	4	_
	группа В, с доп.			
толщиной 5-15 мм	требованием по п.			
DO 0	1.6		_	
ВСт3сп	ГОСТ 10705–80*, группа В, табл. 1	_	5	_
толщиной 6-10 мм	i pyillia D, IaUil. I			
	1	•	<u></u>	

голщиной 6-9 мм							
Группа 4. Вспомогател	ьные конструкции здан	ний и сооружени	й (связи, кроме	указанных в			
группе 3; элементы фахверка; лестницы; трапы; площадки; ограждения;							
металлоконструкции к							
а также конструкции и	их элементы группы 3	при отсутствии с	сварных соедин	нений.			
C235		+	-	-			
C245		_	+	+			
C255	ГОСТ 27772–88	-	+	+			
C275		_	+	+			
C285		_	+	+			
ВСт3кп	ГОСТ 10705–80*,	<sub>2</sub> e)	<sub>2</sub> e)	<sub>2</sub> e)			
	группа В, табл. 1	_	_	_			
толщиной до 4 мм							
ВСт3кп	То же	2e)	-	-			
~ 4.5.40							
толщиной 4,5-10 мм	FOOT 40700 70*						
ВСт3пс	ΓΟCT 10706–76*,	4	4	_			
F 1F	группа В, с доп.						
толщиной 5-15 мм	требованием по п.						
<b>DO</b> 0	1.6	,	,	,			
ВСт3пс	FOCT 10705-80*,	2 <sup>e)</sup>	2 <sup>e)</sup>	2 <sup>e)</sup>			
	группа В, табл. 1						
толщиной до 5,5 мм	To we	6	6				
ВСт3пс	То же	О	О	_			
толщиной 6-10 мм							
Обозначения, принятые в табл. 50*:							
Occordatedus, riputatible b racus. So .							

ТУ 14-3-567-76

- а) фасонный прокат толщиной до 11 мм, а при согласовании с изготовителем до 20 мм; листовой – всех толщин;
- б) требование по ограничению углеродного эквивалента по ГОСТ 27772–88 для толщин свыше 20 мм:
- в) требование по ограничению углеродного эквивалента по ГОСТ 27772–88 для всех толщин;
- г) для района II4, для неотапливаемых зданий и конструкций, эксплуатируемых при температуре наружного воздуха, применять прокат толщиной не более 10 мм;
- д) при толщине проката не более 11 мм допускается применять сталь категории 3;
- е) кроме опор ВЛ, ОРУ и КС;

16Γ2ΑΦ

топшиной 6-9 мм

- ж) прокат толщиной до 10 мм и с учетом требований разд. 10;
- и) кроме района II4 для неотапливаемых зданий и конструкций, эксплуатируемых при температуре наружного воздуха.

Знак "+" означает, что данную сталь следует применять; знак "-" означает, что данную сталь в указанном климатическом районе применять не следует.

Примечания: 1. Требования настоящей таблицы не распространяются на стальные конструкции специальных сооружений: магистральные и технологические трубопроводы, резервуары специального назначения, кожухи доменных печей и воздухонагревателей и т. п. Стали для этих конструкций устанавливаются соответствующими СНиП или другими нормативными документами.

2. Требования настоящей таблицы распространяются на листовой прокат толщиной от 2 мм и фасонный прокат толщиной от 4 мм по ГОСТ 27772—88, сортовой прокат (круг, квадрат, полоса) по ТУ 14-1-3023—80, ГОСТ 380—71\*\* (с 1990 г. ГОСТ 535—88) и ГОСТ 19281—73\*. Указанные категории стали относятся к прокату толщиной не менее 5 мм. При толщине менее 5 мм приведенные в таблице стали применяются без требований по ударной вязкости.

Для конструкций все групп, кроме группы 1 и опор ВЛ и ОРУ, во всех климатических районах, кроме I<sub>1</sub>, допускается применять прокат толщиной менее 5 мм из стали C235 по ГОСТ 27772–88.

- 3. Климатические районы строительства устанавливаются в соответствии с ГОСТ 16350 –80 "Климат СССР. Районирование и статистические параметры климатических факторов для технических целей". Указанные в головке таблицы в скобках расчетные температуры соответствуют температуре наружного воздуха соответствующего района, за которую принимается средняя температура наиболее холодной пятидневки согласно указаниям СНиП по строительной климатологии и геофизике.
- 4. К конструкциям, подвергающимся непосредственному воздействию динамических, вибрационных или подвижных нагрузок, относятся конструкции либо их элементы, подлежащие расчету на выносливость или рассчитываемые с учетом коэффициентов динамичности.
- 5. При соответствующем технико-экономическом обосновании стали C345, C375, C440, C590, C590K, 16Г2АФ могут заказываться как стали повышенной коррозионной стойкости (с медью) C345Д, C375Д, C440Д, C590Д, C590КД, 16Г2АФД.
- 6. Применение термоупрочненного с прокатного нагрева фасонного проката из стали C345T и C375T, поставляемого по ГОСТ 27772—88 как сталь C345 и C375, не допускается в конструкциях, которые при изготовлении подвергаются металлизации или пластическим деформациям при температуре выше 700°C.
- 7. Бесшовные горячедеформированные трубы по ГОСТ 8731–87 допускается применять только для элементов специальных опор больших переходов линий электропередачи высотой более 60 м, для антенных сооружений связи и других специальных сооружений, при этом следует применять марки стали:

во всех климатических районах, кроме  $I_1$ ,  $I_2$ ,  $I_2$  и  $I_3$ , марку 20 по ГОСТ 8731–87, но с дополнительным требованием по ударной вязкости при температуре минус  $20^{\circ}$ С не

менее 30 Дж/см $^2$  (3кгс×м/см $^2$ );

в климатических районах  $|_2$ ,  $|_2$  и  $|_3$  – марку 09Г2С по ГОСТ 8731–87, но с дополнительным требованием по ударной вязкости при температуре минус 40°С не менее 40 Дж/см $^2$  (4 кгс×м/см $^2$ ) при толщине стенки до 9 мм и 35 Дж/см $^2$  (3,5 кгс×м/см $^2$ ) при толщине стенки 10 мм и более.

Не допускается применять бесшовные горячедеформированные трубы, изготовленные из слитков, имеющих маркировку с литером "Л", не прошедшие контроль неразрушающими методами.

8. К сортовому прокату (круг, квадрат, полоса) по ТУ 14-1-3023–80, ГОСТ 380–71\* (с 1990 г. ГОСТ 535–88) и ГОСТ 19281–73\* предъявляются такие же требования, как к фасонному прокату такой же толщины по ГОСТ 27772–88. Соответствие марок сталей по ТУ 14-1-3023–80, ГОСТ 380–71\*, ГОСТ 19281–73\* и ГОСТ 19282–73\* сталям по ГОСТ 27772–88 следует определять по табл. 51,6.

Таблица 51\*

## Нормативные ирасчетные сопротивления при растяжении, сжатии и изгибе листового,широкополосного универсального и фасонного проката по ГОСТ 27772–88 длястальных конструкций зданий и сооружений

	Толшина	Нормативное сопротивление <sup>2</sup> , МГа (кгс/мм <sup>2</sup> ), проката				Расчетное сопротивление <sup>3</sup> , МПа (кгс/см <sup>2</sup> ), проката				
Сталь	проката <sup>1</sup> ,	листового, широкополосного универсального фас		фасон			ого, широкополосного ниверсального фа		сонного	
		R <sub>vn</sub>	R <sub>un</sub>	R <sub>yn</sub>	R <sub>un</sub>	$R_V$	$R_U$	$R_V$	R <sub>u</sub>	
C235	От 2 до 20	235 (24)	360 (37)	235 (24)	360 (37)	230 (2350)	350 (3600)	230 (2350)	350 (3600)	
	Св. 20 до 40	225 (23)	360 (37)	225 (23)	360 (37)	220 (2250)	350 (3600)	220 (2250)	350 (3600)	
	Св. 40 до 100	215 (22)	360 (37)	-	-	210 (2150)	350 (3600)	-	-	
	Св. 100	195 (20)	360 (37)	_	_	190 (1950)	350 (3600)	_	_	
C245	От 2 до 20	245 (25)	370 (38)	245 (25)	370 (38)	240 (2450)	360 (3700)	240 (2450)	360 (3700)	
	Св. 20 до 30	_	_	235 (24)	370 (38)	_	_	230 (2350)	360 (3700)	
C255	От 2 до 3,9	255 (26)	380 (39)	_	-	250 (2550)	370 (3800)	230 (2330)	-	
0200						, ,				
	От 4 до 10	245 (25)	380 (39)	255 (26)	380 (39)	240 (2450)	370 (3800)	250 (2550)	370 (3800)	
	Св. 10 до 20	245 (25)	370 (38)	245 (25)	370 (38)	240 (2450)	360 (3700)	240 (2450)	360 (3700)	
	Св. 20 до 40	235 (24)	370 (38)	235 (24)	370 (38)	230 (2350)	360 (3700)	230 (2350)	360 (3700)	
C275	От 2 до 10	275 (28)	380 (39)	275 (28)	390 (40)	270 (2750)	370 (3800)	270 (2750)	380 (3900)	
	Св. 10 до 20	265 (27)	370 (38)	275 (28)	380 (39)	260 (2650)	360 (3700)	270 (2750)	370 (3800)	
C285	От 2 до 3,9	285 (29)	390 (40)	_	_	280 (2850)	380 (3900)	_	_	
	От 4 до 10	275 (28)	390 (40)	285 (29)	400 (41)	270 (2750)	380 (3900)	280 (2850)	390 (4000)	
	Св. 10 до 20	265 (27)	380 (39)	275 (28)	390 (40)	260 (2650)	370 (3800)	270 (2750)	380 (3900)	
C345	От 2 до 10	345 (35)	490 (50)	345 (35)	490 (50)	335 (3400)	480 (4900)	335 (3400)	480 (4900)	
	Св. 10 до 20	325 (33)	470 (48)	325 (33)	470 (48)	315 (3200)	460 (4700)	315 (3200)	460 (4700)	
	Св. 20 до 40	305 (31)	460 (47)	305 (31)	460 (47)	300 (3050)	450 (4600)	300 (3050)	450 (4600)	
	Св. 40 до 60	285 (29)	450 (46)	-	-	280 (2850)	440 (4500)	-	-	
	Св. 60 до 80	275 (28)	440 (45)	-	-	270 (2750)	430 (4400)	-	-	
	Св. 80 до 160	265 (27)	430 (44)	-	_	260 (2650)	420 (4300)	_	_	
C345K	От 4 до 10	345 (35)	470 (48)	345 (35)	470 (48)	335 (3400)	460 (4700)	335 (3400)	460 (4700)	
C375	От 2 до 10	375 (38)	510 (52)	375 (38)	510 (52)	365 (3700)	500 (5100)	365 (3700)	500 (5100)	
	Св. 10 до 20	355 (36)	490 (50)	355 (36)	490 (50)	345 (3500)	480 (4900)	345 (3500)	480 (4900)	
	Св. 20 до 40	335 (34)	480 (49)	335 (34)	480 (49)	325 (3300)	470 (4800)	325 (3300)	470 (4800)	
C390	От 4 до 50	390 (40)	540 (55)	-	-	380 (3850)	530 (5400)	-	-	
C390K	От 4 до 30	390 (40)	540 (55)	_	-	380 (3850)	530 (5400)			
C440	От 4 до 30	440 (45)	590 (60)	_	_	430 (4400)	575 (5850)	_	_	
	Св. 30 до 50	410 (42)	570 (58)	_	_	400 (4100)	555 (5650)	_	_	
C590	От 10 до 36	540 (55)	635 (65)	-	_	515 (5250)	605 (6150)	_	_	
C590K	От 16 до 40 цину фасонного	540 (55)	635 (65)	_		515 (5250)	605 (6150)	_	_	

<sup>1.</sup> За толщину фасонного проката следует принимать толщину полки (минимальная его толщина 4 мм).

Примечание. Нормативные и расчетные сопротивления из стали повышенной коррозионной стойкости (см. примеч. 5 к табл. 50\*) следует принимать такими же, как для соответствующих сталей без меди.

<sup>2.</sup> За нормативное сопротивление приняты нормативные значения предела текучести и временного сопротивления по ГОСТ 27772-88.

<sup>3.</sup> Значения расчетных сопротивлений получены делением нормативных сопротивлений на коэффициенты надежности по материалу, определенные в соответствии с п. 3.2\*, с округлением до 5 МПа (50 кгс/см²).

Марки стали	Толщина стенки,			ротивление <sup>1</sup> МПа см <sup>2</sup> )	Расчетное сопротивление $^2$ , МПа (кгс/см $^2$ )	
		ММ	R <sub>yn</sub>	R <sub>un</sub>	$R_{y}$	R <sub>u</sub>
ВСт3кп, ВСт3пс,	ΓΟCT 10705-80*	До 10	225 (23,0)	370 (38,0)	215 (2200)	350 (3550)
ВСт3сп						
ВСт3пс, ВСт3сп	ΓΟCT 10706-76*	5–15	245 (25,0)	370 (38,0)	235 (2400)	350 (3550)
20	ГОСТ 8731-87	4–36	245 (25,0)	410 (42,0)	225 (2300)	375 (3800)
16Γ2ΑΦ	ТУ 14-3-567-76	6–9	440 (45,0)	590 (60,0)	400 (4100)	535 (5450)

- 1. За нормативные сопротивления приняты минимальные значения предела текучести и временного сопротивления, приводимые в государственных общесоюзных стандартах или технических условий, МПа (кгс/мм²). В тех случаях, когда эти значения в государственных общесоюзных стандартах или технических условиях приведены только в одной системе единиц − (кгс/мм²), нормативные сопротивления, МПа, вычислены умножением соответствующих величин на 9,81 с округлением до 5 МПа.
- 2. Значения расчетных сопротивлений получены делением нормативных сопротивлений, МПа, на коэффициенты надежности по материалу, определяемые в соответствии с п. 3.2\*, с округлением до 5 МПа; значения расчетных сопротивлений, кгс/см<sup>2</sup> получены делением расчетных сопротивлений, МПа, на 0,0981.

Примечание. Нормативные сопротивления труб из стали марки 09Г2С по ГОСТ 8731–87 устанавливаются по соглашению сторон в соответствии с требованиями указанного стандарта; расчетные сопротивления – согласно п. 3.2\* настоящих норм.

Таблица 51, б

## Марки стали, заменяемые сталями по ГОСТ 27772-88

Стали по ГОСТ 27772–88	Заменяемая марка стали	ГОСТ или ТУ
C235	ВСт3кп2	ГОСТ 380-71**
	ВСт3кп2-1	ТУ 14-1-3023-80
	18кп	FOCT 23570-79
C245	ВСт3пс6 (листовой прокат толщиной до 20 мм, фасонный – до 30 мм)	FOCT 380-71**
	ВСт3пс6-1 18пс	ТУ 14-1-3023–80
	TOTIC	ГОСТ 23570-79
C255	ВСт3сп5, ВСт3Гпс5, ВСт3пс6 (листовой прокат толщиной св. 20 до 40 мм, фасонный – св. 30 мм), ВСт3сп5-1, ВСт3Гпс5-1,	ГОСТ 380–71**
	18сп, 18Гпс, 18Гсп	ТУ 14-1-3023–80
		ГОСТ 23570-79
C275	ВСт3пс6-2	ТУ 14-1-3023-80
C285	ВСт3сп5-2, ВСт3Гпс5-2	ТУ 14-1-3023-80
C345, C345T	09Γ2	ГОСТ 19281–73*,
		ГОСТ 19282-73*
	09Г2С, 14Г2 (листовой, фасонный прокат толщиной до 20 мм), 15ХСНД (листовой прокат толщиной до 10 мм, фасонный – до 20 мм)	ГОСТ 19282-73*
	12Γ2C гр. 1	ТУ 14-1-4323-88
	09Г2 гр. 1, 09Г2 гр. 2, 09Г2С гр. 1, 14Г2 гр. 1 (фасонный – до 20 мм)	TY 14-1-3023–80
	390	ТУ 14-15-146-85
	ВСтТпс	ΓΟCT 14637-79*
С345К	10Х-ДП	ГОСТ 19281–73*, ГОСТ 19282–73*,
		ТУ 14-1-1217-75
C375, C375T	09Г2С гр. 2	ТУ 14-1-3023-80
	12Г2С гр. 2	ТУ 14-1-4323-88
	14Г2 гр. 1 (фасонный прокат толщиной св. 20 мм).	

	,,	ТУ 14-1-3023-80
	14Г2 гр. 2 (фасонный прокат толщиной до 20 мм)	
	14Г2 (фасонный и листовой прокат толщиной св. 20 мм),	
	10Γ2C1,	ГОСТ 19281–73*,
	15ХСНД (фасонный прокат толщиной св.	ĺ
	20 мм, листовой – св. 10 мм),	ГОСТ 19282-73*
	10ХСНД (фасонный прокат без ограничения толщины, листовой — толщиной до 10 мм)	
C390, C390T	14Γ2ΑΦ,	
	10Г2С1 термоупрочненная,	ГОСТ 19282-73*
	10ХСНД (листовой прокат толщиной св. 10 мм	
C390K	15Г2АФДпс	ГОСТ 19282-73*
C440	16Г2АФ, 18Г2АФпс,	FOCT 19282-73*
	15Г2СФ термоупрочненная	
C590	12Г2СМФ	ТУ 14-1-1308-75
С590К	12ГН2МФАЮ	ТУ 14-1-1772-76

Примечания: 1. Стали С345 и С375 категорий 1, 2, 3, 4 по ГОСТ 27772—88 заменяют стали категорий соответственно 6, 7 и 9, 12, 13 и 15 по ГОСТ 19281—73\* и ГОСТ 19282—73\*.

- 2. Стали С345К, С390, С390К, С440, С590, С590К по ГОСТ 27772–88 заменяют соответствующие марки стали категорий 1–15 по ГОСТ 19281–73\* и ГОСТ 19282–73\*, указанные в настоящей таблице.
- 3. Замена сталей по ГОСТ 27772–88 сталями, поставляемыми по другим государственным общесоюзным стандартам и техническим условиям, не предусмотрена.

Таблица 52\*

# Расчетные сопротивления проката смятию торцевой поверхности, местному смятию вцилиндрических шарнирах, диаметральному сжатию катков

	Расчет	МПа (кгс/см <sup>2</sup> )		
Временное		оит	диаметральному	
сопротивление			сжатию катков	
проката,	торцевой	местному в	(при свободном касании в	
МПа	поверхности (при	цилиндрических	конструкциях с	
Wil Ka	наличии пригонки)	шарнирах (цапфах) при плотном	ограниченной подвижностью)	
(кгс/см <sup>2</sup> )		касании	подвинато ствто у	
360 (37)	327 (3340)	164 (1660)	8 (80)	
365 (37)	332 (3360)	166 (1680)	8 (80)	
370 (38)	336 (3460)	168 (1730)	8 (80)	
380 (39)	346 (3550)	173 (1780)	9 (90)	
390 (40)	355 (3640)	178 (1820)	9 (90)	
400 (41)	364 (3720)	182 (1860)	10 (100)	
430 (44)	391 (4000)	196 (2000)	10 (100)	
440 (45)	400 (4090)	200 (2050)	10 (100)	
450 (46)	409 (4180)	205 (2090)	10 (100)	
460 (47)	418 (4270)	209 (2140)	10 (100)	
470 (48)	427 (4360)	214 (2180)	11 (110)	
480 (49)	436 (4450)	218 (2230)	11 (110)	
490 (50)	445 (4550)	223 (2280)	11 (110)	
500 (51)	455 (4640)	228 (2320)	11 (110)	
510 (52)	464 (4730)	232 (2370)	12 (120)	
520 (53)	473 (4820)	237 (2410)	12 (120)	
530 (54)	473 (4820)	237 (2410)	12 (120)	
540 (55)	482 (4910)	241 (2460)	12 (120)	
570 (58)	504 (5130)	252 (2570)	13 (130)	
590 (60)	522 (5310)	261 (2660)	13 (130)	
635 (65) Примечание, Знач	   578 (5870) ения расчетных сопр	   289 (2940) этивлений получены і	14 (140) по формулам разд. 3	

Примечание. Значения расчетных сопротивлений получены по формулам разд. З настоящих норм при  $g_m$  = 1,1.

# Расчетные сопротивления отливок из углеродистой стали

Напряженное состояние	Условное обозна-	Расчетные сопротивления, МПа (кгс/см2), отливок из углеродистой стали марок				
·	чение	15Л	25Л	35Л	45Л	
Растяжение, сжатие и изгиб	R <sub>u</sub>	150 (1500)	180 (1800)	210 (2100)	250 (2500)	
Сдвиг	$R_{\mathcal{S}}$	90 (900)	110 (1100)	130 (1300)	150 (1500)	
Смятие торцевое поверхности (при наличии пригонки)	$R_p$	230 (2300)	270 (2700)	320 (3200)	370 (3700)	
Смятие местное в цилиндрических шарнирах (цапфах) при плотном касании	R <sub>lp</sub>	110 (1100)	130 (1300)	160 (1600)	180 (1800	
Диаметральное сжатие	R <sub>cd</sub>	6	7	8	10	
катков при свободном касании (в конструкциях с ограниченной подвижностью)		(60)	(70)	(80)	(100)	

Таблица 54

# Расчетные сопротивления отливок из серого чугуна

Напряженное состояние	Условное обозначе	Расчетные (	сопротивления из серого чу	я, МПа (кгс/см <sup>2</sup> ), отливок гуна марок		
	ние	C415	C420	C425	C430	
Растяжение центральное и при изгибе	Rt	55 (550)	65 (650)	85 (850)	100 (1000)	
Сжатие центральное и при изгибе	R <sub>C</sub>	160 (1600)	200 (2000)	230 (2300)	250 (2500)	
Сдвиг	Rs	40 (400)	50 (500)	65 (650)	75 (750)	
Смятие торцевой поверхности (при наличии пригонки)	R <sub>p</sub>	240 (2400)	300 (3000)	340 (3400)	370 (3700)	

Приложение 2

# Материалы для соединений стальных конструкцийи их расчетные сопротивления

Таблица 55\*

# Материалы длясварки, соответствующие стали

		Материалы для сварки				
Группы	Стали	под флюсом		в углекислом газе (по		покрытыми
конструкций в					8050–85 или в	электродами
климатических					еси с аргоном	
районах					CT 10157–79*)	типов по
		dr=10000 /=0		рки		ГОСТ 9467
		флюсов (по ГОСТ 9087			роволоки (по 246–70*)	-75*
		-81*)		10012	240-70 )	-73
2, 3 и 4 – во всех	C235, C245, C255,	AH-348-A,	Св-08	3A,		Э42,
районах, кроме						
l <sub>1</sub> , l <sub>2</sub> , ll <sub>2</sub> и ll <sub>3</sub>	C275, C285, 20,	AH-60	Св-08	ВГА		Э46
	ВСт3кп, ВСт3пс,					
	ВСт3сп	ALL 47 ALL 40	0- 46	N 18.4A	Св-08Г2С	050
	C345, C345T, C375,	AH-47, AH-43,	Св-10	HIVIA	CB-001 2C	<b>950</b>
	C375T, C390, C390T, C390K,	AH-17-M,	Св-10	)Γ2 <sup>2</sup> ,		
	С440, 16Г2АФ, 09Г2С	AH-348-A <sup>1</sup>	Св-08	ВГА <sup>2</sup> ,		
			Св-10			
	C345K	AH-348-A	Св-08	3Х1ДЮ	Св- 08ХГ2СДЮ	Э50А <sup>3</sup>
1 – во всех	C235, C245, C255,	AH-348-A	Св-08	3A		Э42A,
районах; 2, 3 и 4 – в районах I <sub>1</sub> ,	C275, C285, 20,		Св-08	ВГА		946A
I <sub>2</sub> , II <sub>2</sub> и II <sub>3</sub>	ВСт3кп, ВСт3пс,					

ВСт3сп		ĺ		
C345, C345T, C375	AH-47, AH-43,	Св-10НМА,	Св-08Г2С	950A
C375T, 09Г2С	AH-348-A <sup>1</sup>	Св-10Г2 <sup>2</sup> ,		
		Св-08ГА <sup>2</sup> ,		
		Св-10ГА <sup>2</sup>		
C390, C390T, C390K	AH-47,	Св-10НМА,		950A
С440, 16Г2АФ	AH-17-M,	Св-10Г2 <sup>2</sup> ,		
0110, 1012.11	AH-348-A <sup>1</sup>	Св-08ГА <sup>2</sup> ,		
		Св-10ГА <sup>2</sup>		
С345К	AH-348-A	Св-08Х1ДЮ	Св- 08ХГ2СДЮ	Э50А <sup>3</sup>
C590, C590K,	AH-17-M	Св-	Св-	Э60,
С590КШ		08ХН2ГМЮ	10ΧΓ2CMA,	Э70
		Св-10НМА	Св-08ХГСМА,	
			Св-08Г2С	

<sup>1.</sup> Применение флюса АН-348-А требует проведения дополнительного контроля механических свойств металла шва при сварке соединений элементов всех толщин для конструкции в климатических районах I<sub>1</sub>, I<sub>2</sub>, II<sub>2</sub> и II<sub>3</sub> и толщин свыше 32 мм — в остальных климатических районах.

- 2. Не применять в сочетании с флюсом АН-43.
- 3. Применять только электроды марок 03С-18 и КД-11.

Примечания: 1. Проволока марки Св-08Х1ДЮ поставляется по ТУ 14-1-1148–75, марки Св-08ХГ2СДЮ – по ТУ 14-1-3665–84.

2. При соответствующем технико-экономическом обосновании для сварки конструкций разрешается использовать сварочные материалы (проволоки, флюсы, защитные газы), не указанные в настоящей таблице. При этом механические свойства металла шва, выполняемого с их применением, должны быть не ниже свойств, обеспечиваемых применением материалов согласно настоящей таблице.

Таблица 56

# Нормативные ирасчетные сопротивления металла швов сварных соединений с угловыми швами

Сварочны	R <sub>wun</sub> , МПа	R <sub>wf</sub> , M⊓a				
тип электрода (по ГОСТ 9467–75)	марка проволоки	(кгс/см <sup>2</sup> )	(кгс/см <sup>2</sup> )			
942, 942A	Св-08, Св-08А	410 (4200)	180 (1850)			
Э46, Э46A	Св-08ГА	450 (4600)	200 (2050)			
950, 950A	Св-10ГА, Св-08Г2С,	490 (5000)	215 (2200)			
	Св-08Г2СЦ, ПП-АН8, ПП-АН3					
Э60	Св-08Г2С*, Св-08Г2СЦ*,	590 (6000)	240 (2450)			
	Св-10НМА, Св-10Г2					
<b>Э</b> 70	CB-10XF2CMA,	685 (7000)	280 (2850)			
	Св-08ХН2ГМЮ					
<b>Э</b> 85	_	835 (8500)	340 (3450)			
* Todayo dod ubob c vatetom $k \in S$ mm b volctovyulgay is ctadil c doededom tevyuectu						

\* Только для швов с катетом  $k_f \pounds$  8 мм в конструкциях из стали с пределом текучести 440 МПа (4500 кгс/см²) и более.

Таблица 57\*

# Требования кболтам при различных условиях их применения

Усл	овия	Te	Технологические требования				
		-					
приме	енения		по ГОСТ 1759.4-87				
	условия работы	ипооо		MODICA OTOTIA			
климатический	условия расоты	класс	дополнительные	марки стали			
район		точности	виды испытаний	болтов			
•	болтов	(табл. 1)	(табл. 10)				
В	В конструкциях, не рассчитываемых на выносливость						
Все районы,	Растяжение или	4.6; 5.6	Поз. 1	По табл. 1			
кроме 11, 12, 112 и	срез	,					
	Space	4.8; 5.8	То же	То же			
II3**		1.0, 0.0	10 /10	10 /10			
		6.6	То же	35			
		0.0	10 Me	33			
		0.0		257. 2074			
		8.8	_	35X; 38XA			

		10.9	_	40X				
l <sub>1</sub> , l <sub>2</sub> , ll <sub>2</sub> и ll <sub>3</sub>	Растяжение или	4.6; 5.6	Поз. 1 и 4	По табл. 1				
	срез	4.8*; 5.8*	Поз. 1	То же				
		8.8	Поз. 3 и 7	35X; 38XA				
	Срез	4.8; 5.8	Поз.1	По табл. 1				
		8.8	-	35X; 38XA				
		10.9	_	40X				
В конструкциях, не рассчитываемых на выносливость								
Все районы,	Растяжение или	4.6; 5.6	Поз. 1 и 4	По табл. 1				
кроме I <sub>1</sub> , I <sub>2</sub> , II <sub>2</sub> и	срез	0.0	_	0.5				
ll3**		6.6	То же	35				
		8.8	_	35X; 38XA				
	Срез	4.8; 5.8	Поз.1	По табл. 1				
I2, II2 и II3	Растяжение или	4.6; 5.6	Поз. 1 и 4	По табл. 1				
	срез							
		8.8	Поз. 3 и 7	35X; 38XA				
	Срез	4.8; 5.8	Поз.1	По табл. 1				
		8.8	_	35X; 38XA				
I <sub>1</sub>	Растяжение или	8.8	Поз. 3 и 7	35X; 38XA				
	срез							
	Срез	4.6; 5.6	Поз. 1 и 4	По табл. 1				
		4.8*; 5.8*	Поз.1	То же				
* T6		8.8	_ 	35X; 38XA				

<sup>\*</sup> Требуется дополнительный последующий отпуск при t = 650°C

Примечания: 1. Во всех климатических районах, кроме  $I_1$ ,  $I_2$ ,  $II_2$  и  $II_3$  в нерасчетных соединениях допускается применять болты с подголовком класса точности С и В по ГОСТ 15590–70\* и ГОСТ 7795–70 без дополнительных видов испытаний, предусмотренных в настоящей таблице.

- 2. При заказе болтов классов прочности 6.6; 8.8; 10.9 по ГОСТ  $1759.4-87^*$  следует указывать марки стали.
- 3. При заказе болтов классов прочности 4.8 и 5.8 необходимо указывать, что применение автоматной стали не допускается.
- 4. Высокопрочные болты по ГОСТ 22356–77\* из стали марки 40X "селект" без регулируемого натяжения применяются в тех же конструкциях, что и болты класса прочности 10.9.

Таблица 58\*

# Расчетные сопротивления срезу и растяжению болтов

Напряженное	Условное	Pac	Расчетное сопротивление, МПа (кгс/см <sup>2</sup> ), болтов класса					пасса
состояние	обозначение	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	8.8	10.9
Срез	R <sub>bs</sub>	150	160	190	200	230	320	400
		(1500)	(1600)	(1900)	(2000)	(2300)	(3200)	(4000)
Растяжение	R <sub>bt</sub>	170	160	210	200	250	400	500
		(1700)	(1600)	(2100)	(2000)	(2500)	(4000)	(5000)

Примечание. В таблице указаны значения расчетных сопротивлений для одноболтовых соединений, вычисленные по формулам разд. 3 настоящих норм с округлением до 5 МПа (50 кгс/см<sup>2</sup>).

Таблица 59\*

# Расчетные сопротивления смятию элементов, соединяемых болтами.

Временное сопротивление стали соединяемых элементов,	Расчетные сопротивления, МПа (кгс/см <sup>2</sup> ), смятию элементов, соединяемых болтами				
МПа (кгс/см <sup>2</sup> )	класса точности А классов точности В и С,				
		высокопрочных без регулируемого натяжения			
360 (37)	475 (4800)	430 (4350)			
365 (37)	485 (4900)	440 (4450)			
370 (38)	495 (5100)	450 (4600)			
380 (39)	515 (5300)	465 (4800)			
390 (40)	535 (5500)	485 (5000)			
400 (41)	560 (5750)	505 (5200)			

<sup>\*\*</sup> А также для конструкций, возводимых в климатических районах  $I_1$ ,  $I_2$ ,  $II_2$  и  $II_3$ , но эксплуатируемых в отапливаемых помещениях.

430 (44)	625 (6400)	565 (5800)
440 (45)	650 (6650)	585 (6000)
450 (46)	675 (6900)	605 (6200)
460 (47)	695 (7150)	625 (6400)
470 (48)	720 (7350)	645 (6600)
480 (49)	745 (7600)	670 (6850)
490 (50)	770 (7850)	690 (7050)
500 (51)	795 (8150)	710 (7250)
510 (52)	825 (8400)	735 (7500)
520 (53)	850 (8650)	760 (7750)
530 (54)	875 (8950)	780 (7950)
540 (55)	905 (9200)	805 (8200)
570 (58)	990 (10 050)	880 (8950)
590 (60)	1045 (10 600)	930 (9450)

590 (60) | 1045 (10 600) | 930 (9450) Примечание. Значения расчетных сопротивлений получены по формулам разд. 3 настоящих норм с округлением до 5 МПа (50 кгс/см $^2$ ).

Таблица 60\*

# Расчетные сопротивления растяжению фундаментных болтов.

	Расчетные сопротивления, МПа (кгс/см $^2$ ),					
	болто	ов из стали марок				
Диаметр	ВСт3кп2 по ГОСТ 380–71**	09Г2С по	10Г2С1 по			
болтов, мм	(с 1990 г. ГОСТ 535–88)	ГОСТ 19281-73*	ΓΟCT 19281-73*			
12, 16, 20	185 (1900)	235 (2400)	240 (2450)			
24, 30	185 (1900)	230 (2350)	235 (2400)			
36, 42, 48, 56	185 (1900)	225 (2300)	225 (2300)			
64, 72, 80	185 (1900)	220 (2250)	215 (2200)			
90, 100	185 (1900)	215 (2200)	215 (2200)			
110, 125, 140	185 (1900)	215 (2200)				

Примечание. Значения расчетных сопротивлений получены по формулам разд. 3 настоящих норм с округлением до 5 МПа (50 кгс/см $^2$ ).

Таблица 61\*

# Механическиесвойства высокопрочных болтов по ГОСТ 22356-77\*

Номинальный	Марка стали	Наименьшее		
диаметр резьбы <i>d</i> ,	50.0T 45.40 74±	сопротивление <i>R<sub>bun</sub></i> , Н/м		
MM	по ГОСТ 4543-71*	$M^2 (KFC/MM^2)$		
От 16 до 27	40Х "селект"	1100 (110)		
	30X3MΦ,	1350 (135)		
	30Х2НМФА			
30	40Х "селект"	950 (95)		
	30Х3МФ, 35Х2АФ	1200 (120)		
36	40Х "селект"	750 (75)		
	30Х3МФ	1100 (110)		
42	40Х "селект"	650 (65)		
	30Х3МФ	1100 (110)		
48	40Х "селект"	600 (60)		
	30Х3МФ	900 (90)		

Таблица 62\*

Площади сеченияболтов согласно СТ СЭВ 180-75, СТ СЭВ 181-75 и СТ СЭВ 182-75

d. мм	16	18*	20	22*	24	27*	30	36	42	48
u, ww	10	10	20	~~	24	21	30	30	42	40

<i>А<sub>b</sub></i> , см <sup>2</sup>	2,01	2,54	3,14	3,80	4,52	5,72	7,06	10,17	13,85	18,09
Ahn cm <sup>2</sup>	1,57	1,92	2,45	3,03	3,52	4,59	5,60	8,16	11,20	14,72
$A_{b}$ , см <sup>2</sup> $\begin{vmatrix} 2.01 & 2.94 & 3.14 & 3.00 & 4.52 & 3.72 & 7.06 & 10.17 & 13.65 & 18.09 \\ 1.57 & 1.92 & 2.45 & 3.03 & 3.52 & 4.59 & 5.60 & 8.16 & 11.20 & 14.72 & 1$										

Приложение 3

# Физические характеристики материалов

Таблица 63

# Физические характеристики материалов для стальных конструкций

Характеристика	Значения
Плотность $r$ , кг/м $^3$ :	
проката и стальных отливок	7850
отливок из чугуна	7200
Коэффициент линейного расширения $a,  ^{\circ}  \mathrm{C}^{-1}$	0,12×10 <sup>-4</sup>
Модуль упругости <i>E</i> , МПа (кгс/см $^2$ ):	_
прокатной стали и стальных отливок	2,06×10 <sup>5</sup> (2,1×10 <sup>6</sup> )
отливок из чугуна марок:	(2,1×10-)
C415	
C420, C425, C430	0,83×10 <sup>5</sup> (0.85×10 <sup>6</sup> )
пучков и прядей параллельных проволок	0,98×10 <sup>5</sup>
анатов стальных	(1,0×10 <sup>6</sup> )
спиральных и закрытых несущих	1,96×10 <sup>5</sup>
двойной свивки	(2,0×10 <sup>6</sup> )
двойной свивки с неметаллическим сердечником	
Модуль сдвига прокатной стали и стальных	1,67×10 <sup>5</sup>
отливок G, МПа (кгс/см <sup>2</sup> )	(1,7×10 <sup>6</sup> )
Коэффициент поперечной деформации (Пуассона) <i>п</i>	1,47×10 <sup>5</sup>
(192000)	(1,5×10 <sup>6</sup> )
	1,27×10 <sup>5</sup>
	(1,3×10 <sup>6</sup> )
	0,78×10 <sup>5</sup>
	(0,81×10 <sup>6</sup> )
Примечание. Значения модуля упругости даны для	0,3
примочание. Опачения модуля упругости даны для	i naiiai ob,

Примечание. Значения модуля упругости даны для канатов, предварительно вытянутых усилием не менее  $60\ \%$  разрывного усилия для каната в целом.

Таблица 64

# Физические характеристики проводов и проволоки

	Марка и	Модуль упругости	Коэффициент
Наименование материалов	номинальное сечение, мм <sup>2</sup>	<i>E</i> , МПа (кгс/см <sup>2</sup> )	линейного расширения <i>a</i> , ° C <sup>–1</sup>
Алюминиевые провода по ГОСТ 839–80*E	А, АКП; 16–800	0,630×10 <sup>5</sup>	0,23×10 <sup>-4</sup>
Медные провода по ГОСТ 839–80*Е	M; 4–800	(0,642×10 <sup>6</sup> ) 1,300×10 <sup>5</sup>	0,17×10 <sup>-4</sup>
Сталеалюминевые провода по ГОСТ 839 –80°E при отношении площадей алюминия к	AC, ACK; ACKП, ACKC	(1,326×10 <sup>6</sup> )	

	i	i	i
стали, равном: 6–6,25	10 и более	0,825×10 <sup>5</sup>	0,192×10 <sup>-4</sup>
0,65	95	(0,841×10 <sup>6</sup> ) 1,460×10 <sup>5</sup>	0,139×10 <sup>-4</sup>
4,29–4,39	120 и более	(1,489×10 <sup>6</sup> ) 0,890×10 <sup>5</sup>	0,183×10 <sup>-4</sup>
7,71–8,04	150 и более	(0,907×10 <sup>6</sup> ) 0,770×10 <sup>5</sup>	0,198×10 <sup>-4</sup>
1,46	185 и более	(0,785×10 <sup>6</sup> ) 1,140×10 <sup>5</sup>	0,155×10 <sup>-4</sup>
12,22	330	(1,163×10 <sup>6</sup> ) 0,665×10 <sup>5</sup>	0,212×10 <sup>-4</sup>
18,2–18,5	400 и 500	(0,678×10 <sup>6</sup> ) 0,665×10 <sup>5</sup>	0,212×10 <sup>-4</sup>
Биметаллическая сталемедная проволока по ГОСТ 3822–79* диаметром,	БСМ 1	(0,678×10 <sup>6</sup> )	
мм: 1,6–4	2,0–12,5	1,870×10 <sup>5</sup>	0,127×10 <sup>-4</sup>
6	28,2	(1,906×10 <sup>6</sup> ) 1,900×10 <sup>5</sup>	0,124×10 <sup>-4</sup>
Ппимечание Значение	Macchi udobodob n udo	(1,937×10 <sup>6</sup> )	нимать по ГОСТ 8

Примечание. Значение массы проводов и проволоки следует принимать по ГОСТ 839 –80\*Е и ГОСТ 3822–79\*.

Приложение 4\*

# Коэффициенты условий работы для растянутогоодиночного уголка, прикрепляемого одной полкой болтами

Коэффициент условий работы  $g_{\rm C}$ при расчете на прочность сечений по формуле (6) в местах крепления элементов изодиночных уголков, прикрепляемых одной полкой болтами, поставленными в одинряд, при расстояниях вдоль усилия от края элемента до центра ближайшего отверстия  $a^3$  1,5d и междуцентрами отверстий  $b^3$  2d(здесь d – диаметр отверстия для болта) с пределом текучести до 380 МПа(3900 кгс/см $^2$ ) следует определять по формуле

$$\gamma_c = \alpha_1 \frac{A_{n1}}{A_n} + \alpha_2 \tag{164}$$

где  $A_{n}$  – площадь сечения уголка нетто;

 $A_{n1}$  – площадь части сечения прикрепляемойполки уголка между краем отверстия и пером;

 $a_1$ и  $a_2$  — коэффициенты, определяемые по табл. 65 при расстояниях от оси установки болтов до обушкауголка не менее 0.5b и до пера не менее 1.2d (здесь b —ширина полки уголка, d — диаметр отверстия для болта).

Таблица 65

# Коэффициентыа и а 2

Коэффициент	Значения а1 и а2 при количестве болтов в ряду						
	2 3 4 5						
a <sub>1</sub>	1,82	1,49	1,20	0,87			
a <sub>2</sub>	0,195	0,37	0,48	0,61			

При вычислении значений  $A_n$ ,  $A_{n1}$ и d следует учитывать положительный допуск на диаметр отверстия d.

Для одноболтовых соединений при расстоянии вдоль усилия открая элемента до центра болта  $2d^3a^3$  1,35dкоэффициент условий работы  $g_c$ в формуле (6) следует определять по формуле

$$\gamma_c = \beta \left( 1.74 \frac{A_{n1}}{A_n} + 0.05 \right) ,$$
 (165)

где b = 1 приa = 2d; b = 0,85при a = 1,5d и b =0,65 при a = 1,35d.

Коэффициенты условий работы  $g_C$  установленные в настоящем приложении и в поз.5 табл.  $6^*$ , одновременно не учитываются.

# Коэффициенты $c(c_X), c_{Y}, n$

Тип сечения	Схема сечения	$\frac{A_f}{}$	Значе	ния коэфф	рициентов
		$A_{w}$		1	
1	.37 4 Y	0,25	c(c <sub>X</sub> ) 1,19	су	<i>n</i> при <i>My</i> = 0*
	$y A_f y$	0,5	1,12		
	x x x	1,0	1,07	1,47	1,5
		2,0	1,04		
	$A_{w} \rightarrow V$				
	1				
2	$egin{array}{cccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	0,5	1,40		
	$y/A_f$	1,0	1,28	1,47	2,0
	x	2,0	1,18		
	<del> </del>				
	$\hat{A}_w \mid \mathbf{y} \mid 0, 5 A_f$				
3	$y$ $A_f$	0,25	1,19	1,07	
	l H	0,5	1,12	1,12	
	xx	1,0	1,07	1,19	1,5
	0,5 A <sub>w</sub>	2,0	1,04	1,26	
	0,2A <sub>W</sub>				
	$y$ $A_f$				
4	_	0.5	4.40	4.40	
4	$y A_f$	0,5 1,0	1,40 1,28	1,12 1,20	2,0
	$x \longrightarrow x$	2,0	1,18	1,31	2,0
		2,0	1,10	1,51	
	0,25A <sub>w</sub> ! y				
5	a) 6)	-	1,47	1,47	a) 2,0
	x_ x_ x_ x_ x				б) 3,0
	444				
	у; у '				
6		0,25		1,04	
	$\begin{pmatrix} A_f & y \\ x & x \end{pmatrix}$	0,5		1,07	
	-: <del>  `;   </del>	1,0	1,47	1,12	3,0
	0,25Å <sub>w</sub> 0,5A <sub>w</sub>	2,0		1,19	
7	197	_	1,26	1,26	1,5
•	l ~		,,_0	,,20	.,0
	x () x				
	[ · · · · · · · · · · · · · · · · · · ·				

8	а) у б) у	_	1,60	1,47	a) 3,0
	$ \begin{array}{cccccccccccccccccccccccccccccccccccc$		1,00	1,777	6) 1,0
9	а <b>)</b> у б) у	0,5	1,60	1,07	a) 3,0
	$\begin{bmatrix} A_f \\ x \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_f \\ x \end{bmatrix} = $	1,0		1,12	б) 1,0
	$ \begin{array}{c cccc} x & \uparrow & \uparrow & \downarrow & \downarrow & \downarrow & \downarrow \\ \downarrow & 0,5A_w & \downarrow & \downarrow & \downarrow \\ y & & & & & \downarrow \end{array} $	2,0		1,19	
	у' у'				
			I	I	I

\* При  $M_{y}$  <sup>1</sup> 0 n = 1,5, за исключением сечения типа 5,а, для которого n = 2 и типа 5,6, для которого n = 3.

Примечание. При определении коэффициентов для промежуточных значений  $A_f/A_W$  допускается линейная интерполяция.

Приложение 6

#### Коэффициенты для расчета на устойчивостьцентрально-, внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементов

# Определение коэффициентов расчетной длиныколонн

#### Одноступе нчатые колонны

Коэффициенты расчетной длины  $m_1$  для нижнего участка одноступенчатой колонныследует принимать в зависимости от отношения  $n=\frac{J_2 l_1}{J_1 l_2}$  и величины  $\alpha_1=\frac{l_2}{l_1}\sqrt{\frac{J_1}{J_2\beta}}$  (где $J_1,J_2,I_1,I_2$ — моменты инерции сечений и длины соответственно нижнего и верхнего участковколонны (рис. 24) и  $\beta=\frac{F_1+F_2}{F_2}$  ):

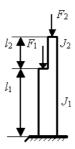


Рис. 24. Схема одноступенчатой колонны

при верхнем конце, свободном от всяких закреплений, – потабл. 67;

при верхнем конце, закрепленном от поворота, и привозможности его свободного смещения- по табл. 68.

Таблица 67

# Коэффициентырасчетной длины $m_1$ для одноступенчатых колонн с верхнимсвободным концом

Расчетная	a <sub>1</sub>									Коэ	ффици	енты п	л₁ при	n							
схема		0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.5	5.0	10.0	20.0

	0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0
$lack {A}^{E_2}$																					
$\prod_{F_1}$																					
П																					
$F_1 + F_2$																					
a) v 6) v																					
a) y 6) y x + 45 + 4 x + 10,5A* y																					
y y																					
	0,2	2,0	2,01	2,02	2,03	2,04	2,05	2,06	2,06	2,07	2,08	2,09	2,10	2,12	2,14	2,15	2,17	2,21	2,40	2,76	3,38
	0,4	2,0 2,0	2,01 2,04 2,11	2,02	2,03	2,04 2,13 2,36	2,05 2,18 2,44	2,06 2,21 2,52	2,06 2,25	2,07	2,08 2,32 2,73	2,35	2,10 2,42 2,93	2,12 2,48 3,05	2,14 2,54 3,17	2,15 2,60 3,28	2,66	2,80	_	_	_
	0,6 0,8	2,0 2,0	2,25	2,20 2,42	2,28 2,56	2,70	2,83	2,96	2,59 3,07	2,66 3,17	3,27	2,09 2,35 2,80 3,36	3,55	3,74	3,17 —	3,20 —	-	_	_	_	_
	1,0 1,5	2,0 3,0	2,50 3,43	2,73 3,77	2,94 4,07	3,13 4,35	3,29 4,61	3,44 4,86	3,59 5,05	3,74	3,87	4,00	_	_	_	_	_	_	_	_	_
	2,0	4,0	4,44	4,90	5,29	5,67	6,03	-,00	-	_	_	_	_	_	_	_	_	_	_	_	_
	2,5 3,0	5,0 6.0	5,55 6,65	6,08 7,25	6,56 7,82	7,00 –	_	_	_	_	_	_	_	_	_	_	_	_	_	_	_

# Коэффициентырасчетной длины $m_1$ для одноступенчатых колонн с верхнимконцом, закрепленным только от поворота

Расчетная	a <sub>1</sub>									Коз	ффици	1енты /	<i>т</i> 1 при	n							
схема		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,5	5,0	10,0	20,0
→ A → B A + B	0 0,2	2,0 2,0	1,92 1,93	1,86 1,87	1,80 1,82	1,76 1,76	1,70 1,71	1,67 1,68	1,64 1,64	1,60 1,62	1,57 1,59	1,55 1,56	1,50 1,52	1,46 1,48	1,43 1,45	1,40 1,41	1,37 1,39	1,32 1,33	1,18 1,20	1,10 1,11	1,05
$F_1$	0,4 0,6 0,8 1,0 1,5 2,0 2,5 3,0	2,0 2,0 2,0 2,0 2,0 2,0 2,5 3,0	1,94 1,95 1,97 2,00 2,12 2,45 2,94 3,43	1,88 1,91 1,94 2,00 2,25 2,66 3,17 3,70	1,83 1,86 1,92 2,00 2,33 2,81 3,34 3,93	1,77 1,83 1,90 2,00 2,38 2,91 3,50 4,12	1,75 1,79 1,88 2,00 2,43 3,00 -	1,72 1,77 1,87 2,00 2,48 - - -	1,69 1,76 1,86 2,00 2,52 - -	1,66 1,72 1,85 2,00 - - - -	1,62 1,71 1,83 2,00 - - - -	1,61 1,69 1,82 2,00 - - - -	1,57 1,66 1,80 - - - -	1,53 1,63 1,79 - - - -	1,50 1,61 - - - - - -	1,48 1,59 - - - - -	1,45 - - - - - -	1,40 - - - - - -			

При неподвижном верхнем конце, шарнирно-опертом или закрепленномот поворота, значения коэффициента  $m_1$ для нижнего участка колонны следует определять по формуле

$$\mu_1 = \sqrt{\frac{\mu_{12}^2 + \mu_{11}^2 (\beta - 1)}{\beta}}, \tag{166}$$

где  $m_{12}$ – коэффициент расчетной длины нижнего участка при  $F_1$  = 0;

 $\it m_{11}$  – коэффициент расчетной длины нижнего участка при  $\it F_2$  = 0.

Значения коэффициентов  $m_{12}$ и  $m_{11}$  следуетпринимать:

при шарнирно-опертом верхнем конце – по табл., 69;

при неподвижном верхнем конце, закрепленном от поворота, –по табл. 70.

Рас-четная	$\frac{J_2}{J_1}$						Коэ	ффициен	ты <i>т</i> 12 и	<i>т</i> 11 при <i>l</i> 2	2//1					
схема	1	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
					-	_	Коэффиі			-	-		-		-	
	0,04	1,02	1,84	2,25	2,59	2,85	3,08	3,24	3,42	3,70	4,00	4,55	5,25	5,80	6,55	7,20
$\downarrow F_2$	0,06	0,91	1,47	1,93	2,26	2,57	2,74	2,90	3,05	3,24	3,45	3,88	4,43	4,90	5,43	5,94
	0,08	0,86	1,31	1,73	2,05	2,31	2,49	2,68	2,85	3,00	3,14	3,53	3,93	4,37	4,85	5,28
$J_1$	0,1	0,83	1,21	1,57	1,95	2,14	2,33	2,46	2,60	2,76	2,91	3,28	3,61	4,03	4,43	4,85
<i>i</i>     <i>J</i>	0,2	0,79	0,98	1,23	1,46	1,67	1,85	2,02	2,15	2,28	2,40	2,67	2,88	3,11	3,42	3,71
Tumer.	0,3	0,78	0,90	1,09	1,27	1,44	1,60	1,74	1,86	1,98	2,11	2,35	2,51	2,76	2,99	3,25
$ ightharpoons F_2$	0,4	0,78	0,88	1,02	1,17	1,32	1,45	1,58	1,69	1,81	1,92	2,14	2,31	2,51	2,68	2,88
	0,5	0,78	0,86	0,99	1,10	1,22	1,35	1,47	1,57	1,67	1,76	1,96	2,15	2,34	2,50	2,76
	1,0	0,78	0,85	0,92	0,99	1,06	1,13	1,20	1,27	1,34	1,41	1,54	1,68	1,82	1,97	2,1
	0.04	0.67	0.67	0,83	1,25	l 1.43	<b>Коэффи</b> і   1.55	<b>циенты</b> <i>п</i> 1.65	<b>711</b>   1.70	1.75	1.78	1,84	1,87	1,88	1,90	1,92
·	,				·	, -	,	,	, -	, -	, -	,	· ·	, i	,	ĺ ,
	0,06	0,67	0,67	0,81	1,07	1,27	1,41	1,51	1,60	1,64	1,70	1,78	1,82	1,84	1,87	1,88
$h = \frac{1}{2}$	0,08	0,67	0,67	0,75	0,98	1,19	1,32	1,43	1,51	1,58	1,63	1,72	1,77	1,81	1,82	1,84
$\bigcup \bigvee J_1$	0,1	0,67	0,67	0,73	0,93	1,11	1,25	1,36	1,45	1,52	1,57	1,66	1,72	1,77	1,80	1,82
<i>™inin</i> <b>≜</b>	0,2	0,67	0,67	0,69	0,75	0,89	1,02	1,12	1,21	1,29	1,36	1,46	1,54	1,60	1,65	1,69
$ _{F_{\!$	0,3	0,67	0,67	0,67	0,71	0,80	0,90	0,99	1,08	1,15	1,22	1,33	1,41	1,48	1,54	1,59
	0,4	0,67	0,67	0,67	0,69	0,75	0,84	0,92	1,00	1,07	1,13	1,24	1,33	1,40	1,47	1,51
	0,5	0,67	0,67	0,67	0,69	0,73	0,81	0,87	0,94	1,01	1,07	1,17	1,26	1,33	1,39	1,44
	1,0	0,67	0,67	0,67	0,68	0,71	0,74	0,78	0,82	0,87	0,91	0,99	1,07	1,13	1,19	1,24

Таблица 70

# Коэффициентырасчетной длины $m_{12}$ и $m_{11}$ дляодноступенчатых колонн с неподвижным верхним концом, закрепленных от поворота

Расчетная	$\frac{J_2}{J_1}$						Коэс	рфициен	ты <i>т</i> 12 и	<i>т</i> <sub>11</sub> при <i>l</i> <sub>2</sub>	//1					
схема	J 1	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0.7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
	<u>l</u>	0,.	0,2	0,0	<u> </u>		оэффиц	- ,		0,0	.,0	.,-	,.	.,0	.,0	,
$\mathop{\downarrow} E$	0,04	0,78	1,02	1,53	1,73	2,01	2,21	2,38	2,54	2,65	2,85	3,24	3,70	4,20	4,76	5,23
$L_{\overline{\bullet}}$	0,06	0,70	0,86	1,23	1,47	1,73	1,93	2,08	2,23	2,38	2,49	2,81	3,17	3,50	3,92	4,30
	0,08	0,68	0,79	1,05	1,31	1,54	1,74	1,91	2,05	2,20	2,31	2,55	2,80	3,11	3,45	3,73
<i>I</i> 1     <i>J</i> 1	0,1	0,67	0,76	1,00	1,20	1,42	1,61	1,78	1,92	2,04	2,20	2,40	2,60	2,86	3,18	3,41
<b>↓</b>	0,2	0,64	0,70	0,79	0,93	1,07	1,23	1,41	1,50	1,60	1,72	1,92	2,11	2,28	2,45	2,64
<del>~~~~</del> <b>↑</b> ₽	0,3	0,62	0,68	0,74	0,85	0,95	1,06	1,18	1,28	1,39	1,48	1,67	1,82	1,96	2,12	2,20
12	0,4	0,60	0,66	0,71	0,78	0,87	0,99	1,07	1,16	1,26	1,34	1,50	1,65	1,79	1,94	2,08
	0,5	0,59	0,65	0,70	0,77	0,82	0,93	0,99	1,08	1,17	1,23	1,39	1,53	1,66	1,79	1,92
	1,0	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50
						K	оэффиц	MOUTLI M	14.4							
	0,04	0,66	0,68	0,75	0,94	1,08	1,24	1,37	1,47	1,55	1,64	1,72	1,78	1,81	1,85	1,89
<i>l</i> 2 <del>↑</del>	0,06	0,65	0,67	0,68	0,76	0,94	1,10	1,25	1,35	1,44	1,50	1,61	1,69	1,74	1,79	1,82
$J_2$	0,08	0,64	0,66	0,67	0,68	0,84	1,00	1,12	1,25	1,34	1,41	1,53	1,62	1,68	1,75	1,79
$h \mid \bigcup_{J_1} F_{J_1}$	0,1	0,64	0,65	0,65	0,65	0,78	0,92	1,05	1,15	1,25	1,33	1,45	1,55	1,62	1,68	1,71
₩ M1	0,2	0,62	0,64	0,65	0,65	0,66	0,73	0,83	0,92	1,01	1,09	1,23	1,33	1,41	1,48	1,54
<b>↑</b> <i>F</i> i	0,3	0,60	0,63	0,64	0,65	0,66	0,67	0,73	0,81	0,89	0,94	1,09	1,20	1,28	1,35	1,41
	0,4	0,58	0,63	0,63	0,64	0,64	0,66	0,68	0,75	0,82	0,88	1,01	1,10	1,19	1,26	1,32
	0,5	0,57	0,61	0,63	0,64	0,64	0,65	0,68	0,72	0,77	0,83	0,94	1,04	1,12	1,19	1,25
	1,0	0,55	0,58	0,60	0,61	0,62	0,63	0,65	0,67	0,70	0,73	0,80	0,88	0,93	1,01	1,05

#### Двухступенчатые колонны

Коэффициенты расчетной длины  $m_1$  длянижнего участка двухступенчатой колонны (рис. 25) при условиях закрепленияверхнего конца, приведенных в табл. 71, следует определять по формуле

$$\mu_{1} = \sqrt{\frac{\beta_{1}\mu_{m1}^{2} + (\beta_{2}\mu_{m2}^{2} + \mu_{m3}^{2})(1 + \delta_{2})^{2}J_{1}/J_{1m}}{1 + \beta_{1} + \beta_{2}}}$$
(168)

 $m_{m1}, m_{m2}, m_{m3}$  – коэффициенты, определяемые по табл. 71 как для одноступенчатых колонн по схемам рис. 26;  $b_1 = F_1/F_3; b_2 = F_2/F_3; d_2 = I_2/I_1;$ 

 $F_1$ ,  $F_2$ ,  $F_3$ – продольные силы, приложенные соответственно в местах образования ступеней и кверху колонны;

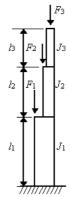


Рис. 25. Схема двухступенчатой колонны

 $J_{1m}$  – среднее значение моментаинерции для участков  $I_1$  и  $I_2$ , определяемойпо формуле

$$J_{1m} = \frac{J_1 l_1 + J_2 l_2}{l_1 + l_2} ; (169)$$

 $J_{2m}$  – среднее значение моментаинерции для участков  $I_2$  и  $I_3$ , определяемоепо формуле

$$J_{2m} = \frac{J_2 l_2 + J_3 l_3}{l_2 + l_3} ; ag{170}$$

 $J_1,\,J_2,\,J_3$  — моменты инерции сечений и длины соответственно нижнего, среднего и верхнего участков колонны.

и *I*<sub>1</sub>, *I*<sub>2</sub>, *I*<sub>3</sub>

Значения коэффициентов расчетной длины  $m_2$  для среднего участка длиной $l_2$  следует определять по формуле

$$m_2 = m_1/a_2,$$
 (171)

а коэффициентов расчетной длины  $m_3$  дляверхнего участка длиной  $l_3$  – по формуле

$$m_3 = m_1/a_3 \, \pounds \, 3,$$
 (172)

$$\alpha_{2} = \frac{l_{2}}{l_{1}} \sqrt{\frac{J_{1}(F_{2} + F_{3})}{J_{2}(F_{1} + F_{2} + F_{3})}};$$

$$\alpha_{3} = \frac{l_{3}}{l_{1}} \sqrt{\frac{J_{1}F_{3}}{J_{3}(F_{1} + F_{2} + F_{3})}}.$$

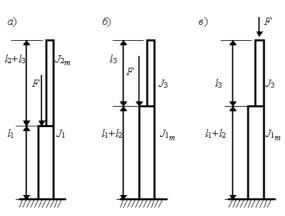


Рис. 26. Схемы одноступенчатых колонн (к табл. 71) a — сила F приложена к нижнему участку колонны; 6 — то же, к среднему участку; s — то же, к верхнему участку

# Коэффициентырасчетной длины $m_{m1}, m_{m2}, m_{m3}$

Условия закрепления	3	начение коэфф	рициентов
верхнего конца колонны	m <sub>m1</sub>	m <sub>m2</sub>	<i>m</i> <sub>m3</sub>
	по рис. 26,а	по рис. 26, <i>б</i>	по рис. 26, в
Свободный	$m_{m1} = 2.0$	$m_{m2} = 2.0$	$m_{m3} = m_1$
			( <i>m</i> <sub>1</sub> – по табл. 67 при
			$\alpha_1 = \frac{l_3}{l_1 + l_2} \sqrt{\frac{J_{1m}}{J_3}}$
Закрепленной только от	$m_{m1} = m_1$	$m_{m2} = m_1$	$m_{m3} = m_1$
поворота	( <i>m</i> ₁ – по табл. 6	8 при <i>а</i> 1 = 0)	( <i>m</i> ₁ – по табл. 68 при
			$\alpha_1 = \frac{l_3}{l_1 + l_2} \sqrt{\frac{J_{1m}}{J_3}}$
Неподвижный шарнирно -	$m_{m1} = m_{11}$	$m_{m2} = m_{11}$	$m_{m3} = m_{12}$
опертый	( <i>m</i> <sub>11</sub> – по т	абл. 69)	( <i>m</i> <sub>12</sub> – по табл. 69)
Неподвижный закрепленный	$m_{m3} = m_{m11}$	$m_{m2} = m_{11}$	$m_{m3} = m_{12}$
от поворота	( <i>m</i> <sub>11</sub> – по т	абл. 70)	( <i>m</i> <sub>12</sub> – по табл. 70)

Таблица 71, а

# Коэффициенты $\emph{m}$ для определения расчетных длин колонн истоек постоянного сечения

Схема закрепления и вид нагрузки	N N N N N N N N N N N N N N N N N N N	**************************************	Į,	N		IN THE STATE OF TH	N <sub>max</sub>	N <sub>max</sub>
m	1.0	0,7	0,5	2,0	1,0	2,0	0,725	1,12

Таблица 72

# Коэффициенты $\boldsymbol{j}$ продольного изгиба центрально-сжатыхэлементов

Гиб- кость			Коэффиці	иенты <i>ј</i> дл	я элемент	гов из стал	пи с расче	тным сопр	отивлени	іем <i>R<sub>y</sub></i> ,		
ROOLD						МПа (кгс	/см <sup>2</sup> )					
1	200 (2050)	240 (2450)	280 (2850)	320 (3250)	360 (3650)	400 (4100)	440 (4500)	480 (4900)	520 (5300)	560 (5700)	600 (6100)	640 (6550)
10	988	987	985	984	983	982	981	980	979	978	977	977
20	967	962	959	955	952	949	946	943	941	938	936	934
30	939	931	924	917	911	905	900	895	891	887	883	879
40	906	894	883	873	863	854	846	839	832	825	820	814
50	869	852	836	822	809	796	785	775	764	746	729	712
60	827	805	785	766	749	721	696	672	650	628	608	588
70	782	754	724	687	654	623	595	568	542	518	494	470
80	734	686	641	602	566	532	501	471	442	414	386	359
90	665	612	565	522	483	447	413	380	349	326	305	287
100	599	542	493	448	408	369	335	309	286	267	250	235
110	537	478	427	381	338	306	280	258	239	223	209	197
120	479	419	366	321	287	260	237	219	203	190	178	167
130	425	364	313	276	247	223	204	189	175	163	153	145
140	376	315	272	240	215	195	178	164	153	143	134	126

150	328	276	239	211	189	171	157	145	134	126	118	111
160	290	244	212	187	167	152	139	129	120	112	105	099
170	259	218	189	167	150	136	125	115	107	100	094	089
180	233	196	170	150	135	123	112	104	097	091	085	081
190	210	177	154	136	122	111	102	094	088	082	077	073
200	191	161	140	124	111	101	093	086	080	075	071	067
210	174	147	128	113	102	093	085	079	074	069	065	062
220	160	135	118	104	094	086	077	073	068	064	060	057
Примеч	нание. Знач	ение коэфф	оициентов	з <i>ј</i> в таблиі	де увеличе	эны в 1000	) раз.					

# Коэффициентывлияния формы сечения *h*

Тип	Схема сечения			Значения <i>I</i>	при
сече-		$\frac{A_f}{A_w}$	0£ \$\frac{7}{\lambda} £ 5	5	$\frac{\overline{\lambda}}{\lambda} > 5$
1	- <del></del>	-	0,1£ m £ 5 1,0	5 < m £ 20 1,0	0,1£ m£ 5 5 < m£ 20 1,0
2	$\frac{e}{t} = \frac{t}{h} = 0.25$	-	0,85	0,85	0,85
3		I	0,75+0,02 7	0,75+0,02 $\overline{\mathring{\mathcal{A}}}$	0,85
4	$ \begin{array}{c}                                     $	-	(1,35–0,05 <i>m</i> )–0,01(5– <i>m</i> )	1,1	1,1
5	$A_{f}$ $A_{w}$ $0,5A_{w}$ $0,5A_{f}$ $0,5A_{f}$ $0,5A_{w}$ $0,5A_{w}$	0,25	(1,45–0,05 <i>m</i> )–0,01(5– <i>m</i> )	1,2	1,2
		0,5	(1,75–0,1 <i>m</i> )–0,02(5– <i>m</i> ) $\overline{\lambda}$	1,25	1,25
		³1,0	(1,90–0,1 <i>m</i> )–0,02(6– <i>m</i> ) $\overline{\lambda}$	1,4-0,02 7	1,3
6	$A_f$ $A_w$	-	$\eta_{5}\left[1-0.3(5-m)\frac{a_{1}}{h}\right]$	h5	$h_S$

7	$\begin{array}{c c} a_1 & \bullet & \bullet \\ \hline & & & \\ \hline \end{array}$	-	$\eta_5 \left( 1 - 0.8 \frac{a_1}{h} \right)$	$\eta_5 \left( 1 - 0.8 \frac{a_1}{h} \right)$	η <sub>5</sub> (1-	$-0.8\frac{a_1}{h}$
8	0,5A <sub>w</sub> 0,5 A <sub>w</sub>	0,25	(0,75+0,05 <u>m</u> )+0,01(5–m)	1,0		1,0
		0,5	(0,5+0,1 <i>m</i> )+0,02(5- <i>m</i> )	1,0		1,0
		³1,0	(0,25+0,15 <i>m</i> )+0,03(5- <i>m</i> )	1,0		1,0
		1,0	_	1,0		1,0
9	0,5A <sub>w</sub> 0,5A <sub>w</sub> 0-	0,5	(1,25–0,05 <i>m</i> )–0,01(5– <i>m</i> )	1,0		1,0
	'	³1,0	1	1,0		1,0
			$(1,5-0,1m)-0,02(5-m)$ $\overline{\lambda}$			
10	$ \begin{array}{c c} A_f & \bullet & A_f \\ A_w & - & 0.5A_w \end{array} $ $ \begin{array}{c c} 0.5A_f & 0.25A_f \end{array} $	0,5	1,4	1,4	1,4	1,4
		1,0	1,6-0,01(5-m) $\overline{\lambda}$	1,6	1,35+0,05 <i>m</i>	1,6
		2,0	<u> </u>	1,8	1,3+0,1 <i>m</i>	1,8
0,5A <sub>w</sub>   0,5A <sub>y</sub>   0,5A <sub>w</sub>   0,5A <sub>w</sub>   0,5A <sub>w</sub>   0,5A <sub>w</sub>   11	$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	0,5	1,8-0,02(5- <i>m</i> ) A 1,45+0,04 <i>m</i>	1,65	1,45+0,04 <i>m</i>	1,65
		1,0	1,8+0,12 <i>m</i>	2,4	1,8+0,12 <i>m</i>	2,4
		1,5	2,0+0,25 <i>m</i> +0,1 $\overline{\lambda}$	-	-	_
		2,0	3,0+0,25 <i>m</i> +0,1 ${\lambda}$	-	-	_

Примечания: 1. Для типов сечения 5–7 при подсчете значений  $A_f/A_W$  площадь вертикальных элементов полок не следует учитывать.

2. Для типов сечений 6–7 значения  $h_5$  следует принимать равными значениям h для типа 5 при тех же значениях  $A_f/A_{W}$ .

Таблица 74

# Коэффициенты $j_{e}$ для проверки устойчивостивнецентренно-сжатых (сжато-изгибаемых) сплошностенчатых стержней в плоскостидействия момента, совпадающей с плоскостью симметрии

Условная гибкость		Коэффициенты $j_{e}$ при приведенном относительном эксцентриситете $m_{ef}$																							
$\overline{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y / E}$	0,1	0,25	0,5	0,75	1,0	1,25	1,5	1,75	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0	12,0	14,0	17,0	20,0
0,5	967	922	850	782	722	669	620	577	538	469	417	370	337	307	280	260	237	222	210	164	150	125	106	090	077
1,0	925	854	778	711	653	600	563	520	484	427	382	341	307	283	259	240	225	209	196	157	142	121	103	086	074
1,5	875	804	716	647	593	548	507	470	439	388	347	312	283	262	240	223	207	195	182	148	134	114	099	082	070
2,0	813	742	653	587	536	496	457	425	397	352	315	286	260	240	222	206	193	182	170	138	125	107	094	079	067
2,5	742	672	587	526	480	442	410	383	357	317	287	262	238	220	204	190	178	168	158	130	118	101	090	076	065

3,0	667	597	520	465	425	395	365	342	320	287	260	238	217	202	187	175	166	156	147	123	112	097	086	073	063
3,5	587	522	455	408	375	350	325	303	287	258	233	216	198	183	172	162	153	145	137	115	106	092	082	069	060
4,0	505	447	394	356	330	309	289	270	256	232	212	197	181	168	158	149	140	135	127	108	098	088	078	066	057
4,5	418	382	342	310	288	272	257	242	229	208	192	178	165	155	146	137	130	125	118	101	093	083	075	064	055
5,0	354	326	295	273	253	239	225	215	205	188	175	162	150	143	135	126	120	117	111	095	088	079	072	062	053
5,5	302	280	256	240	224	212	200	192	184	170	158	148	138	132	124	117	112	108	104	089	084	075	069	060	051
6,0	258	244	223	210	198	190	178	172	166	153	145	137	128	120	115	109	104	100	096	084	079	072	066	057	049
6,5	223	213	196	185	176	170	160	155	149	140	132	125	117	112	106	101	097	094	089	080	074	068	062	054	047
7,0	194	186	173	163	157	152	145	141	136	127	121	115	108	102	098	094	091	087	083	074	070	064	059	052	045
8,0	152	146	138	133	128	121	117	115	113	106	100	095	091	087	083	081	078	076	074	065	062	057	053	047	041
9,0	122	117	112	107	103	100	098	096	093	088	085	082	079	075	072	069	066	065	064	058	055	051	048	-43	038
10,0	100	097	093	091	090	085	081	080	079	075	072	070	069	065	062	060	059	058	057	052	049	046	043	039	035
11,0	083	079	077	076	075	073	071	069	068	063	062	061	060	057	055	053	052	051	050	046	044	040	038	035	032
12,0	069	067	064	063	062	060	059	059	058	055	054	053	052	051	050	049	048	047	046	042	040	037	035	032	029
13,0	062	061	054	053	052	051	051	050	049	049	048	048	047	045	044	043	042	041	041	038	037	035	033	030	027
14,0	052	049	049	048	048	047	047	046	045	044	043	043	042	041	040	040	039	039	038	036	036	034	032	029	026

Примечания: 1. Значения коэффициентов  $j_{\mathbf{e}}$  в таблице увеличены в 1000 раз.

2. Значение  $j_{e}$  принимать не выше значений  $j_{e}$ 

Таблица 75

# Коэффициенты $j_e$ для проверки устойчивостивнецентренно-сжатых ( сжато-изгибаемых) сквозных стержней в плоскости действиямомента, совпадающей с плоскостью симметрии

Условная гибкость	Коэффициенты $j_{\mathbf{e}}$ при приведенном относительном эксцентриситете $m$																									
$\overline{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{R_y / E}$	0,1	0,25	0,5	0,75	1,0	1,25	1,5	1,75	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0	8,0	9,0	10	12	14	17	20
0,5	908	800	666	571	500	444	400	364	333	286	250	222	200	182	167	154	143	133	125	111	100	091	077	067	056	048
1,0	872	762	640	553	483	431	387	351	328	280	243	218	197	180	165	151	142	131	121	109	098	090	077	066	055	046
1,5	830	727	600	517	454	407	367	336	311	271	240	211	190	178	163	149	137	128	119	108	096	088	077	065	053	045
2,0	774	673	556	479	423	381	346	318	293	255	228	202	183	170	156	143	132	125	117	106	095	086	076	064	052	045
2,5	708	608	507	439	391	354	322	297	274	238	215	192	175	162	148	136	127	120	113	103	093	083	074	062	051	044
3,0	637	545	455	399	356	324	296	275	255	222	201	182	165	153	138	130	121	116	110	100	091	081	071	061	051	043
3,5	562	480	402	355	320	294	270	251	235	206	187	170	155	143	130	123	115	110	106	096	088	078	069	059	050	042
4,0	484	422	357	317	288	264	246	228	215	191	173	160	145	133	124	118	110	105	100	093	084	076	067	057	049	041
4,5	415	365	315	281	258	237	223	207	196	176	160	149	136	124	116	110	105	100	096	089	079	073	065	055	048	040
5,0	350	315	277	250	230	212	201	186	178	161	149	138	127	117	108	104	100	095	092	086	076	071	062	054	047	039
5,5	300	273	245	223	203	192	182	172	163	147	137	128	118	110	102	098	095	091	087	081	074	068	059	052	046	039
6,0	255	237	216	198	183	174	165	156	149	135	126	119	109	103	097	093	090	085	083	077	070	065	056	051	045	038
6,5	221	208	190	178	165	157	149	142	137	124	117	109	102	097	092	088	085	080	077	072	066	061	054	050	044	037
7,0	192	184	168	160	150	141	135	130	125	114	108	101	095	091	087	083	079	076	074	068	063	058	051	047	043	036
8,0	148	142	136	130	123	118	113	108	105	097	091	085	082	079	077	073	070	067	065	060	055	052	048	044	041	035
9,0	117	114	110	107	102	098	094	090	087	082	079	075	072	069	067	064	062	059	056	053	050	048	045	042	039	035
10,0	097	094	091	090	087	084	080	076	073	070	067	064	062	060	058	056	054	052	050	047	045	043	041	038	036	033
11,0	082	078	077	076	073	071	068	066	064	060	058	056	054	053	052	050	048	046	044	043	042	041	038	035	032	030
12,0	068	066	064	063	061	060	058	057	056	054	053	050	049	048	047	045	043	042	040	039	038	037	034	032	030	028
13,0	060	059	054	053	052	051	050	049	049	048	047	046	045	044	044	042	041	040	038	037	036	035	032	030	028	026
14,0 Downousuug: 1, 3				047				044			042	042	041	041	040	039	039	038	037	036	035	034	031	029	027	025

Примечания: 1. Значения коэффициентов  $j_e$  в таблице увеличены в 1000 раз.

2. Значение  $j_{\mathcal{C}}$  принимать не выше значений j.

Таблица 76

Приведенные относительные эксцентриситеты  $m_{ef}$  для стержней с шарнирно-опертымиконцами

$$m{\delta} = rac{M_2}{M_1}$$
 Приведенные относительные эксцентриситеты  $m_{ef}$  при  $m_{ef1}$ , равном

ı	ì	<u> </u>										
	1	0,1	0,5	1,0 0.68	1,5 1.12	2,0	3,0 2,62	4,0	5,0	7,0 6.50		20,0 19.40
$\delta = -1,0$	1	0,10	0,30	0,00	1,12	1,60	2,02	3,55	4,55	6,50	9,40	19,40
$M_1 \bigoplus M_2$	2	0,10	0,17	0,39	0,68	1,03	1,80	2,75	3,72	5,65	8,60	18,50
$ \longrightarrow^{M_2}$	3	0,10	0,10	0,22	0,36	0,55	1,17	1,95	2,77	4,60	7,40	17,20
•	4	0,10	0,10	0,10	0,18	0,30	0,57	1,03	1,78	3,35	5,90	15,40
	5	0,10	0,10	0,10	0,10	0,15	0,23	0,48	0,95	2,18	4,40	13,40
	6	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,15	0,18	0,40	1,25	3,00	11,40
	7				0,10				0,10			
	1	0,10	0,31	0,68	1,12	1,60	2,62	3,55	4,55	6,50	9,40	19,40
δ = -0,5	2	0,10	0,22	0,46	0,73	1,05	1,88	2,75	3,72	5,65	8,60	18,50
$M_1$	3	0,10	0,17	0,38	0,58	0,80	1,33	2,00	2,77	4,60	7,40	17,20
M 2	4	0,10	0,14	0,32	0,49	0,66	1,05	1,52	2,22	3,50	5,90	15,40
	5	0,10	0,10	0,26	0,41	0,57	0,95	1,38	1,80	2,95	4,70	13,40
	6	0,10	0,16	0,28	0,40	0,52	0,95	1,25	1,60	2,50	4,00	11,50
	7	0.10	0.22	0,32	0.42	0,55	0,95	1,10	1.35	2,20	3.50	10,80
	1			0,70								19,40
δ=0	2	0,10	0,28	0,60	0,90	1,28	1,96	2,75	3,72	5,65	8,40	18,50
$M_1  \bigoplus  \ldots$	3	0,10	0,27	0,55	0,84	1,15	1,75	2,43	3,17	4,80	7,40	17,20
M <sub>2</sub>	4	0,10	0,26	0,52	0,78	1,10	1,60	2,20	2,83	4,00	6,30	15,40
	5	0,10	0,25	0,52	0,78	1,10	1,55	2,10	2,78	3,85	5,90	14,50
	6	0,10	0,28	0,52	0,78	1,10	1,55	2,00	2,70	3,80	5,60	13,80
	7	0,10	0,32	0,52	0,78	1,10	1,55	1,90	2,60	3,75	5,50	13,00
	1	0,10	0,40	0,80	1,23	1,68	2,62	3,55	4,55	6,50	9,40	19,40
$\delta = 0.5$	2	0,10	0,40	0,78	1,20	1,60	2,30	3,15	4,10	5,85	8,60	18,50
$M_1 \oplus M_2$	3	0,10	0,40	0,77	1,17	1,55	2,30	3,10	3,90	5,55	8,13	18,00
	4	0,10	0,40	0,75	1,13	1,55	2,30	3,05	3,80	5,30	7,60	17,50
	5	0,10	0,40	0,75	1,10	1,55	2,30	3,00	3,80	5,30	7,60	17,00
	6	0,10	0,40	0,75	1,10	1,50	2,30	3,00	3,80	5,30	7,60	16,50
	7	0,10	0,40	0,75	1,10	1,40	2,30	3,00	3,80	5,30	7,60	16,00
					m <sub>ef</sub>	·1 =	η	$M_{1}$	. <u> </u>	1		
			3,	цесь	ej	1	•	N	W	с		

# Коэффициенты $c_{max}$ для двутавровых и тавровых сечений

1. Для двутавровых сечений с одной осью симметрии (рис. 27)коэффициент  $c_{max}$  следует вычислять по формуле

$$c_{\text{max}} = 2 / \left[ 1 + \delta B + \sqrt{\left(1 - \delta B\right)^2 + \frac{16}{\mu} \left(\alpha_x - \frac{e_x}{h}\right)^2} \right], \tag{173}$$

где  $a_X = (h_1J_1 - h_2J_2)/(J_yh);$ 

$$e_{\chi} = \frac{M_{\chi}}{N}$$
 — эксцентриситетприложения сжимающей силы относительно оси *x*–*x*, принимаемый сосвоим знаком (на рис. 27 е<sub>X</sub> показан со знаком"плюс");  $h$  — расстояние между осями поясов:

$$\mu \ = \ \frac{8\,J_1\,J_2}{J_y^2} + \ 0\,,1\ 5\,6\,\frac{J_t}{A\,h^2}\,\lambda_y^2 \ \ ;$$

$$B = 1 + \frac{2\beta}{\rho} \frac{e_x}{h}; \delta = 4\rho/\mu.$$

Здесь  $J_1$  и  $J_2$  – моментыинерции соответственно большего и меньшего поясов относительно оси y–y;

$$\rho = (J_x + J_y)/(A h^2) + \alpha_x^2;$$

 $J_t$  и b – величины, определяемые по формулам,приведенным в табл. 79 и 80.

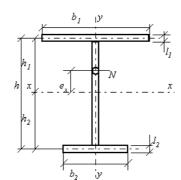


Рис. 27. Схема двугаврового сечения с одной осью симметрии при внеценгренном сжатии

2. Для тавровых сечений значение коэффициента  $c_{max}$ следует определять как для двутавровых сечений, принимая  $J_2$  =0, а также  $b_2$  = 0 и t $_2$  = 0 (рис. 27) привычислении  $J_t$ .

Приложение 7\*

#### Коэффициенты јр для расчета балок на устойчивость

1\*. Для балок двутаврового сечения с двумя осями симметриидля определения коэффициента *j*<sub>b</sub>необходимо вычислить коэффициент *j*<sub>1</sub>по формуле

$$\varphi_1 = \psi \frac{J_y}{J_x} \left(\frac{h}{l_{ef}}\right)^2 \frac{E}{R_y}$$
(174)

где значения уследует принимать по табл. 77 и 78\* в зависимости от характера нагрузки ипараметра а, который долженвычисляться по формулам:

а) для прокатных двутавров

$$\alpha = 1.54 \frac{J_t}{J_y} \left( \frac{l_{gf}}{h} \right)^2 \tag{175}$$

где  $l_{\it ef}$  – расчетная длина балки иликонсоли, определяемая согласно требованиям п. 5.15;

h – полная высота сечения;

 $J_{ extbf{\emph{t}}}$  – момент инерции сечения при кручении;

б) для сварных двутавров, составленных из трех листов, атакже для двутавровых балок с поясными соединениями на высокопрочных болтах

$$\alpha = 8 \left( \frac{l_{ef} t_1}{h b_f} \right)^2 \left( 1 + \frac{a t^3}{b_f t_1^3} \right), \tag{176}$$

где обозначено:

#### для сварных двутавров:

t – толщина стенки;

 $b_f$  и  $t_1$  – ширина итолщина пояса балки;

h – расстояние между осями поясов;

a – размер, равный 0,5 h;

#### для двутавровых балок с поясными соединениями на высокопрочныхболтах:

 $\it t$  – сумма толщин стенки и вертикальных поясныхуголков;

 $b_f$  – ширина листов пояса;

t<sub>1</sub> – сумма толщин листов пояса игоризонтальной полки поясного уголка;

h – расстояние между осями пакета поясных листов;

а – ширина вертикальной полки поясного уголка завычетом толщины горизонтальной полки.

Значение коэффициента  $j_b$ в формуле (34) необходимо принимать:

при  $j_1$ £ 0,85  $j_b = j_1$ ;при  $j_1 > 0,85$   $j_b = 0,68 + 0,21j_1$ , но не более 1,0.

Количество закреплений сжатого пояса	Вид нагрузки в пролете	Нагру- женный пояс	. , .	для <i>у</i> при значениях <i>а</i>
в пролете			0,1 £ a £ 40	40 < a £ 400
Без закреплений	Сосредоточенная	Верхний	y = 1,75 + 0,09a	$y = 3.3 + 0.053a - 4.5 \times 10^{-1}$
		Нижний	y = 5,05 + 0,09a	5 <sub>a</sub> 2
				$y = 6.6 + 0.053a - 4.5 \times 10^{-}$ $5_a 2$
	Равномерно распределенная	Верхний	y = 1,6 + 0,08a	$y = 3.15 + 0.04a - 2.7 \times 10^{-1}$
	распродологіпая	Нижний	y = 3.8 + 0.08a	5 <sub>a</sub> 2
				$y = 5,35 + 0,04a - 2,7 \times 10^{-1}$ $5_{a}^{2}$
Два и более, делящих пролет на равные части	Любая	Любой	y = 2,25 + 0,07a	$y = 3.6 + 0.04a - 3.5 \times 10^{-1}$ $5a^{2}$
Одно в середине	Сосредоточенная в середине	Любой	y = 1,75y <sub>1</sub>	y = 1,75y <sub>1</sub>
	Сосредоточенная в четверти	Любой	y = 1,14y <sub>1</sub>	y = 1,14y <sub>1</sub>
	,		$y = 1,6y_1$	<i>y</i> = 1,6 <i>y</i> <sub>1</sub>
	Равномерно	Верхний	$y = 1,14y_1$	y = 1,14y <sub>1</sub>
	распределенная	Нижний	y = 1,3y <sub>1</sub>	y = 1,3y <sub>1</sub>

Примечание. Значение у1 следует принимать равным у при двух и более закреплениях сжатого пояса в пролете.

Таблица 78\*

## Коэффициенты у для жестко заделанных консолейдвутаврового сечения с двумя осями симметрии

Вид нагрузки	Нагру- женный		сутствии закреплений пояса и <i>а</i>
	пояс	4 £a £ 28	28 <a 100<="" td="" £=""></a>
Сосредоточенная на	Верхний	y = 1,0 +0,16a	y 4,0 +0,05a
конце консоли	Нижний	y = 6,2 + 0,08a	y = 7.0 + 0.05a
Равномерно распределенная	Верхний	$\psi = 1$ ,	42√α

Примечание. При наличии закреплений сжатого пояса в горизонтальной плоскости на конце или по длине консоли коэффициенты у следует определять как для консоли без закреплений, кроме случая сосредоточенной нагрузки, приложенной к верхнему поясу на конце консоли, при котором  $y = 1,75y_1$  (значение  $y_1$  следует принимать согласно примеч. табл. 77).

2. Для балок двутаврового сечения с одной осью симметрии(рис. 28) для определения коэффициента  $j_b$ необходимо вычислить коэффициенты  $j_1$ и  $j_2$  по формулам:

$$\varphi_1 = \psi \frac{J_y}{J_x} \frac{2hh_1}{l_{ef}^2} \frac{E}{R_y}$$
; (177)

$$\varphi_2 = \psi \frac{J_y}{J_x} \frac{2hh_2}{l_{ef}^2} \frac{E}{R_y}$$
, (178)

где  $h_1$  – расстояние от центра тяжестисечения до оси более развитого пояса;

 $h_2$  – то же, до оси менее развитого пояса;

 $l_{\it ef}$  – имеет то же значение, что и в формуле(175);

y –коэффициент, вычисляемый по формуле

$$\psi = D\left(B + \sqrt{B^2 + C}\right) \tag{179}$$

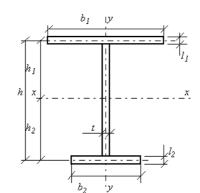


Рис. 28. Схема двутаврового сечения с одной осью симметрии при изгибе

Коэффициенты D, C и B в формуле (179)следует определять по табл. 79 и 80.

Таблица 79

## Коэффициенты *D*и *C*

Вид нагрузки	D	Коэффициент С	при сечении
		двутавровом <i>n</i> £	тавровом <i>n</i> = 1
		0,9	
Сосредоточенная в середине	3,265	0,330 <i>m</i>	0,0826 <i>a</i>
пролета			
Равномерно распределенная	2,247	0,481 <i>m</i>	0,1202 <i>a</i>
Чистый изгиб	4,315	0,101 <i>m</i>	0,0253 <i>a</i>

Обозначения, принятые в таблице 79:

$$n = \frac{J_1}{J_1 + J_2}; \boldsymbol{\mu} = n(1 - n)(9,87 + \alpha_1)$$

$$\alpha_1 = 0.385 \frac{J_t (J_1 + J_2)}{J_1 J_2} (\frac{l_{ef}}{h})^2$$

здесь  $J_1$  и  $J_2$  – моменты инерции соответственно большего и меньшего поясов относительно симметрии сечения;

a – следует определять по формуле (175), в которой момент инерции сечения при

$$J_t = \frac{\delta}{3} \sum b_i t_i^3$$

где  $b_i$  и  $t_i$  – соответственно ширина и толщина листов, образующих сечение; d=1,25 – для двутаврового сечения с одной осью симметрии; d=1,20 – для таврового сечения

Таблица 80

## Коэффициент *В*

Схема сечения и	Коэфф	оициент <i>В</i> при нагр	рузке
место приложения	сосредоточенной	равномерно	вызывающе
нагрузки	в середине	распределенной	чистый изгиб
	пролета		
$\overline{\downarrow}$ $\overline{\downarrow}$	d	m	b
<u>†</u> †	d – 1	<i>m</i> – 1	Ь
<del>_</del> <del>_</del> <del> </del>	1 – d	1 – <i>m</i>	-b
<u>†</u>	-d	-m	-b

Обозначения, принятые в таблице 80:

d = n + 0,734b; m = n + 1,145b;

$$\beta = \left\{0,47 - 0,035 \left(\frac{b_1}{h}\right) \left[1 + \frac{b_1}{h} - 0,072 \left(\frac{b_1}{h}\right)^2\right]\right\} \left(2n - 1\right)$$

где  $b_1$  – ширина более развитого пояса балки;

n – обозначение то же, что и в таблице 79.

Для двутавровых сечений при 0.9 < n < 1.0коэффициенты y следуетопределять линейной интерполяцией между значениями, полученными по формуле(179) для двутавровых сечений при n = 0.9 и для тавровых при n = 1.0

Для таврового сечения при сосредоточенной или равномернораспределенной нагрузке и а <40 коэффициенты у следуетумножать на (0,8 + 0,004а).

При n > 0.7 и 5 £ $l_{ef}/b_2$  £25 значение коэффициента  $j_2$ необходимо уменьшить умножением на  $(1,025-0,015l_{ef}/b_2)$ и принимать при этом не более 0,95.

Значения  $l_{\it ef}/b_2$ >25 вбалках с менее развитым сжатым поясом не допускаются.

Значения коэффициентов јрв формуле (34) необходимо принимать по табл. 81, но не более 1,0.

Таблица 81

#### Коэффициенты *ј*<sub>р</sub>

Значение	Коэффициенты <i>ј</i> <sub>р</sub> при сжат	ом поясе
<i>j</i> 2	более развитом	менее развитом
<i>j</i> 2£0,85	<i>j</i> <sub>b</sub> = <i>j</i> 1	j <sub>b</sub> = j <sub>2</sub>
<i>j</i> 2>0,85	$\varphi_b = \varphi_1 \left[ 0.21 + 0.68 \left( \frac{n}{\varphi_1} + \frac{1-n}{\varphi_2} \right) \right]$	j <sub>b</sub> =0,68+0,21j <sub>2</sub>

3\*. Для балок швеллерного сечения коэффициент  $j_b$  следует определять как длябалок симметричного двутаврового сечения; при этом значения a необходимо вычислять по формуле (175),а вычисленные значения  $j_1$ умножать на 0,7.

Значения  $J_X$ ,  $J_V$  и  $J_t$ в формулах (174) и (175) следует принимать для швеллера.

Таблица 82

## Моменты инерциипри кручении $J_t$ прокатных двутавров по ГОСТ 8239–72\*

Номер двутавра	<i>J<sub>t</sub></i> , см <sup>4</sup>	Номер двутавра	<i>J<sub>t</sub></i> , см <sup>4</sup>
10	2,28	27	13,6
12	2,88	27a	16,7
14	3,59	30	17,4
16	4,46	30a	20,3
18	5,60	33	23,8
18a	6,54	36	31,4
20	6,92	40	40,6
20a	7,94	45	54,7
22	8,60	50	75,4
22a	9,77	55	100
24	11,1	60	135
24a	12,8		

Приложение 8

Таблицы для расчета элементов на выносливостьи с учетом хрупкого разрушения

Таблица 83\*

Группы элементов исоединений при расчете на выносливость

<b>№</b> п/п	Схема элемента и расположение расчетного сечения	Характеристика элемента	Группа элемента
1	a a	Основной металл с прокатными или обработанными механическим путем кромками	1
	a.	То же, с кромками, обрезанными машинной газовой резкой	2
2	r la	Основной металл с обработанными механическим путем кромками, при разной ширине и радиусе перехода $r$ , мм:	
		200	1
		10	4
3		Основной металл в соединениях на высокопрочных болтах	1
4	**************************************	Основной металл в болтовом (болты класса точности А) соединении в сечениях по отверстию:	
	\( \frac{1}{a} \)	а) при парных накладках	
		б) при односторонних накладках	4
	a		5
5		Переход и закругление (класс чистоты газовой резки 1 или фрезеровка) при	2
	a v	$a^372^\circ$ , $r \ge \frac{b}{2}$	
6		Фасонки прямоугольной формы, приваренные встык или тавр к элементам конструкций без механической обработки перехода от фасонки к элементу	7
7		Фасонки, приваренные встык или в тавр к стенкам и поясам балок, а также к элементам ферм при <i>а</i> £ 45°	4
8	- 1 a - 1 a	Фасонки прямоугольной или трапециевидной формы, приваренные к поясам балок внахлестку с обваркой по контуру нахлестки без механической обработки швов	7
9		Стыковой необработанный шов; нагрузка перпендикулярна сварному шву; стыкуемые элементы одинаковой ширины и толщины	2
10	a i≤1:5	Стыковой необработанный шов; стыкуемые элементы разной ширины или разной толщины	5

11		Основной металл в месте перехода к стыковому шву со снятым механическим способом усилением шва:	
		при стыковании элементов одинаковой толщины и ширины	2
		то же, разной толщины и ширины	2
12		Стыковой шов, выполненный на	4
		подкладном листе; нагрузка перпендикулярна сварному шву	
13	la la	Стыковой шов труб, выполненный на подкладном кольце	4
14	a	Соединение встык прокатных профилей	4
15	a	Сварные сечения двутаврового, таврового и других типов, сварные непрерывными продольными швами при действии усилия вдоль оси шва	2
16	a a	Элемент со вспомогательным элементом, прикрепленным продольными швами, при а: до 45°	
			4
		90°	4
17	.   a	Обрыв поясного листа без	7
		механической обработки поперечного (лобового) шва	,
18	a a	Основной металл с поперечным швом; сварной шов двусторонний с плавным переходом к основному металлу	4
19		Основной металл растянутых поясов балок и элементов ферм вблизи диафрагм и ребер, приваренных угловыми швами	5
20		Основной металл в месте перехода к поперечному (лобовому) угловому шву	6
21	a)   6   a	Основной металл в соединениях с фланговыми швами (в местах перехода от элемента к концам фланговых швов):	
	6) 61'a' -	а) с двойными фланговыми швами	8
	<b>→</b>   - · - <del>  -   -   -  </del>	б) с фланговыми и лобовыми швами	7
	6 l al	в) при передаче усилия через	·
	e)   2	основной металл г) щеки анкеров для крепления стальных канатов	7
	2)		8
	I a		
22		Ocuppioŭ Motora Tovići i Socialis	
22		Основной металл трубы растянутого раскоса при отношении толщины к наружному диаметру трубы пояса:	

	<u>a</u> t <sub>m</sub>	t <sub>m</sub> /d <sub>m</sub> <sup>3</sup> 1/14 1/20 £ t <sub>m</sub> /d <sub>m</sub> < 1/14	7 8
23	$\frac{\alpha}{d_{m}}$ $\alpha = 45 - 60^{\circ}$	Основной металл трубы растянутого раскоса при отношении диаметров раскоса и пояса $d_0 d_m$ =0,4—0,7 и отношении толщины к наружному диаметру трубы пояса: $t_m / d_m^{-3} 1/14$ $1/20 \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \$	6 7 8

# Коэффициенты $\boldsymbol{b}$ для расчета элементов с учетом хрупкогоразрушения стали

Номер схемы					
элемента и	элемента в	климатических районов строительства			
расположение расчетного сечения	расчетном сечении,	до 285 МПа (2900 кгс/с м <sup>2</sup> )		св. 285 МПа (1900 кгс/см <sup>2</sup> )	
				до 380 МПа (3900 кгс/см <sup>2</sup> )	
	мм, не более	II5	II <sub>4</sub> (I <sub>4</sub> , I <sub>2</sub> , II <sub>2</sub> и II <sub>3</sub> ) <sup>3</sup> 1,00	l2, ll2 и ll3	I <sub>1</sub>
№ по табл. 83* при	10	1,00	1,00	1,00	0,75
гильотинной резке свободных кромок <sup>1</sup>	20	0,90	Не применять	0,80	Не применять
	30	0,85	То же	Не применять	То же
№ 3 или 4 по табл.	10	1,00	1,00	1,00	1,00
83* при наличии колотых отверстий <sup>2</sup>	20	1,00	0,95	1,00	Не применять
№ 6 или 7 по табл. 83*	10	1,00	0,95	1,00	0,90
83"	20	0,90	0,80	0,90	0,90
	30	0,85	0,75	0,60	Применять только в фасонках
№ 16 по табл. 83*	10	1,00	1,00	1,00	1,00
	20	1,00	0,95	1,00	0,80
	30	1,00	0,87	0,90	Применять только во вспомогательных элементах
№ 18 по табл. 83*	10	1,00	1,00	1,00	1,00
	20	0,95	0,85	1,00	0,90
	30	0,90	0,80	0,90 1,00	0,60
№ 21,а по табл. 83* при гильотинной	10	1,00	0,95	1,00	0,70
при гильотинной резке свободных кромок	20	0,90	Не применять	0,75	Не применять
1 Б	30	0,85	То же	Не применять	То же

 $<sup>^{1}</sup>$  В остальных случаях b =1,00.

Приложение 8,а

# Определение свойств металла

1. При исследовании и испытании металла необходимоопределять следующие показатели:

химический состав с выявлением содержания элементов,предусмотренных государственными стандартами или техническими условиями насталь;

предел текучести, временное сопротивление и относительноеудлинение при испытаниях на растяжение (рекомендуется проводить их с построениемдиаграммы работы стали) по ГОСТ 1497–84\*;

ударную вязкость по ГОСТ 9454—78\* для температур, соответствующихгруппе конструкций и климатическому району по таблице 50\*, и послемеханического старения в соответствии с государственными стандартами илитехническими условиями на сталь.

 $<sup>^{2}</sup>$  При сверленых отверстиях b =1,00.

<sup>&</sup>lt;sup>3</sup> С учетом требований п. 2.1\*.

Для конструкций 1-й и 2-й групп табл. 50\*, выполненных изкипящей стали толщиной свыше 12 мм и эксплуатирующихся при отрицательных температурах, дополнительно следует определять:

распределение сернистых включений способом отпечатка поБауману по ГОСТ 10243-75\*;

микроструктуру с выявлением размера зерна по ГОСТ 5639-82\*.

Механические свойства стали допускается определять сприменением других методов, обеспечивающих надежность результатов, соответствующуюиспытаниям на

2. Отбор проб для химического анализа и образцов для механическихиспытаний производят из элементов конструкций отдельно для каждой партииметалла.

К партии металла относятся элементы одного вида проката (пономерам профилей, толщинам и маркам стали), входящие в состав однотипныхэлементов конструкций (пояса ферм, решетка ферм, пояса подкрановых балок и т.п.) одной очереди строительства. Партия металла должна относиться не более чемк 50 однотипным отправочным маркам общей массой не более 60 т. Если отправочныемарки представляют собой простые элементы из прокатных профилей (прогоны,балки, связи и т. п.), к партии может быть отнесено до 250 отправочных марок.

Число проб и образцов от каждой партии металла должно бытьне меньше чем указано в табл. 85, при отборе проб и образцов необходимособлюдать требования

Табпина 85

#### Число проверяемыхэлементов, проб и образцов

	Число	Число		
	элементов,			
Вид испытаний		проб и образцов		
	проверяемых	от элемента	всего от	
	в партии		партии	
Химический анализ	3	1	3	
Испытание на растяжение	2 (10*)	1	2 (10*)	
Испытание на ударную	2**	3**	6**	
вязкость Отпечаток по Бауману	2	1	2	

<sup>\*</sup> При определении предела текучести стали и временного сопротивления по результатам статистической обработки данных испытаний образцов

Место отбора проб и необходимость усиления мест вырезкиобразцов определяются организацией, проводящей обследование конструкций.

3\*. Предел текучести  $R_{V\!D}$  или временноесопротивление стали  $R_{U\!D}$  по результатам статистическойобработки данных испытаний образцов вычисляется по формуле

$$R_n = s_{n-} aS, (180)$$

$$\sigma_n = rac{1}{n} \sum_{i=1}^n \sigma_i$$
 греднееарифметическое значение предела текучести или временного сопротивления испытанных образцов;

$$\alpha = 1,65 \left(1 + \frac{0,91}{\sqrt{n}} + \frac{1,5}{n}\right)_{-}$$
 коэффициент, учитывающий объем выборки;

$$S = \sqrt{\frac{1}{n-1}\sum\limits_{i=1}^{n}\!\left(\sigma_{i} - \sigma_{n}\right)^{2}} -$$
 среднееквадратическое отклонение результатов испытаний;   
  $s$  предел текучести или временное сопротивление  $i$ -го образца;

 $s_{i-}$  предел текучести или временное сопротивление i-го образца;

n – число испытанных образцов (не менее 10).

При значении S/s<sub>п</sub>>0,1использование результатов, полученных по имеющимся данным испытаний образцов недопускается.

Приложение 9\*

#### Основные буквенные обозначения величин

Α - площадь сечения брутто;

Abn - площадь сеченияболта нетто;

Ad - площадь сеченияраскоса;

Af - площадь сеченияполки (пояса);

An - площадь сечениянетто;

 $A_{\mathsf{N}}$ - площадь сечениястенки;

<sup>\*\*</sup> Для каждой проверяемой температуры и для испытаний после механического старения

A<sub>W</sub>f - площадь сеченияпо металлу углового шва;  $A_{WZ}$ - площадь сеченияпо металлу границы сплавления; Е - модуль упругости; сила; G - модуль сдвига; Jb - момент инерциисечения ветви; - моментыинерции сечений пояса и раскоса фермы; J<sub>m</sub>; J<sub>d</sub> - момент инерциисечения ребра, планки;  $J_S$ Jsl - момент инерциисечения продольного ребра; - момент инерциикручения балки, рельса;  $J_t$ -моменты инерции сечения брутто относительно осей соответственно х-хи у-у;  $J_{X}$ ,  $J_{Y}$  $J_{XN}$ ;  $J_{YN}$ - то ж,сечение нетто; Μ – момент, изгибающий момент; -моменты относительно осей соответственно х-х и у-у;  $M_X$ ;  $M_V$ Ν - продольная сила; Nad - дополнительноеусилие;  $N_{bm}$ - продольная сила отмомента в ветви колонны; O поперечная сила, силасдвига; - условная поперечная сила для соединительных элементов; Qfic  $Q_S$ – условная поперечная сила, приходящая на систему планок, расположенных в одной плоскости;  $R_{ba}$  расчетноесопротивление растяжению фундаментных болтов; Rbh - расчетноесопротивление растяжению высокопрочных болтов;  $R_{bp}$ - расчетное сопротивление смятию болтовых соединений; - расчетноесопротивление срезу болтов;  $R_{bs}$ Rbt расчетноесопротивление болтов растяжению; - нормативноесопротивление стали болтов, принимаемое равным временному сопротивлению  $s_{\mathrm{B}}$  по государственнымстандартам и техническим R<sub>bun</sub> условиям на болты;  $R_{bv}$ – расчетноесопротивление растяжению U-образных болтов; R<sub>cd</sub> расчетное сопротивление диаметральному сжатию катков (при свободном касании вконструкциях с ограниченной подвижностью); Rdh - расчетноесопротивление растяжению высокопрочной проволоки; RĮp - расчетноесопротивление местному смятию в цилиндрических шарнирах (цапфах) при плотном касании;  $R_p$ - расчетноесопротивление стали смятию торцевой поверхности (при наличии пригонки);  $R_S$ - расчетноесопротивление стали сдвигу; - расчетноесопротивление растяжению стали в направлении толщины проката; Rth  $R_{u}$ - расчетноесопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по временному сопротивлению; Run - временноесопротивление стали разрыву, принимаемое равным миннимальному значению *s*<sub>B</sub> по государственным стандартами техническим условиям;  $R_{W}$ - расчетноесопротивление угловых швов срезу (условному) по металлу шва; - расчетноесопротивление стыковых сварных соединений сжатию, растяжению, изгибу повременному сопротивлению;  $R_{WU}$ R<sub>wun</sub> - нормативноесопротивление металла шва по временному сопротивлению;  $R_{WS}$  расчетноесопротивление стыковых сварных соединений;  $R_{Wy}$ - расчетноесопротивление стыковых сварных соединений сжатию, растяжению и изгибу попределу текучести; - расчетноесопротивление угловых швов срезу (условному) по металлу границы сплавоения;  $R_{WZ}$  $R_{y}$ - расчетноесопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести;  $R_{yn}$ - предел текучестистали, принимаемый равным значению предела текучести s<sub>T</sub> по государственным стандартам и техническимусловиям на сталь; - статический моментсдвигаемой части сечения брутто относительно нейтральной оси;  $W_X$ ;  $W_Y$ -моменты сопротивления сечения брутто относительно осей соответственно х-хи у-у;

-моменты сопротивления сечения нетто относительно осей соответственно х-хи у-у;

 $W_{Xn}$ ;  $W_{yn}$ 

- ширина;

```
bef
                 расчетнаяширина;
bf
                - ширина полки(пояса);
bh
                - ширинавыступающей части ребра, свеса;
               -коэффициенты для расчета на прочность с учетом развития пластических деформацийпри изгибе относительно осей соответственно х-х, у-у;
c; c<sub>X</sub>; c<sub>V</sub>
е
                - эксцентриситет силы;
                – высота;
hef
                - расчетная высотастенки;
h_W
                - высота стенки;
                - радиус инерции сечения;
                 - наименьшийрадиус инерции сечения;
imin
               -радиусы инерции сечения относительно осей соответственно x-x и y-y;
ix; iy
                - катет угловогошва;
               - длина, пролет;
               – длина стойки,колонны, распорки;
I_{C}
I_d

    длина раскоса;

lef

    расчетная, условная длина;

                - длина панелипояса фермы или колонны;
lm
                – длина планки;
15
                - длина сварногошва;
I_W
I_X; I_V
               -расчетные длины элемента в плоскостях, перпендикулярных осям соответственно x-xи y-y;
                – относительный эксцентриситет(m = eA/W_C);
m
                – приведенный относительный эксценриситет (m_{ef} = mh);
met
               - радиус;
                – толщина;
tf
                толщина полки(пояса);
t_W
                - толщина стенки:
b<sub>f</sub>u b<sub>Z</sub>
               -коэффициенты для расчета углового шва соответственно по металлу шва и пометаллу границы сплавления;
                 -коэффициент условий работы соединения;
gb
                -коэффициент условий работы;
g<sub>c</sub>
gn
                 -коэффициент надежности по назначению;
g_m
                -коэффициент надежности по материалу;
                 -коэффициент надежности в расчетах по временному сопротивлению;
g_{II}
               -коэффициент влияния формы сечения;
               -гибкость(I = I_{ef}/i);
                –условная гибкость (\overline{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y/E});
ī
                -приведенная гибкость стержня сквозного сечения;
lef
               –условная приведенная гибкость стержня сквозного сечения ( ^{\lambda_{q'}=\overline{\lambda}_{q'}\sqrt{R_y/E}} );
\bar{\lambda}_{ef}
               –условная гибкость стенки \left(\overline{\hat{\lambda}}_{\mathbf{w}} = \frac{\hbar}{t} \sqrt{R_{\mathbf{y}}/E}\right) .
\bar{\lambda}_w
\bar{\lambda}_{uu}
                -наибольшая условная гибкость стенки;
              -расчетные гибкости элемента в плоскостях, перпендикулярных осям соответственно х-хи у-у;
I_{X};I_{Y}
                -коэффициент поперечной деформации стали (Пуассона);
                -местное напряжение:
sloc
              -нормальные напряжения, параллельные осям соответственно х-х и у-у;
S_X; S_V
t_{XY}
                -касательное напряжение;
               -коэффициент продольного изгиба;
\dot{I}(x,y)
İb
               -коэффициент снижения расчетных сопротивлений при изгибно-крутильной формепотери устойчивости балок;
```

-коэффициент снижения расчетных сопротивлений при внецентренном сжатии.

İе

#### Содержание

- 1. Общие положения
- 2. Материалы для конструкций и соединений
- 3. Расчетные характеристики материалов и соединений
- 4\*. Учет условий работы и назначения конструкций
- 5. Расчет элементов стальных конструкций на осевые силы иизгиб

Центрально-растянутые ицентрально-сжатые элементы

Изгибаемые элементы

Элементы, подверженные действию осевой силы с изгибом

Опорные части

6. Расчетные длины и предельные гибкости элементов стальныхконструкций

Расчетные длины элементов плоскихформ и связей

Расчетные длины элементовпространственных решетчатых конструкций

Расчетные длины элементовструктурных конструкций

Расчетные длины колонн (стоек)

Предельные гибкости сжатыхэлементов

Предельные гибкости растянутыхэлементов

7. Проверка устойчивости стенок и поясных листов изгибаемыхи сжатых элементов

Стенки балок

Стенки центрально-,внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементов

Поясные листы (полки) центрально-,внецентренно-сжатых, сжато-изгибаемых и изгибаемых элементов

8. Расчет листовых конструкций

Расчет на прочность

Расчет на устойчивость

Основные требования к расчетуметаллических мембранных конструкций

- 9. Расчет элементов стальных конструкций на выносливость
- 10. Расчет элементов стальных конструкций на прочность сучетом хрупкого разрушения
- 11. Расчет соединений стальных конструкций

Сварные соединения

Болтовые соединения

Соединения на высокопрочных болтах

Соединения с фрезерованнымиторцами

Поясные соединения в составныхбалках

12. Общие требования по проектированию стальных конструкций

Основные положения

Сварные соединения

Болтовые соединения и соединенияна высокопрочных болтах

13. Дополнительные требования по проектированию производственных зданий и сооружений

Относительные прогибы и отклоненияконструкций

Расстояния между температурнымишвами

Фермы и структурные плиты покрытий

Колонны

Связи

Балки

Подкрановые балки

Листовые конструкции

Монтажные крепления

14. Дополнительные требования по проектированию жилых иобщественных зданий и сооружений

Каркасные здания

Висячие покрытия

- 15\*. Дополнительные требования по проектированию опорвоздушных линий электропередачи, конструкций открытых распределительныхустройств и линий контактных сетей транспорта
- 16. Дополнительные требования по проектированию конструкцийантенных сооружений (АС) связи высотой до 500 м
- 17. Дополнительные требования по проектированию гидротехнических сооружений речных
- 18. Дополнительные требования по проектированию балок сгибкой стенкой
- 19. Дополнительные требования по проектированию балок сперфорированной стенкой
- 20\*. Дополнительные требования по проектированию конструкцийзданий и сооружений при реконструкции
- Приложение 1. Материалы для стальных конструкций и ихрасчетные сопротивления
- Приложение 2. Материалы для соединений стальных конструкцийи их расчетные сопротивления
- Приложение 3. Физические характеристики материалов
- Приложение 4\*. Коэффициенты условий работы для растянутогоодиночного уголка, прикрепляемого одной полкой болтами
- Приложение 5. Коэффициенты для расчета на прочностьэлементов стальных конструкций с учетом развития пластических деформаций
- Приложение 6. Коэффициенты для расчета на устойчивостьцентрально-, внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементов
- Приложение 7\*. Коэффициенты  $j_{\mathcal{D}}$  для расчета балок на устойчивость
- Приложение 8. Таблицы для расчета элементов на выносливостьи с учетом хрупкого разрушения
- Приложение 8, а. Определение свойств металла
- Приложение 9\*. Основные буквенные обозначения величин