# МИНИСТЕРСТВО СТРОИТЕЛЬСТВА И ЖИЛИЩНО-КОММУНАЛЬНОГО ХОЗЯЙСТВА РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

СВОД ПРАВИЛ

СП 16.13330.2016

### СТАЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Актуализированная редакция

СНиП II-23-81\*

Издание официальное

Москва 2016

#### Предисловие

Цели и принципы стандартизации в Российской Федерации установлены Федеральным законом от 27 декабря 2002г. № 184-ФЗ «О техническом регулировании», а правила разработки — постановлением Правительства Российской Федерации от 19 ноября 2008г. № 858 «О порядке разработки и утверждения сводов правил».

#### Сведения о своде правил

- 1 ИСПОЛНИТЕЛИ: АО «НИЦ «Строительство» ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, МГСУ, СПбГАСУ.
- 2 ВНЕСЕН Техническим комитетом по стандартизации ТК 465 «Строительство»
- 3 ПОДГОТОВЛЕН к утверждению Департаментом архитектуры, строительства и градостроительной политики
  - 4 УТВЕРЖДЕН ....
  - 5 ЗАРЕГИСТРИРОВАН Федеральным агентством по техническому регулированию и метрологии (Росстандарт). Пересмотр СП 16.13330.2012 «СНиП II-23-81\* Стальные конструкции»

Информация об изменениях к настоящему актуализированному своду правил публикуется в ежегодно издаваемом информационном указателе «Национальные стандарты», а текст изменений и поправок — в ежемесячно издаваемых информационных указателях «Национальные стандарты». В случае пересмотра (замены) или отмены настоящего свода правил соответствующее уведомление будет опубликовано в ежемесячно издаваемом информационном указателе «Национальные стандарты». Соответствующая информация, уведомление и тексты размещаются также в информационной системе общего пользования — на официальном сайте разработчика ( .....) в сети Интернет

© Минстрой России, 20...

Настоящий нормативный документ не может быть полностью или частично воспроизведен, тиражирован и распространен в качестве официального издания на территории Российской Федерации без разрешения Минстрой России

#### СП 16.13330.2016

### Содержание

Введение	V
1 Область применения	1
2 Нормативные сылки	1
3 Термины и определения	5
4 Общие положения	5
4.1 Основные требования к конструкциям	5
4.2 Основные расчетные требования	6
4.3 Учёт назначения и условий работы конструкций	8
5 Материалы для конструкций и соединений	9
6 Расчетные характеристики материалов и соединений	11
7 Расчет элементов стальных конструкций при центральном растяжении и	
сжатии	14
7.1 Расчёт элементов сплошного сечения	14
7.2 Расчёт элементов сквозного сечения.	16
7.3 Проверка устойчивости стенок и поясных листов центрально-сжатых	10
элементов сплошного сечения	21
8 Расчет элементов стальных конструкций при изгибе	25
8.1 Общие положения расчета	25
8.2 Расчёт на прочность изгибаемых элементов сплошного сечения	25
8.3 Расчёт на прочность балок крановых путей сплошного сечения	29
	30
8.4 Расчёт на общую устойчивость изгибаемых элементов сплошного сечения 8.5 Проверка устойчивости стенок и поясных листов изгибаемых элементов	
сплошного сечения	32
8.6 Расчёт опорных плит.	41
9 Расчет элементов стальных конструкций при действии продольной силы	
с изгибом	41
9.1 Расчёт на прочность элементов сплошного сечения	41
9.2 Расчёт на устойчивость элементов сплошного сечения	42
9.3 Расчёт на устойчивость элементов сквозного сечения	46
9.4 Проверка устойчивости стенок и поясов	47
10 Расчетные длины и предельные гибкости элементов стальных конструкций	50
10.1 Расчётные длины элементов плоских ферм и связей	50
10.2 Расчётные длины элементов пространственных решётчатых конструкций,	
в том числе, структурных	53
10.3 Расчётные длины колонн (стоек)	55
10.4 Предельные гибкости элементов	59
11 Расчет листовых конструкций	60
11.1 Расчёт на прочность	60
11.2 Расчёт на устойчивость	62
12 Расчет элементов стальных конструкций на усталость	65
12.1 Общие положения расчета	65
12.2 Расчёт балок крановых путей	66
13 Проектирование стальных конструкций с учетом предотвращения хрупкого	30
разрушения	67
pwsp /	01

#### СП 16.13330.2016

14 Проектирование соединений стальных конструкций
14.1 Сварные соединения
14.2 Болтовые соединения
14.3 Фрикционные соединения (на болтах с контролируемым натяжением) 78
14.4 Поясные соединения в составных балках
15 Дополнительные требования по проектированию некоторых видов зданий,
сооружений и конструкций
15.1 Расстояния между температурными швами
15.2 Фермы и структурные плиты покрытий
15.3 Колонны
15.4 Связи
15.5 Балки
15.6 Балки крановых путей
15.7 Листовые конструкции
15.8 Висячие покрытия
15.9 Фланцевые соединения
15.10 Соединения с фрезерованными торцами
15.11 Монтажные крепления
15.12 Опорные части
16 Дополнительные требования по проектированию конструкций опор воздушных
линий электропередачи, открытых распределительных устройств и контактных
сетей транспорта
17 Дополнительные требования по проектированию конструкций антенных
сооружений связи высотой до 500 м
18 Дополнительные требования по проектированию конструкций зданий и
сооружений при реконструкции
18.1 Общие положения
18.2 Расчётные характеристики стали и соединений
18.3 Усиление конструкций
Приложение А Основные буквенные обозначения величин
Приложение Б Физические характеристики материалов
Приложение В Материалы для стальных конструкций и их расчетные
сопротивления
Приложение Г Материалы для соединений стальных конструкций
Приложение Д Коэффициенты для расчёта на устойчивость центрально и
внецентренно сжатых элементов
Приложение Е Коэффициенты для расчета элементов конструкций с учетом
развития пластических деформаций
Приложение Ж Коэффициент устойчивости при изгибе $\varphi_b$
Приложение И Расчетные длины колонн и стоек
Приложение К К расчету элементов на усталость
Библиография
Diominor pupin

#### Введение

Настоящий свод правил составлен с целью повышения уровня безопасности людей в зданиях и сооружениях и сохранности материальных ценностей в соответствии с Федеральным законом от 30 декабря 2009 г. № 384-Ф3 «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений», повышения уровня гармонизации нормативных требований с европейскими и международными нормативными документами, применения единых методов определения эксплуатвционных характеристик и методов оценки.

Пересмотр СП 16.13330.2011 выполнен следующим авторским коллективом: АО «НИШ «Строительство» Центральный научно-исследовательский институт строительных конструкций им. В.А. Кучеренко (ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко) в составе специалистов: д-ра техн. наук, профессоры: И.И. Ведяков, П.Д. Одесский; кандидаты техн. наук: М.И. Гукова, С.В. Гуров, Д.В. Конин, М.Р. Урицкий, М.И. Фарфель, Б.С. Цетлин; ЦНИИПСК Мельникова (канд. техн. наук В.В. Евдокимов, Е.М. Баско, инженеры Г.Р. Шеляпина, М.М. Ефремов, В.И. Мейтин, В.М. Бабушкин); МГСУ (д-р техн. наук А.Р. Туснин); СПбГАСУ (др техн. наук, профессор Г.И. Белый); ЮФУ (канд. техн.  $\Pi$ ушкин); Челябинский ЗМК (инженер A.B.наук Гайдамако); «Институт Теплоэлектропроект» OAOЕЭС » (инженер И.К. Вишницкий); «Инженерный центр «Lindab» (главный инженер В.М. Маринин).

#### СТАЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Steel structures

#### 1 Область применения

1.1 Настоящие правила следует соблюдать при проектировании стальных строительных конструкций зданий и сооружений различного назначения, работающих при температуре не выше  $100\,^{\circ}\mathrm{C}$  и не ниже минус  $60\,^{\circ}\mathrm{C}$ .

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

1.2 При проектировании конструкций, находящихся в особых условиях конструкций эксплуатации (например, доменных печей; магистральных технологических трубопроводов; резервуаров специального назначения; конструкций зданий, подвергающихся сейсмическим воздействиям, интенсивным воздействиям огня, температуры, радиации, агрессивных сред; конструкций гидротехнических и мелиоративных сооружений), конструкций уникальных зданий и сооружений, зданий атомных электростанций, а также специальных видов конструкций (например, предварительно напряженных, пространственных, висячих, тонкостенных), следует соблюдать требования, предусмотренные соответствующими нормативными документами, в которых отражены особенности работы этих конструкций.

#### 2 Нормативные ссылки

В настоящем СП использованы ссылки на следующие нормативные документы:

Сталь углеродистая обыкновенного качества. Марки					
Прокат сортовой и фасонный из стали углеродистой					
обыкновенного качества. Общие технические условия					
Провода неизолированные для воздушных линий					
электропередачи. Технические условия					
Отливки стальные. Общие технические условия					
Металлопродукция из нелегированных конструкционных					
качественных и специальных сталей. Общие технические					
условия					
Металлы. Методы испытаний на растяжение					
Проволока стальная сварочная. Технические условия					
Сварка металлов. Термины и определения основных понятий					
Канат одинарной свивки типа ЛК-0 конструкции 1х7 (1+6).					
Сортамент					
Канат одинарной свивки типа ТК конструкции 1х19 (1+6+12).					
Сортамент					
Канат одинарной свивки типа ТК конструкции 1х37(1+6+12+18).					
Сортамент					
Канат двойной свивки типа ЛК-0 конструкции					
6х7(1+6)+1х7(1+6). Сортамент					
Канат стальной двойной свивки типа ТК конструкции					
6х19(1+6+12)+1х19х(1+6+12). Сортамент					

СП 16.13330.2016	
ГОСТ 3068-88	Канат стальной двойной свивки типа ТК конструкции 6x37(1+6+12+18)+1x37(1+6+12+18). Сортамент
ГОСТ 3081-80*	Канат двойной свивки типа ЛК-0 конструкции
ГОСТ 3090-73*	6x19(1+9+9)+7x7(1+6). Сортамент Канаты стальные. Канат закрытый несущий с одним слоем зетобразной проволоки и сердечником типа ТК. Сортамент
ГОСТ 3822-79	Проволока биметаллическая сталемедная. Технические условия
ГОСТ 5264-80	Ручная дуговая сварка. Соединения сварные. Основные типы, конструктивные элементы и размеры
ΓOCT 5915-70*	Гайки шестигранные класса точности В. Конструкция и размеры
ΓOCT 5927-70*	Гайки шестигранные класса точности А. Конструкция и размеры
ГОСТ 6402-70*	Шайбы пружинные. Технические условия
ΓΟCT 7372-79*	Проволока стальная канатная. Технические условия
ГОСТ 7669-80*	Канат двойной свивки типа ЛК-РО конструкции 6x36 (1+7+7/7+14) +7x7(1+6). Сортамент
ГОСТ 7675-73*	Канаты стальные. Канат закрытый несущий с одним слоем клиновидной и одним слоем зетобразной проволоки и сердечником типа ТК. Сортамент
ГОСТ 7676-73*	Канаты стальные. Канат закрытый несущий с двумя слоями клиновидной и одним слоем зетобразной проволоки и сердечником типа ТК. Сортамент
ГОСТ 7798-70*	Болты с шестигранной головкой класса точности В.
1001/7/0-70	Конструкция и размеры
ГОСТ 7805-70*	Болты с шестигранной головкой класса точности А.
ГОСТ 8050-85	Конструкция и размеры Двуокись углерода газообразная и жидкая. Технические
ГОСТ 8713-79	условия Сварка под флюсом. Соединения сварные. Основные типы,
ГОСТ 8724-2002	конструктивные элементы и размеры Основные нормы взаимозаменяемости. Резьба метрическая. Диаметры и шаги
ГОСТ 9087-81*	Флюсы сварочные плавленые. Технические условия
ΓΟCT 9150-2002	Основные нормы взаимозаменяемости. Резьба метрическая. Профиль
ГОСТ 9454-78	Металлы. Метод испытания на ударный изгиб при
	пониженных, комнатной и повышенных температурах
ГОСТ 9467-75*	Электроды покрытые металлические для ручной дуговой сварки конструкционных и теплоустойчивых сталей. Типы
ГОСТ 10157-79*	Аргон газообразный и жидкий. Технические условия
ГОСТ 10605-94	Гайки шестигранные с диаметром резьбы свыше 48 мм класса точности В. Технические условия
ГОСТ 10705-80	Трубы стальные электросварные. Технические условия
ГОСТ 10706-76	Трубы стальные электросварные прямошовные. Технические требования
ГОСТ 10906-78*	Шайбы косые. Технические условия
ΓΟCT 10300 78 ΓΟCT 11371-78*	Шайбы. Технические условия
ΓΟCT 11371 76 ΓΟCT 11474-76	Профили стальные гнутые. Технические условия
ΓΟCT 11533-75	Автоматическая и полуавтоматическая дуговая сварка под
10011100010	флюсом. Соединения сварные под острыми и тупыми углами.
	Основные типы, конструктивные элементы и размеры

ГОСТ 11534-75	Ручная дуговая сварка. Соединения сварные под острыми и тупыми углами. Основные типы, конструктивные элементы и
	размеры
ГОСТ 14771-76	Дуговая сварка в защитном газе. Соединения сварные. Основные типы, конструктивные элементы и размеры
ГОСТ 14776-79	Дуговая сварка. Соединения сварные точечные. Основные типы, конструктивные элементы и размеры
ГОСТ 14782-86	Контроль неразрушающий. Соединения сварные. Методы ультразвуковые
ГОСТ 14954-80	Канат двойной свивки типа ЛК-Р конструкции 6x19(1+6+6/6) +7x7(1+6). Сортамент
ГОСТ 16523-97	Прокат тонколистовой из углеродистой стали качественной и обыкновенного качества общего назначения. Технические
ГОСТ 17066-94	условия Прокат тонколистовой из стали повышенной прочности. Тохимизовие условия
ГОСТ 18123-82*	Технические условия
ΓOCT 18126-94	Шайбы. Общие технические условия
1001 10120-94	Болты и гайки с диаметром резьбы свыше 48 мм. Общие
ГОСТ 18901-73*	технические условия Канаты стальные. Канат закрытый несущий с двумя слоями зетобразной проволоки и сердечником типа ТК. Сортамент
ΓΟCT 19281-2014 <sup>1)</sup>	Прокат из стали повышенной прочности. Общие технические условия
ГОСТ 19425-74	Балки двутавровые и швеллеры стальные специальные. Сортамент
ГОСТ 19903-2015	Прокат листовой горячекатаный. Сортамент
ГОСТ 21437-95	Сплавы цинковые антифрикционные. Марки, технические
ГОСТ 21779-82	требования и методы испытаний Система обеспечения точности геометрических параметров в
ГОСТ 21780-2006	строительстве. Технологические допуски Система обеспечения точности геометрических параметров в
EOCT 22727 00	строительстве. Расчет точности
ΓΟCT 22727-88	Прокат листовой. Методы ультразвукового контроля
ГОСТ 23118-2012	Конструкции стальные строительные. Общие технические
ГОСТ 23518-79	условия Дуговая сварка в защитных газах. Соединения сварные под острыми и тупыми углами. Основные типы,
	конструктивные элементы и размеры
ГОСТ 24379.0-2012	Болты фундаментные. Общие технические условия
ГОСТ 24379.1-2012	Болты фундаментные. Конструкция и размеры
ГОСТ 24705-2004	Основные нормы взаимозаменяемости. Резьба метрическая. Основные размеры
ГОСТ 24839-2012	Конструкции строительные стальные. Расположение отверстий в прокатных профилях. Размеры
ГОСТ 25546-82	Краны грузоподъемные. Режимы работы
ΓOCT 26271-84	Проволока порошковая для дуговой сварки углеродистых и
1001202/1-04	низколегированных сталей. Общие технические условия

 $<sup>\</sup>overline{}^{1)}$  Применяется только в сортовом прокате

СП 16.13330.2016			
ГОСТ 27751-2014	Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения по расчету		
ГОСТ 27772-2015	Прокат для строительных стальных конструкций. Общие технические условия		
ГОСТ 28548-90	Трубы стальные. Термины и определения		
ГОСТ 28870-90	Сталь. Методы испытания на растяжение толстолистового проката в направлении толщины		
ГОСТ 30245-2003	Профили стальные гнутые замкнутые сварные		
	квадратные и прямоугольные для строительных конструкций. Технические условия		
ГОСТ Р 52643-2006	Болты и гайки высокопрочные и шайбы для металлических конструкций. Общие технические условия		
ГОСТ Р 52644-2006	Болты высокопрочные с шестигранной головкой с		
1 0 0 1 1 0 20 1 1 2000	увеличенным размером под ключ для металлических		
	конструкций. Технические условия		
ГОСТ Р 52645-2006	Гайки высокопрочные шестигранные с увеличенным		
	размером под ключ для металлических конструкций.		
FOOTE D 52646 2006	Технические условия		
ΓΟCT P 52646-2006	Шайбы к высокопрочным болтам для металлических		
конструкций. Технические условия ГОСТ Р 53295-2009 Средства огнезащиты для стальных конструкций. О			
10011 33273-2007	требования. Метод определения огнезащитной		
	эффективности		
ГОСТ Р 54157-2010	Трубы стальные профильные для металлоконструкций.		
	Технические условия		
ГОСТ Р ИСО 857-1-2009	Сварка и родственные процессы. Словарь. Часть 1.		
	Процессы сварки металлов. Термины и определения		
ГОСТ Р ИСО 898-1-2011	Механические свойства крепежных изделий из		
	углеродистых и легированных сталей. Часть 1. Болты, винты и шпильки установленных классов прочности с		
	крупным и мелким шагом резьбы		
ГОСТ Р ИСО 898-2-2013	Механические свойства крепежных изделий из		
1 0 0 1 1 110 0 0,0 2 2010	углеродистых и легированных сталей. Часть 2. Гайки		
	установленных классов прочности с крупным и мелким		
	шагом резьбы		
ГОСТ Р ИСО 4759-3-2009	Изделия крепежные. Допуски. Часть 3. Плоские круглые		
EO CE D 11CO 0002 2011	шайбы для болтов, винтов и гаек. Классы точности А и С		
ГОСТ Р ИСО 8992-2011	Изделия крепежные. Общие требования для болтов,		
ГОСТ Р ИСО 17659-2009	винтов, шпилек и гаек Сварка. Термины многоязычные для сварных соединений		
СП 2.13130.2012	Системы противопожарной защиты. Обеспечение		
011 2.13 13 0.2012	огнестойкости объектов защиты (с изменением № 1)		
СП 20.13330.2011	«СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия»		
СП 28.13330.2012	«СНиП 2.03.11-85 Защита строительных конструкций		
	от коррозии» (с изменением № 1)		
СП 35.13330.2011	«СНиП 2.05.03-84* Мосты и трубы»		
СП 43.13330.2012	«СНиП 2.09.03-85 Сооружения промышленных		
СП 52.13330.2011	предприятий»		
C11 34.13330.2011	«СНиП 21-01-97* Пожарная безопасность зданий и сооружений»		

сооружений»

СП 70.13330.2012 «СНиП 3.03.01-87 Несущие и ограждающие

конструкции»

СПХХХ. Конструкции стальные. Правила проектирования

1325800.2016

П р и м е ч а н и е - При пользовании настоящим сводом правил целесообразно проверить действие ссылочных стандартов (сводов правил и/или классификаторов) в информационной системе общего пользования - на официальном сайте национального органа Российской Федерации по стандартизации в сети Интернет или по ежегодно издаваемому информационному указателю «Национальные стандарты», который опубликован по состоянию на 1 января текущего года, и по выпускам ежемесячно издаваемого информационного указателя «Национальные стандарты» за текущий год. Если заменен ссылочный стандарт (документ), на который дана недатированная ссылка, то следует использовать действующую версию этого стандарта (документа) с учетом всех внесенных в данную версию изменений. Если заменен ссылочный стандарт (документ), на который дана датированная ссылка, то следует использовать версию этого стандарта (документа) с указанным выше годом утверждения (принятия). Если после утверждения настоящего стандарта в ссылочный стандарт (документ), на который дана датированная ссылка, внесено изменение, затрагивающее положение, на которое дана ссылка, то это положение следует применять без учета данного изменения. Если ссылочный стандарт (документ) отменен без замены, то положение, в котором дана ссылка на него, следует применять в части, не затрагивающей эту ссылку. Сведения о действии сводов правил можно проверить в Федеральном информационном фонде технических регламентов и стандартов.

#### 3 Термины и определения

В настоящем своде правил применены термины по ГОСТ 2601, ГОСТ Р ИСО 857-1, ГОСТ Р ИСО 17659 и ГОСТ 28548.

#### 4 Обшие положения

#### 4.1 Основные требования к конструкциям

#### 4.1.1 При проектировании стальных строительных конструкций следует:

принимать конструктивные схемы, обеспечивающие прочность, устойчивость и пространственную неизменяемость зданий и сооружений в целом и их отдельных элементов при транспортировании, монтаже и эксплуатации;

соблюдать требования СП 28.13330 в части защиты строительных конструкций от коррозии и требования [1];

учитывать их огнестойкость, а также обеспечивать их огнезащиту в соответствии с СП 2.13130;

применять атмосферостойкие (коррозионностойкие) и огнестойкие стали, увеличивать толщины проката и стенок труб с целью защиты от коррозии и повышения предела огнестойкости конструкций;

стальные конструкции следует проектировать и возводить с учетом их огнестойкости, а также соблюдать их огнезащиту в соответствии с СП 2.13130;

увеличение толщины проката и стенок труб с целью защиты от коррозии и повышения предела огнестойкости конструкций следует предусматривать только при технико-экономическом обосновании;

соблюдать требования государственных стандартов и других нормативных документов на конструкции соответствующего вида; при необходимости выполнять расчет точности размеров конструкций и их элементов согласно нормативным документам.

Использование восстановленных стальных труб и других, бывших в употреблении видов металлоконструкций, не допускается предусматривать в проектной и рабочей документации на строительство, реконструкцию и капитальный ремонт зданий и сооружений повышенного и нормального уровня ответственности, а также при строительстве и эксплуатации особо опасных, технически сложных и

#### СП 16.13330.2016

уникальных объектов.

- 4.1.2 Открытые конструкции (открытые крановые эстакады, неотапливаемые транспортные галереи, опоры трубопроводов, опоры ЛЭП, мачты и т.д.), не замурованные в бетоне или в кирпичной кладке, должны быть доступны для наблюдения, оценки технического состояния, выполнения профилактических и ремонтных работ, не должны задерживать влагу и затруднять проветривание. Замкнутые профили должны быть герметизированы.
- 4.1.3 Рабочие чертежи стальных конструкций должны соответствовать требованиям нормативных документов по изготовлению [2] и монтажу конструкций (СП 70.13330).

В рабочих чертежах конструкций (марок КМ и КМД) и в документации на заказ материалов следует указывать:

марки стали и дополнительные требования к ним, предусмотренные государственными стандартами или техническими условиями и настоящим СП;

способ выполнения сварных соединений, тип (способ) сварки; типы, марки, диаметры электродов, положение шва при сварке, тип подкладки для стыковых швов;

классы прочности и точности болтов; при использовании болтов с контролируемым натяжением – усилие предварительного натяжения и способ контроля натяжения болта;

способ подготовки контактных поверхностей для фрикционных соединений;

расположение и размеры сварных, болтовых и фрикционных соединений с указанием выполнения их в заводских или монтажных условиях и, при необходимости, последовательность наложения швов и установки болтов;

способы и объем контроля качества при изготовлении и монтаже; требования к защите конструкций от коррозии.

#### 4.2 Основные расчетные требования

4.2.1 Стальные конструкции и их расчет должны удовлетворять требованиям по надежности строительных конструкций и оснований (ГОСТ 27751).

Расчёт стальных конструкций следует выполнять с учётом назначения конструкций, условий их изготовления, транспортировки, монтажа и эксплуатации, а также свойств материалов.

- В расчетных схемах должны быть учтены деформационные характеристики опорных закреплений, оснований и фундаментов.
- 4.2.2 При расчете конструкций значения нагрузок и воздействий, а также предельные значения прогибов и перемещений элементов конструкций следует принимать согласно требованиям СП 20.13330, СП 43.13330 и разделов 16 и 17 настоящего СП.
- 4.2.3 За расчётную температуру в районе строительства следует принимать температуру наружного воздуха наиболее холодных суток обеспеченностью 0,98, определённую согласно СП 131.13330.

Расчётная технологическая температура устанавливается заданием на разработку строительной части проекта.

4.2.4 Расчётные схемы и основные предпосылки расчёта должны отражать действительные условия работы стальных конструкций.

Рассматриваются следующие расчётные модели несущих конструкций:

отдельные конструктивные элементы (например, растянутые и сжатые стержни, балки, стойки и колонны постоянного сплошного сечения и др.);

плоские или пространственные системы, раскрепленные (несвободные – рисунок 1, a); расчёт таких конструкций может быть выполнен путем расчёта

отдельных элементов с учетом их взаимодействия между собой и с основанием;

плоские или пространственные системы, нераскрепленные (свободные – рисунок 1,б); при расчёте таких конструкций, наряду с проверкой отдельных элементов, следует учитывать возможность достижения предельного состояния системы в целом;

листовые конструкции (оболочки вращения).

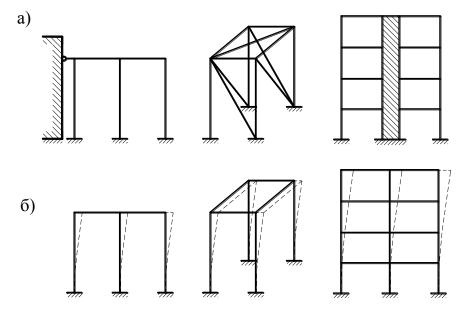


Рисунок 1 — Схемы систем, раскрепленных (a) и не раскрепленных от перемещений (б)

При моделировании нелинейной работы стали для расчетов по первой группе предельных состояний следует использовать расчетную диаграмму работы сталей в

 $\overline{\sigma} = \frac{\sigma}{R_{yn}}$   $\overline{\epsilon} = \frac{\varepsilon E}{R_{yn}} = \frac{\varepsilon}{\varepsilon}$  обобщенных параметрах  $\overline{\epsilon} = \frac{\varepsilon}{R_{yn}} = \frac{\varepsilon}{\varepsilon}$  представленную на рисунке В.1. Значение соответствующих координат характерных точек диаграммы следует принимать по таблице В.9. Расчеты выполняют по одному из трех вариантов кривой: OBD, OACD, OACDEF в зависимости от класса элементов конструкций (п. 4.2.7).

4.2.5 Пространственные стальные конструкции следует рассчитывать как единые системы с учётом факторов, определяющих напряженное и деформированное состояние, особенности взаимодействия элементов конструкций между собой и с основанием, геометрической и физической нелинейности, свойств материалов и грунтов.

Выполнять проверку устойчивости стержневых конструкций (в том числе пространственных) следует с использованием сертифицированных вычислительных комплексов как идеализированных систем в предположении упругих деформаций стали.

4.2.6 Производить оценку общей устойчивости каркаса по недеформированной схеме следует для каркасов рамной (с жесткими vзлами соединения ригелей с колоннами), рамно-связевой (рамный каркас с вертикальными диафрагмами жесткости или жесткими вставками) или связевой (с шарнирными узлами систем, которые имеют в своем составе соединения ригелей с колоннами) поперечные рамы и связи, установленные в соответствии с 15.4 продольные И настоящего СП.

В рамно-связевой или в связевой системах, когда узлы связевого блока не совпадают с узлами каркаса, расчет следует выполнять по деформированной схеме (с учетом геометрической нелинейности системы).

- 4.2.7 Элементы конструкций, рассматриваемые в настоящих нормах, подразделяются на три класса в зависимости от напряженно-деформированного состояния (НДС) расчётного сечения:
- 1-й класс НДС, при котором напряжения по всей площади сечения не превышают расчётного сопротивления стали  $|\sigma| \le R_y$  (упругое состояние сечения);
- 2-й класс НДС, при котором в одной части сечения  $|\sigma| < R_y$ , а в другой  $|\sigma| = R_y$  (упруго-пластическое состояние сечения);
- 3-й класс НДС, при котором по всей площади сечения  $|\sigma| = R_y$  (пластическое состояние сечения, условный пластический шарнир).
- 4.2.8. Буквенные обозначения величин, использованные в настоящем СП, приведены в приложении A.

#### 4.3 Учет назначения и условий работы конструкций

- 4.3.1 В зависимости от назначения, условий работы и наличия сварных соединений конструкции следует подразделять на четыре группы согласно приложению В настоящего СП.
  - 4.3.2 При расчёте конструкций и соединений следует учитывать:

коэффициенты надежности по ответственности  $\gamma_n$ , принимаемые согласно требованиям ГОСТ 27751;

коэффициент надежности  $\gamma_u = 1,3$  для элементов конструкций, рассчитываемых на прочность с использованием расчётных сопротивлений  $R_u$ ;

коэффициенты условий работы элементов конструкций и соединений  $\gamma_c$ ,  $\gamma_{c1}$  и  $\gamma_b$ , принимаемые по таблице 1; пункту 7.1.2; таблице 45 и разделам 14, 16, 17 и 18 настоящего СП.

Отношение критической нагрузки к расчетной для стержневых конструкций, рассчитываемых как идеализированные пространственные системы с использованием сертифицированных вычислительных комплексов (согласно 4.2.5, 4.2. 6), должно быть не меньше коэффициента надежности по устойчивости системы в целом  $\gamma_s = 1,3$ .

4.3.3 При проектировании конструкций, подвергающихся непосредственному воздействию подвижных, вибрационных и других переменных нагрузок, вызывающих усталость металла, следует применять такие конструктивные решения, которые не вызывают значительной концентрации напряжений, а в случаях, указанных в СП, выполнять расчёт на усталость.

Таблица 1

Элементы конструкций	Коэффициенты условий работы $\gamma_c$
1. Балки сплошного сечения и сжатые элементы ферм перекрытий под залами	0,90
театров, клубов, кинотеатров, под трибунами, под помещениями магазинов,	
книгохранилищ и архивов и т.п. при временной нагрузке, не превышающей	
вес перекрытий	
2. Колонны	
общественных и жилых зданий при постоянной нагрузке, равной не менее 0,8	0,95
от расчетной;	
многоэтажных зданий высотой до 150 м включительно;	0,95
двутаврового сечения многоэтажных зданий высотой более 150 м;	0,90
коробчатого сечения многоэтажных зданий высотой более 150 м;	0,87
опоры водонапорных башен	0,95
3. Колонны одноэтажных производственных зданий с мостовыми кранами	1,05
4. Сжатые основные элементы (кроме опорных) решетки составного таврового	0,80
сечения из двух уголков в сварных фермах покрытий и перекрытий	
при расчёте на устойчивость указанных элементов с гибкостью $\lambda > 60$	

5. Растянутые элементы (затяжки, тяги, оттяжки, подвески) при расчёте	0,90
на прочность по неослабленному сечению	
6. Элементы конструкций из стали с пределом текучести до 440 H/мм <sup>2</sup> , несущие	1,10
статическую нагрузку, при расчете на прочность по сечению, ослабленному	
отверстиями для болтов (кроме фрикционных соединений)	
7. Сжатые элементы решетки пространственных решетчатых конструкций из	
одиночных уголков, прикрепляемые одной полкой (для неравнополочных	
уголков – бо́льшей полкой):	
а) непосредственно к поясам сварными швами либо двумя болтами и более,	<u> </u>
установленными вдоль уголка:	
раскосы по рисунку 15, $a$ и распорки по рисунку 15, $\delta$ , $e$ , $e$	0,90
раскосы по рисунку 15, $\epsilon$ , $\epsilon$ , $\delta$ , $\epsilon$	0,80
б) непосредственно к поясам одним болтом или через фасонку независимо	0,75
от вида соединения	
8. Сжатые элементы из одиночных уголков, прикрепляемых одной полкой	0,75
(для неравнополочных уголков – меньшей полкой), за исключением элементов	
плоских ферм из одиночных уголков и элементов, указанных в позиции 7	
настоящей таблицы, раскосов по рисунку $15,6$ , прикрепляемых непосредственно к	
поясам сварными швами либо двумя болтами и более, установленными вдоль	
уголка, и плоских ферм из одиночных уголков	
9. Опорные плиты из стали с пределом текучести до 390 Н/мм <sup>2</sup> , несущие	
статическую нагрузку, толщиной, мм:	
а) до 40	1,20
б) св. 40 до 60	1,15
в) » 60 » 80	1,10
Примечания	

- Примечания
- 1 Коэффициенты у < 1 при расчёте совместно учитывать не следует.
- 2 При расчёте на прочность по сечению, ослабленному отверстиями для болтов, коэффициенты условий работы, приведенные в позициях 6 и 1; 6 и 2; 6 и 3 следует учитывать совместно.
- 3 При расчёте опорных плит коэффициенты, приведенные в позициях 9 и 2, 9 и 3, следует учитывать совместно.
- 4 Коэффициенты для элементов, приведенных в позициях 1 и 2, следует учитывать также при расчёте их соединений.
  - 5 В случаях, не оговоренных в настоящей таблице, в формулах следует принимать  $\gamma = 1$ .
- 4.3.4 При проектировании конструкций, возводимых или эксплуатируемых в условиях низких температур (t <  $-45^{\circ}$ C), при которых повышается возможность хрупкого разрушения, следует учитывать требования к материалу, конструированию и технологии изготовления.
- 4.3.5 При проектировании сварных конструкций следует снижать вредное влияние остаточных деформаций и напряжений, в том числе сварочных, а также концентрации напряжений, предусматривая соответствующие конструктивные решения (с наиболее равномерным распределением напряжений в элементах и деталях, без входящих углов, резких перепадов сечения и других концентраторов напряжений) и технологические мероприятия (порядок сборки и сварки, предварительный выгиб, механическую обработку соответствующих зон путем строжки, фрезерования, зачистки абразивным кругом и др.).

#### 5 Материалы для конструкций и соединений

- 5.1 Физические характеристики материалов, применяемых для стальных конструкций, следует принимать согласно таблицам Б.1 и Б.2.
- 5.2 При назначении стали для конструкций следует учитывать группу конструкций, расчетную температуру, требования по ударной вязкости и химическому составу согласно приложению В.
  - 5.3 Для конструкций следует использовать фасонный (уголки, двутавры,

#### СП 16.13330.2016

швеллеры), листовой, широкополосный универсальный прокат и гнутые профили; тонколистовой прокат из углеродистой стали и из стали повышенной прочности; холодногнутые профили; профили гнутые замкнутые квадратные и прямоугольные; сортовой прокат (круг, квадрат, полоса) в соответствии с техническими требованиями по по действующим нормативным документам и стандартам, указанным в разделе 2; электросварные и горячедеформированные бесшовные трубы — в соответствии с требованиями таблиц В.1 и В.2 настоящего СП.

Другие материалы, имеющие сертификат соответствия установленной формы, следует использовать по согласованию с организацией-составителем СП при условии выполнения требований приложения B настоящего СП  $\kappa$  механическим свойствам и химическому составу.

В зависимости от особенностей конструкций и узлов при заказе стали следует учитывать классификацию листового проката в зависимости от значения относительного сужения  $\psi_z$  (см. 13.4) в соответствии с действующим стандартом.

Для обеспечения предела огнестойкости (45 мин.) для всех групп, согласно приложению B, открытых конструкций (см. п. 4.1.2), независимо от расчетной температуры, следует назначать прокат из стали C 355 $\Pi$ , или прокат из других сталей, обеспечивающих предел огнестойкости 45 мин.

5.4 Для отливок (опорных частей и т.п.) следует применять сталь марок 15Л, 25Л, 35Л и 45Л, удовлетворяющую требованиям действующих стандартов для групп II (отливки ответственного назначения для деталей, рассчитываемых на прочность, работающих при статических и переменных нагрузках) или III (отливки особо ответственного назначения для деталей, рассчитываемых на прочность, работающих при динамических нагрузках). Расчетные сопротивления отливок из серого чугуна следует принимать по таблице В.8.

Низколегированные стали для отливок групп II и III следует применять по согласованию с организацией – составителем СП.

5.5 Для сварки стальных конструкций следует применять: электроды для ручной дуговой сварки; сварочную проволоку; флюсы; порошковую проволоку для автоматической и механизированной сварки в соответствии с таблицей Г.1, а также углекислый газ и аргон в соответствии с действующими стандартами.

Применяемые сварочные материалы и технология сварки должны обеспечивать значение временного сопротивления металла шва не ниже нормативного значения временного сопротивления  $R_{un}$  основного металла, а также значения твёрдости, ударной вязкости и относительного удлинения металла сварных соединений, установленные соответствующими стандартами и техническими условиями.

5.6 Для болтовых соединений следует применять стальные болты, гайки и шайбы, удовлетворяющие техническим требованиям действующих нормативных документов и стандартов, а также высокопрочные болты, указанные в 5.7.

Болты следует применять согласно требованиям таблицы Г.3.

При работе болтов на срез и растяжение классы прочности гаек следует принимать в соответствии с классом прочности болтов: 5 – при 5.6; 8 – при 8.8; 10 – при 10.9; 12 – при 12.9.

При работе болтов только на срез применяют класс прочности гаек при классе прочности болтов: 4 – при 5.6 и 5.8; 5 – при 8.8; 8 – при 10.9; 10 – при 12.9.

Шайбы следует применять: круглые, косые и пружинные нормальные в соответствии с действующими стандартами.

Высокопрочными болтами следует считать болты класса прочности не ниже 10.9.

5.7 Для фрикционных и фланцевых соединений следует применять высокопрочные болты, гайки и шайбы, их конструкцию и размеры, удовлетворяющие требованиям действующих стандартов.

Для фланцевых соединений следует применять высокопрочные болты климатического исполнения XЛ.

5.8 Выбор марок стали для фундаментных болтов, их конструкцию и размеры следует производить в соответствии с действующими стандартами и принимать по требованиям, приведённым в таблице  $\Gamma.4$ .

Болты (U-образные) для крепления оттяжек антенных сооружений связи, а также U-образные и фундаментные болты опор воздушных линий электропередачи и распределительных устройств следует применять из стали марок, также указанных в таблице  $\Gamma.4$ .

Анкерные болты следует применять согласно требованиям СП 43.13330.

5.9 Гайки для фундаментных и U-образных болтов диаметром до и свыше 48 мм следует применять по соответствующим техническим требованиям действующих стандартов.

Для фундаментных болтов из стали Ст3пс2, Ст3сп2, Ст3пс4, Ст3сп4 диаметром до 48 мм следует применять гайки класса прочности 4, диаметром свыше 48 мм – из материала не ниже группы 02 по соответствующему стандарту.

Для фундаментных болтов диаметром до 48 мм из стали марки 09Г2С и других сталей следует применять гайки класса прочности не ниже 5-го, диаметром свыше 48 мм – из материала не ниже группы 05 по соответствующему стандарту. Гайки следует применять из стали марок, принимаемых для болтов.

- 5.10 Для шарниров, катков и болтов, работающих в качестве шарниров, а также подкладных листов под катки, следует применять поковки по СП 35.13330.
- 5.11 Для несущих элементов висячих покрытий, оттяжек опор воздушных линий электропередачи, распределительных устройств, контактных сетей транспорта, мачт и башен, а также напрягаемых элементов в предварительно напряженных конструкциях в соответствии с действующими стандартами следует применять:

канаты спиральные;

канаты двойной свивки;

канаты закрытые несущие;

пучки и пряди параллельных проволок, формируемых из канатной проволоки.

#### 6 Расчетные характеристики материалов и соединений

6.1 Расчётные сопротивления проката, гнутых профилей и труб для различных видов напряженных состояний следует определять по формулам, приведенным в таблице 2, где нормативные сопротивления  $\mathbf{\textit{R}}_{yn}$  и  $\mathbf{\textit{R}}_{un}$  следует принимать согласно стандартам и техническим условиям.

Таблица 2

Напряжённое состояние	Расчётные сопротивления проката и труб
Растяжение, сжатие, изгиб:	
по пределу текучести	$R_{\rm y} = R_{\rm yn} / \gamma_m$
по временному сопротивлению	$R_u = R_{un} / \gamma_m$
Сдвиг	$R_s = 0.58R_{vn}/\gamma_m$
Смятие	,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,
торцевой поверхности (при наличии пригонки)	$R_p = R_{un} / \gamma_m$
местное в цилиндрических шарнирах (цапфах)	$R_{lp} = 0.5R_{un}/\gamma_m$
при плотном касании	14p 0,514m / /m
Диаметральное сжатие катков (при свободном	$R_{cd} = 0.025 R_{un} / \gamma_m$
касании в конструкциях с ограниченной подвижностью)	$1ca = 3,0231cm / \gamma m$

#### СП 16.13330.2016

Значения коэффициентов надёжности по материалу ( $\gamma_m$ ) проката, гнутых профилей и труб следует принимать по таблице 3.

Таблица 3

	Коэффициент
Государственный стандарт или технические условия	надежности
на прокат и трубы	по материалу
	$\gamma_m$
Нормативная документация, использующая статистическую процедуру контроля	1,025
свойств проката	
Для проката по нормативной документации, не использующаей статистическую процедуру контроля свойств проката с пределом текучести свыше 380 Н/мм <sup>2</sup> и для горячедеформированных труб	1,100
Для остального проката и труб, соответствующих требованиям настоящего СП	1,050
Для проката и труб, поставляемых по зарубежной нормативной документации	1,050

Значения нормативных и расчетных сопротивлений при растяжении, сжатии и изгибе листового, широкополосного универсального проката и труб приведены в таблице В.3, фасонного проката – в таблицах В.4 и В.5.

Значения расчетных сопротивлений проката смятию торцевой поверхности, местному смятию в цилиндрических шарнирах и диаметральному сжатию катков приведены в таблице В.6.

- 6.2 Расчетные сопротивления гнутых профилей следует принимать равными расчетным сопротивлениям листового проката, из которого они изготовлены.
- 6.3 Значения расчётных сопротивлений отливок из углеродистой стали следует принимать по таблице В.7.
- 6.4 Расчётные сопротивления сварных соединений для различных видов соединений и напряженных состояний следует определять по формулам, приведенным в таблице 4.

Таблица 4

Срорина		Характеристика	Расчётные		
Сварные	Напряженное состояние	расчётного	сопротивления		
соединения		сопротивления	сварных соединений		
	Сжатие, растяжение и изгиб				
	при автоматической,	По пределу	$R_{wy} = R_y$		
	механизированной или	текучести			
	ручной сварке с физическим				
	контролем качества шва				
Стыковые	1	По временному	$R_{wu} = R_u$		
		сопротивлению			
		1			
	Растяжение и изгиб при				
	автоматической,	По пределу	$R_{wy}=0.85R_y$		
	механизированной или	текучести			
	ручной сварке				
	Сдвиг	$R_{ws} = R_s$			
		По металлу	$R_{wf} = \frac{0.55R_{wun}}{}$		
С угловыми швами		шва	γ <sub>wm</sub>		
	Срез (условный)	По металлу			
		границы	$R_{wz} = 0.45 R_{un}$		
		сплавления			
Применали не Значения кооффинистор належности по металлу пра у следует принимать					

Примечание — Значения коэффициентов надёжности по металлу шва  $\gamma_{wm}$  следует принимать равными: 1,25 — при  $R_{wun} \le 490 \text{ H/mm}^2$ ; 1,35 — при  $R_{wun} \ge 590 \text{ H/mm}^2$ .

Расчётное сопротивление сварного стыкового соединения элементов из сталей с разными нормативными сопротивлениями следует принимать как для стыкового соединения из стали с меньшим значением нормативного сопротивления.

Значения нормативных ( $R_{wun}$ ) и расчётных ( $R_{wf}$ ) сопротивлений металла угловых швов приведены в таблице  $\Gamma$ .2.

6.5 Расчётные сопротивления одноболтового соединения следует определять по формулам, приведённым в таблице 5.

	_					
а	$\mathbf{n}$	П	TΧ	H	ว	`
а	٠,	JI	VI.		а	.,

Условное обозна- чение	Расчетные сопротивления одноболтовых соединений					
	срезу и растяжению болтов классов прочности					смятию соединяемых
	5.6	5.8	8.8	10.9	12.9	элементов
$R_{bs}$	$0,42R_{bun}$	$0,41R_{bun}$	0,40	$R_{bun}$	$0,35R_{bun}$	-
$R_{bt}$	$0,45R_{bun}$	-	$0,54R_{bun}$	$0,7R_{bun}$	-	-
n *					1,60R <sub>u</sub>	
$K_{bp}$			-			$1,35R_u$
	чение $R_{bs}$ $R_{bt}$ $R_{bp}^*$	$\frac{\text{срезу и}}{5.6}$ $R_{bs}$ $0,42R_{bun}$ $R_{bt}$ $0,45R_{bun}$	чение         срезу и растяжения           5.6         5.8           R <sub>bs</sub> 0,42R <sub>bun</sub> 0,41R <sub>bun</sub> R <sub>bt</sub> 0,45R <sub>bun</sub> -	чение $\begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $	чение $\begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $	чение

Значения нормативных и расчетных сопротивлений срезу и растяжению стали болтов в одноболтовых соединениях приведены в таблице  $\Gamma$ .5, а смятию элементов, соединяемых болтами, в таблице  $\Gamma$ .6.

 $6.6\,$  Расчётное сопротивление растяжению фундаментных и анкерных болтов  $R_{ba}$  следует определять по формуле

$$R_{ba} = 0.8R_{vn} \tag{1}$$

Значения расчетных сопротивлений растяжению фундаментных болтов приведены в таблице  $\Gamma$ .7.

Расчётное сопротивление растяжению U-образных болтов  $R_{bv}$ , указанных в 5.8, следует определять по формуле

$$R_{bu} = 0.85R_{yn} \tag{2}$$

6.7 Расчётное сопротивление растяжению  $R_{bh}$  высокопрочных болтов, указанных в 5.5, следует определять по формуле

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

где  $R_{bun}$  — нормативное сопротивление болта, принимаемое согласно таблице  $\Gamma$ .8.

6.8 Расчётное сопротивление растяжению высокопрочной стальной проволоки  $R_{dh}$ , применяемой в виде пучков или прядей, следует определять по формуле

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

6.9 Значение расчётного сопротивления (усилия) растяжению стального каната следует принимать равным значению разрывного усилия каната в целом, установленному государственными стандартами или техническими условиями на стальные канаты, делённому на коэффициент надежности по материалу  $\gamma_m = 1,6$ .

## 7 Расчет элементов стальных конструкций при центральном растяжении и сжатии

#### 7.1 Расчет элементов сплошного сечения

7.1.1 Расчёт на прочность элементов из стали с нормативным сопротивлением  $R_{yn} \leq 440~{\rm H/mm^2}$  при центральном растяжении или сжатии силой N следует выполнять по формуле

$$\frac{N}{A_n R_{\nu} \gamma_c} \le 1. \tag{5}$$

Расчёт на прочность растянутых элементов, эксплуатация которых возможна и после достижения металлом предела текучести, а также растянутых или сжатых элементов из стали с нормативным сопротивлением  $R_{yn} > 440 \text{ H/mm}^2$  следует выполнять по формуле (5) с заменой значения  $R_y$  на  $R_u/\gamma_u$ .

7.1.2 Расчёт на прочность сечений в местах крепления растянутых элементов из одиночных уголков, прикрепляемых одной полкой болтами, следует выполнять по формуле (5), а сечений растянутого одиночного уголка из стали с пределом текучести до  $380~{\rm H/mm^2}$ , прикрепляемого одной полкой болтами, поставленными в один ряд по оси, расположенной на расстоянии не менее 0.5b~(b~- ширина полки уголка)от обушка уголка и не менее 1.2d~(d~- диаметр отверстия для болта с учётом положительного допуска) от пера уголка, по формуле

$$\frac{N}{A_n R_u} \cdot \frac{\gamma_u}{\gamma_{c1}} \le 1,\tag{6}$$

где  $\gamma_{c1} = (\alpha_1 A_{n1} / A_n + \alpha_2) \beta$ .

Здесь  $A_n$  – площадь сечения уголка нетто;

 $A_{n1}$  – площадь части сечения прикрепляемой полки уголка между краем отверстия и пером;

 $\alpha_1, \alpha_2, \beta$  — коэффициенты, принимаемые по таблице 6.

Таблица 6

	Значения коэффициентов $\alpha_1,  \alpha_2$ и $\beta$					
Коэффи-	при одном болте и расстоянии			при <i>a</i> ≥	1,5 $d$ и $s \ge 2a$	<i>l</i> при
циенты	а, равном			количестве болтов в ряду		
	1,35d*	1,5 <i>d</i>	2 <i>d</i>	2	3	4
$\alpha_1$	1,70	1,70	1,70	1,77	1,45	1,17
$\alpha_2$	0,05	0,05	0,05	0,19	0,36	0,47
β	0,65	0,85	1,0	1,0	1,0	1,0

 $<sup>^*</sup>$  Только для элементов решеток (раскосов и распорок), кроме постоянно работающих на растяжение, при толщине полки до 6 мм.

Обозначения, принятые в таблице 6:

a – расстояние вдоль усилия от края элемента до центра ближайшего отверстия;

При расчёте тяг и поясов траверс, элементов опор ВЛ, ОРУ и КС, непосредственно примыкающих к узлам крепления проводов, а также элементов, соединяющих в стойках узлы крепления тяг и растянутых поясов траверс, коэффициент  $\gamma_{c1}$  следует уменьшить на 10%.

s — расстояние вдоль усилия между центрами отверстий.

7.1.3 Расчёт на устойчивость элементов сплошного сечения при центральном сжатии силой N и удовлетворяющих требованиям 7.3.2-7.3.9, следует выполнять по формуле

$$\frac{N}{\varphi A R_{\nu} \gamma_{c}} \le 1, \tag{7}$$

где  $\varphi$  – коэффициент устойчивости при центральном сжатии, значение которого при  $\overline{\lambda} \ge 0.6$  следует определять по формуле

$$\varphi = 0.5 \left( \delta - \sqrt{\delta^2 - 39.48 \overline{\lambda}^2} \right) / \overline{\lambda}^2. \tag{8}$$

Значение коэффициента  $\delta$  в формуле (8) следует вычислять по формуле

$$\delta = 9.87(1 - \alpha + \beta \overline{\lambda}) + \overline{\lambda}^2, \tag{9}$$

где  $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y / E}$  – условная гибкость стержня;

 $\alpha$  и  $\beta$  – коэффициенты, определяемые по таблице 7 в зависимости от типов сечений.

Значения коэффициента  $\varphi$ , вычисленные по формуле (8), следует принимать не более  $7.6/\overline{\lambda}^2$  при значениях условной гибкости свыше 3.8; 4.4 и 5.8 для типов сечений соответственно a, b и c.

При значениях  $\bar{\lambda} < 0.6$  для типов сечений a и b следует принимать  $\varphi = 1$ .

Вычисленные по формуле 8 значения коэффициента  $\varphi$  приведены в таблице Д.1.

7.1.4 Расчёт на устойчивость стержней из одиночных уголков следует выполнять с учётом требований 7.1.3. При определении гибкости этих стержней радиус инерции сечения уголка и расчётную длину следует принимать согласно требованиям 10.1.4 и 10.2.1.

При расчёте поясов и элементов решётки пространственных конструкций из одиночных уголков следует выполнять требования 16.12.

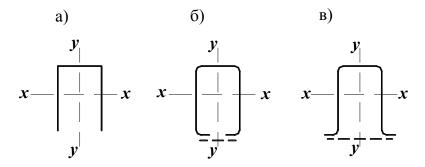
Таблица	Значения коэффициентов		
обозначение	форма	α	β
а	→ →	0,03	0,06
b		0,04	0,09
c		0,04	0,14

Примечания

<sup>1</sup> Для прокатных и сварных двутавров при расчете на устойчивость в плоскости полок следует принимать тип сечения c.

 $<sup>2\,</sup>$  Для прокатных двутавров высотой свыше  $500\,$  мм при расчете на устойчивость в плоскости стенки следует принимать тип сечения a.

7.1.5 Сжатые элементы со сплошными стенками открытого П-образного сечения (рисунок 2) следует укреплять планками или решёткой, при этом должны быть выполнены требования 7.2.2; 7.2.3; 7.2.7 и 7.2.8.



а – открытое;  $\delta$ ,  $\delta$  – укрепленные планками или решетками **Рисунок 2** – **П-образные сечения элементов** 

При отсутствии планок или решеток такие элементы, помимо расчета по формуле (7) в главных плоскостях x-x и y-y, следует проверять на устойчивость при изгибно-крутильной форме потери устойчивости по формуле

$$\frac{N}{\varphi_c A R_v \gamma_c} \le 1; \tag{10}$$

здесь  $\varphi_c$  – коэффициент, принимаемый равным

$$\varphi_c = \varphi_1$$
 при  $\varphi_1 \le 0.85$ ;

 $\varphi_c = 0.68 + 0.21 \ \varphi_1 \le 1$  при  $\varphi_1 > 0.85$ , где значение  $\varphi_1$  следует вычислять по формуле

$$\varphi_1 = 7.6 c_{max} / \overline{\lambda}_v^2. \tag{11}$$

В формуле (11) коэффициент  $c_{max}$  следует определять согласно приложению Д. 7.1.6 Соединение пояса со стенкой в центрально-сжатом элементе составного сплошного сечения следует рассчитывать по формулам таблицы 43 раздела 14.4 на сдвиг от условной поперечной силы  $Q_{fic}$ , определяемой по формуле (18), при этом коэффициент  $\varphi$  следует принимать в плоскости стенки.

#### 7.2 Расчет элементов сквозного сечения

- 7.2.1 Расчёт на прочность элементов сквозного сечения при центральном растяжении и сжатии следует выполнять по формуле (5), где  $A_n$  площадь сечения нетто всего стержня.
- 7.2.2 Расчёт на устойчивость сжатых стержней сквозного сечения, ветви которых соединены планками или решётками, следует выполнять по формуле (7); при этом коэффициент  $\varphi$  относительно свободной оси (перпендикулярной плоскости планок или решёток) следует определять по формулам (8) и (9) для сечений типа b с заменой в них  $\overline{\lambda}$  на  $\overline{\lambda}_{ef}$ . Значение  $\overline{\lambda}_{ef}$  следует определять в зависимости от значений  $\lambda_{ef}$ , приведенных в таблице 8 для стержней с числом панелей не менее шести.

Расчёт на устойчивость сквозных стержней с числом панелей менее шести следует выполнять:

при планках – как расчёт рамных систем; при решётках – согласно требованиям 7.2.5.

7.2.3 В сквозных стержнях с планками условная гибкость отдельной ветви  $\overline{\lambda}_{b1}$ ,  $\overline{\lambda}_{b2}$  или  $\overline{\lambda}_{b3}$  (см. таблицу 8) на участке между сварными швами или крайними болтами, прикрепляющими планки, должна быть не более 1,4.

При наличии в одной из плоскостей сплошного листа вместо планок (см. рисунок 2,  $\delta$  и  $\epsilon$ ) гибкость ветви следует вычислять по радиусу инерции полусечения относительно его центральной оси, перпендикулярной плоскости планок.

7.2.4 В сквозных стержнях с решётками помимо расчёта на устойчивость стержня в целом следует проверять устойчивость отдельных ветвей на участках между узлами. При необходимости следует учитывать влияние моментов в узлах, например, от расцентровки элементов решётки.

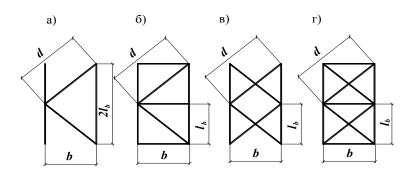
В сквозных стержнях с решётками условная гибкость отдельных ветвей между узлами должна быть не более 2,7 и не должна превышать условную приведенную гибкость  $\bar{\lambda}_{ef}$  стержня в целом.

Принимать более высокие значения условной гибкости ветвей, но не более 4,1, следует при условии, что расчёт таких стержней выполнен согласно требованиям 7.2.5.

7.2.5 Расчёт сквозных стержней с решётками с учётом указанных в 7.2.2 и 7.2.4 допущений следует выполнять по формуле (7) с заменой в ней значения  $R_y$  на  $R_{yd} = \varphi_1 R_y$ .

При этом коэффициент устойчивости  $\varphi_1$  для отдельной ветви при  $\lambda_b \leq 2.7$  следует принимать равным 1,0, а при  $\overline{\lambda}_b \geq 3.2$  — определять по формуле (8) при расчётной длине  $l_{ef}=0.7l_b$ , где  $l_b$  — длина ветви (на рисунке 3,а длина ветви — 2  $l_b$ ).

В интервале условных гибкостей  $2,7 < \overline{\lambda}_b < 3,2$  значение  $\varphi_1$  следует определять линейной интерполяцией между 1,0 и значением  $\varphi_1$  при  $\overline{\lambda}_b = 3,2$ .



a – треугольная; б – треугольная с распорками; в – крестовая; г – крестовая с распорками **Рисунок 3** – Схемы решеток сквозных стержней:

Таблипа 8

Таблиц	ia o				
Тип	Схема сечения	Приведенная гибкость $\lambda_{e\!f}$ стержня сквозного сечения			
сечения	Chemic Co Tellini	с планками	с решетками		
1	$x - \begin{vmatrix} y \\ \end{vmatrix} - x$ $\begin{vmatrix} -y \\ - \end{vmatrix} - \begin{vmatrix} -y \\ b \end{vmatrix}$	$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + 0.82(1+n)\lambda_{b1}^2}$ , (12) где $n = \frac{I_{b1}b}{I_s I_b}$	$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \alpha \frac{A}{A_{d1}}}$ , (15) где $\alpha = 10 \frac{d^3}{b^2 l_b}$		
2	$ \begin{array}{c c} 2 & & & & \\ x & & & & \\ \hline                            $	$m{\lambda}_{ef} = \sqrt{m{\lambda}_{max}^2 + 0.82 igl[ (1 + m{n}_1) m{\lambda}_{b1}^2 + (1 + m{n}_2) m{\lambda}_{b2}^2 igr]},  (13)$ где $m{n}_1 = rac{m{I}_{b1} m{b}_1}{m{I}_{s1} m{I}_b};  m{n}_2 = rac{m{I}_{b2} m{b}_2}{m{I}_{s2} m{I}_b}$	$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_{max}^2 + (\alpha_1 + \alpha_2 \frac{A_{d1}}{A_{d2}}) \frac{A}{A_{d1}}}, \qquad (16)$ где $\alpha_1 = 10 \frac{d_1^3}{b_1^2 l_b}$ ; $\alpha_2 = 10 \frac{d_2^3}{b_2^2 l_b}$ (d <sub>1</sub> и d <sub>2</sub> относятся к сторонам соответственно b <sub>1</sub> и b <sub>2</sub> )		
3	3 - 3 x x b = -y	$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_{max}^2 + 0.82(1 + 3n_3)\lambda_{b3}^2}$ , (14) где $n_3 = \frac{I_{b3}b}{I_s I_b}$	$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_{max}^2 + 0.67 \alpha \frac{A}{A_{d3}}},$ (17) где $\alpha = 10 \frac{d^3}{b^2 l_b}$		

 $\lambda_{v}$  – гибкость сквозного стержня в целом в плоскости, перпендикулярной оси v - v;

 $\lambda_{max}$  — наибольшая из гибкостей сквозного стержня в целом в плоскостях, перпендикулярных осям x - x или y - y;

 $\lambda_{b1}$ ,  $\lambda_{b2}$ ,  $\lambda_{b3}$  – гибкости отдельных ветвей при изгибе в плоскостях, перпендикулярных осям соответственно 1-1, 2-2 и 3-3, на участках между сварными швами или крайними болтами, прикрепляющими планки;

b,  $(b_1, b_2)$  – расстояние между осями ветвей;

d,  $l_b$  – размеры, определяемые по рисункам 3 и 4;

A — площадь сечения всего стержня;

 $A_{d1}$ ,  $A_{d2}$  – площади сечений раскосов решеток (при крестовой решетке – двух раскосов), расположенных соответственно в плоскостях, перпендикулярных осям 1-1 и 2-2;

 $A_{d3}$  – площадь сечения раскоса решетки (при крестовой решетке – двух раскосов), лежащей в плоскости одной грани (для трехгранного равностороннего стержня);

 $I_{b1}$ ,  $I_{b3}$  – моменты инерции сечения ветвей относительно осей соответственно 1–1 и 3–3 (для сечений типов 1 и 3);

 $I_{b1}$ ,  $I_{b2}$  – то же, двух уголков относительно осей соответственно 1–1 и 2–2 (для сечения типа 2);

 $I_s$  – момент инерции сечения одной планки относительно собственной оси x-x (рисунок 4; для сечений типов 1 и 3);

 $I_{s1}$ ,  $I_{s2}$  – момент инерции сечения одной из планок, расположенных в плоскостях, перпендикулярных осям соответственно 1–1 и 2–2 (для сечения типа 2).

 $\Pi$  р и м е ч а н и е - К типу 1 также следует относить сечения, у которых вместо швеллеров применены двутавры, трубчатые и другие профили для одной или обеих ветвей; при этом оси y-y и 1-1 должны проходить через центры тяжести соответственно сечения в целом и отдельной ветви, а значения n и  $\lambda_{b1}$  в формуле (12) должны обеспечить наибольшее значение  $\lambda_{ef}$ .

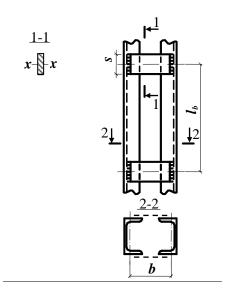


Рисунок 4 - Сквозной стержень с планками

7.2.6 Расчёт стержней составных сечений из уголков, швеллеров и др., соединенных стенками вплотную или через прокладки, следует выполнять как сплошностенчатых при условии, что участки между соединяющими сварными швами или центрами крайних болтов не превышают для сжатых элементов 40i и для растянутых 80і. Здесь радиус инерции сечения і уголка или швеллера следует принимать для тавровых или двугавровых сечений относительно оси, параллельной плоскости расположения прокладок, а для крестовых сечений – минимальный.

При этом в пределах длины сжатого элемента следует предусматривать не менее двух промежуточных связей (прокладок).

Расчёт соединительных планок и элементов решёток сжатых стержней сквозного сечения следует выполнять на условную поперечную силу  $Q_{fic}$ , принимаемую постоянной по всей длине стержня и определяемую по формуле

$$Q_{fic} = 7.15 \cdot 10^{-6} (2330 - E / R_{v}) N / \varphi, \qquad (18)$$

где N – продольное усилие в сквозном стержне;

 $\varphi$  – коэффициент устойчивости при центральном сжатии (для сечения типа  $\theta$ ),

принимаемый при расчёте сквозного стержня в плоскости планок или решеток. Условную поперечную силу  $Q_{fic}$  следует распределять:

при наличии только соединительных планок (решёток) - поровну между планками (решётками), лежащими в плоскостях, перпендикулярных оси, относительно которой производится проверка устойчивости;

при наличии сплошного листа и соединительных планок (решёток) – пополам между листом и планками (решётками), лежащими в плоскостях, параллельных листу;

при расчёте равносторонних трехгранных сквозных стержней – равной  $0.8~Q_{fic}$  для каждой системы соединительных планок (решёток), расположенной в одной грани.

7.2.8 Расчёт соединительных планок и их прикреплений (см. рисунок 4) должен выполняться, как расчёт элементов безраскосных ферм, на совместное действие силы  $F_s$ , срезывающей планку, и момента  $M_s$ , изгибающего планку в её плоскости, значения которых следует определять по формулам:

$$F_s = Q_s l_b / b;$$
 (19)  
 $M_s = Q_s l_b / 2,$  (20)

$$M_s = Q_s l_b / 2, (20)$$

где  $Q_s$  – условная поперечная сила, приходящаяся на планку одной грани.

7.2.9 Расчёт элементов соединительных решеток составных стержней следует выполнять как расчёт элементов решёток плоских ферм. При расчете раскосов решёток по рисунку 3 усилие в раскосе следует определять по формуле

$$N_d = \alpha_1 Q_s d / b, \tag{21}$$

где  $\alpha_1$ -коэффициент, принимаемый равным: 1,0 для решётки по рисункам 3, a,  $\delta$  и 0,5 – по рисунку 3,  $\epsilon$ ;

 $Q_s$  –условная поперечная сила, приходящаяся на одну плоскость решётки.

При расчёте раскосов крестовой решётки с распорками (рисунок 3, г) следует учитывать дополнительное усилие  $N_{ad}$ , возникающее в каждом раскосе от обжатия ветвей и определяемое по формуле

$$N_{ad} = \alpha_2 N_b A_d / A_b , \qquad (22)$$

где  $\alpha_2 = d l_b^2 / (2b^3 + d^3) - здесь b, l_b, d$  – размеры, указанные на рисунке 3;

 $N_b$  – усилие в одной ветви стержня;

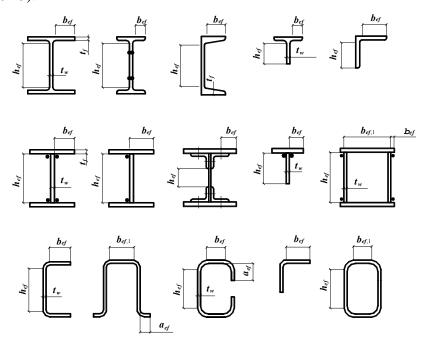
 $A_d$ ,  $A_b$  – площадь сечения одного раскоса и одной ветви соответственно.

7.2.10 Расчёт стержней, предназначенных для уменьшения расчетной длины сжатых элементов, должен выполняться на усилие, равное условной поперечной силе в основном сжатом элементе, определяемой по формуле (18).

Расчёт распорок, предназначенных для уменьшения расчётной длины ветвей колонн в плоскости, перпендикулярной плоскости поперечных рам, при наличии нагрузок от мостовых или подвесных кранов, следует выполнять на условную поперечную силу, определяемую по формуле (18), где значение N следует принимать равным сумме продольных сил в двух ветвях колонн, соединенных распоркой.

## 7.3 Проверка устойчивости стенок и поясных листов центрально-сжатых элементов сплошного сечения

7.3.1 При проверке устойчивости стенок в качестве расчётной высоты  $h_{ef}$  следует принимать (рисунок 5):



**Рисунок 5** – Расчетные размеры стенок, свесов полок, поясных листов в прокатных, составных и гнутых профилях

полную высоту стенки – в сварных элементах;

расстояние между ближайшими к оси элемента краями поясных уголков – в элементах с фрикционными поясными соединениями;

расстояние между началами внутренних закруглений – в прокатных профилях; расстояние между краями выкружек – в гнутых профилях.

- 7.3.2 Устойчивость стенок центрально-сжатых элементов сплошного сечения следует считать обеспеченной, если условная гибкость стенки  $\overline{\lambda}_{w} = (h_{ef}/t_{w}) \sqrt{R_{y}/E}$  не превышает значений предельной условной гибкости  $\overline{\lambda}_{uw}$ , определяемых по формулам таблицы 9. Более гибкие стенки следует применять при подтверждении их устойчивости (теоретическим или опытным путём).
- 7.3.3 Стенки центрально-сжатых элементов сплошного сечения (колонн, стоек, опор и т.п.) при  $\overline{\lambda}_w \ge 2,3$ , за исключением рассчитанных с учетом геометрической нелинейности конструкций, следует укреплять поперечными рёбрами жёсткости с шагом от  $2,5h_{ef}$  до  $3h_{ef}$ .

В сплошностенчатых ветвях колонн сквозного сечения рёбра жесткости следует устанавливать только в узлах крепления соединительных решёток (планок).

T	a	б	Л	И	Ц	a	9
---	---	---	---	---	---	---	---

Сечение	Условная гибкость $\overline{\lambda}$	Предельная условная гибкость стенки $\overline{\lambda}_{uw}$
	≤ 2	$1,30 + 0,15 \ \overline{\lambda}^2 \tag{23}$
	> 2	$1,20 + 0,35 \ \overline{\lambda} \le 2,3 \tag{24}$
	≤ 1	1,2 (25)
	> 1	$1,0+0,2 \ \overline{\lambda} \le 1,6 \tag{26}$
	≤ 0,8	1,0 (27)
	> 0,8	$0.85 + 0.19 \ \overline{\lambda} \le 1.6 \tag{28}$
	$0.8 \le \overline{\lambda} \le 4$	$(0,40+0,07\overline{\lambda})(1+0,25\sqrt{2-b_f/h_{ef}})$ (29)

Обозначения, принятые в таблице 9:

 $b_f$  — ширина полки тавра.

Примечания

- 1 В коробчатом сечении значение  $\overline{\lambda}_{uw}$  следует определять для пластинок, расположенных параллельно плоскости, в которой проверяется устойчивость элемента в целом.
  - 2 В тавровом сечении должно соблюдаться условие 1  $\leq \boldsymbol{b}_f \, / \, \boldsymbol{h}_{e\!f} \leq 2; \quad$  при  $\overline{\lambda} \, < 0.8$  или
- $\overline{\lambda}$  > 4 в формуле (29) следует принимать соответственно  $\overline{\lambda}$  = 0,8 или  $\overline{\lambda}$  = 4.
- 3 Знак « $\leq$ » в формулах означает, что значение  $\overline{\lambda}_{uw}$  в случае его превышения при расчёте по формуле следует принимать равным указанному в правой части.

 $<sup>\</sup>lambda$  – условная гибкость элемента, принимаемая в расчете на устойчивость при центральном сжатии;

В стенке, укрепленной только поперечными рёбрами, ширина их выступающей части  $b_r$  должна быть для парного симметричного ребра не менее  $(h_{ef}/30+40)$  мм, для одностороннего ребра — не менее  $(h_{ef}/20+50)$  мм; толщина ребра  $t_r$  должна быть не менее  $2b_r\sqrt{R_v/E}$ .

При укреплении стенки односторонними поперечными рёбрами жёсткости одиночные уголки следует приваривать к стенке пером. Момент инерции такого ребра, вычисляемый относительно оси, совпадающей с ближайшей к ребру гранью стенки, должен быть не менее чем для парного симметричного ребра.

 $7.3.4~\mathrm{B}$  центрально-сжатых элементах двутаврового сечения с расчётной высотой стенки  $h_{ef}$  в случае укрепления стенки продольным ребром жёсткости, расположенным посередине и имеющим момент инерции сечения  $I_{rl.}$ 

при  $\frac{I_{rl}}{h_{ef}t_w^3} \le 6$ , следует значение  $\overline{\lambda}_{uw}$ , установленное в 7.3.2, умножить на коэффициент

$$\beta = 1 + 0.4 \frac{I_{rl}}{h_{ef} t_w^3} \left( 1 - 0.1 \frac{I_{rl}}{h_{ef} t_w^3} \right). \tag{30}$$

При расположении ребра с одной стороны стенки его момент инерции следует вычислять относительно оси, совпадающей с ближайшей гранью стенки.

В случае выполнения продольного ребра в виде гофра стенки при вычислении  $h_{e\!f}$  следует учитывать развернутую длину гофра.

Продольные рёбра жёсткости следует включать в расчётные сечения элементов.

Минимальные размеры выступающей части продольных рёбер жёсткости следует принимать как для поперечных рёбер согласно требованиям 7.3.3.

7.3.5 При расчёте центрально- и внецентренно-сжатых стержней сплошного сечения в случаях, когда фактическое значение условной гибкости стенки  $\overline{\lambda}_{w} = (h_{ef} / t_{w}) \sqrt{R_{v}/E}$  превышает (при центральном сжатии не более чем в 2 раза)

значение предельной условной гибкости стенки  $\overline{\lambda}_{uw}$ , полученное согласно требованиям 7.3.2, а также 9.4.2 и 9.4.3, в формулах (7), а также (109), (111), (115), (116), (120) и (121) допускается принимать расчётную уменьшенную площадь сечения  $A_d$  взамен A.

7.3.6 Значение  $A_d$  следует вычислять по формулам:

для двутаврового и швеллерного сечений

$$A_d = A - (h_{ef} - h_d) t_w, (31)$$

для коробчатого сечения:

при центральном сжатии

$$A_d = A - 2(h_{ef} - h_d) t_w - 2(b_{ef,1} - b_d) t_f; (32)$$

при внецентренном сжатии

$$A_d = A - 2(h_{ef} - h_d) t_w. (33)$$

В формулах (31) – (33) обозначено:

 $h_{ef}$  и  $h_d$  — расчётная и уменьшенная высота стенки, расположенной параллельно плоскости, в которой проверяется устойчивость;

 $b_{\it ef,1}$  и  $b_d$  — расчётная и уменьшенная ширина пояса коробчатого сечения, расположенного перпендикулярно плоскости, в которой проверяется устойчивость.

Значение  $h_d$  в центрально-сжатых элементах следует вычислять по формулам: лля лвутаврового сечения

$$h_d = t_w \left[ \overline{\lambda}_{uw} - (\overline{\lambda}_w / \overline{\lambda}_{uw} - 1)(\overline{\lambda}_{uw} - 1, 2 - 0, 15\overline{\lambda}) \right] \sqrt{E/R_y}, \qquad (34)$$

где при  $\overline{\lambda} > 3,5$  следует принимать  $\overline{\lambda} = 3,5;$ 

для коробчатого сечения

$$h_d = t_w \left[ \overline{\lambda}_{uw} - (\overline{\lambda}_w / \overline{\lambda}_{uw} - 1)(\overline{\lambda}_{uw} - 2.9 - 0.2 \overline{\lambda} + 0.7 \overline{\lambda}_w) \right] \sqrt{E/R_v} , \qquad (35)$$

где при  $\overline{\lambda} > 2,3$  следует принимать  $\overline{\lambda} = 2,3;$ 

для швеллерного сечения

$$h_d = t_w \ \overline{\lambda}_{uw} \sqrt{E/R_v} \ . \tag{36}$$

Значения  $\bar{\lambda}$  и  $\bar{\lambda}_{uw}$  в формулах (34) — (36) для центрально-сжатых элементов следует принимать согласно требованиям 7.3.2. При вычислении значения  $b_d$  для коробчатого сечения по формуле (35) вместо  $h_d$ ,  $t_w$ ,  $\bar{\lambda}_{uw}$  и  $\bar{\lambda}_w$  следует принимать соответственно  $b_d$ ,  $t_f$ ,  $\bar{\lambda}_{uf,1}$  и  $\bar{\lambda}_{f,1} = (b_{ef,1}/t_f) \sqrt{R_y/E}$ , при этом значение  $\bar{\lambda}_{uf,1}$  следует определять согласно требованиям 7.3.10.

Значение  $h_d$  для внецентренно-сжатых элементов двугаврового и коробчатого сечений следует вычислять по формулам соответственно (34) и (35); при этом в этих формулах значения  $\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_x$  и  $\bar{\lambda}_{uw}$  следует принимать согласно требованиям 9.4.2.

7.3.7 При проверке устойчивости поясных листов в качестве расчётной ширины свеса  $b_{ef}$  следует принимать расстояние:

от грани стенки до края поясного листа (полки) – в сварных элементах;

от оси крайнего болта в поясе до края поясного листа — в элементах с фрикционными поясными соединениями;

от начала внутреннего закругления до края полки – в прокатных профилях;

от края выкружки до края полки – в гнутых профилях (см. рисунок 5).

7.3.8 Устойчивость поясных листов и полок центрально-сжатых элементов сплошного сечения следует считать обеспеченной, если условная гибкость свеса пояса (полки)  $\overline{\lambda}_f = (b_{ef} / t_f) \sqrt{R_y/E}$  не превышает значений предельной условной гибкости свеса пояса (полки)  $\overline{\lambda}_{uf}$ , определяемых по формулам таблицы 10, в которых при значениях  $\overline{\lambda} < 0.8$  или  $\overline{\lambda} > 4$  следует принимать соответственно  $\overline{\lambda} = 0.8$  или  $\overline{\lambda} = 4$ .

Таблица 10

	Сечение	Предельная условная гибкость свеса при гибкости элемента 0,	_
I	T	$0,36 + 0,10 \overline{\lambda}$	(37)
		$0,43 + 0,08 \overline{\lambda}$	(38)
		$0,40 + 0,07 \overline{\lambda}$	(39)
b <sub>ef</sub> b	p <sub>el</sub>	$0.85 + 0.19 \overline{\lambda}$	(40)

Обозначение, принятое в таблице 10:

П р и м е ч а н и е. Для свесов (отгибов) полок (см. рис. 5) предельные значения условной гибкости  $\lambda_{uf}$ , вычисленные по формулам (37) и (38), следует умножать на коэффициент 1,5, а по формуле (39) — на 1,6.

 $<sup>\</sup>overline{\lambda}$  — условная гибкость элемента, принимаемая в расчете на устойчивость при центральном сжатии.

- 7.3.9 В центрально-сжатых элементах коробчатого сечения предельную условную гибкость поясного листа  $\overline{\lambda}_{uf,\ 1}$  следует принимать по таблице 9, как для стенок коробчатого сечения:  $\overline{\lambda}_{uf,\ 1} = (b_{ef,1}/t_f) \sqrt{R_v/E}$ .
- 7.3.10 Высота отгиба полки (стенки)  $a_{ef}$  (см. рисунок 5) должна быть не менее 0,3  $b_{ef}$  в элементах, не усиленных планками, и 0,2  $b_{ef}$  в элементах, усиленных планками (см. таблицу 10); при этом толщина ребра должна быть не менее  $2a_{ef}\sqrt{R_v/E}$ .
- 7.3.11 При назначении сечений центрально-сжатых элементов по предельной гибкости (в соответствии с требованиями раздела 10.4) значения предельных условных гибкостей стенки  $\overline{\lambda}_{uw}$  и поясов  $\overline{\lambda}_{uf}$  ( $\overline{\lambda}_{uf,1}$ ), определяемых соответственно по таблицам 9 и 10, следует увеличивать умножением на коэффициент  $\sqrt{\varphi AR_y/N}$ , но не более чем на 1,25.

#### 8 Расчет элементов стальных конструкций при изгибе

#### 8.1 Общие положения расчета

В зависимости от назначения и условий эксплуатации конструкций расчёт изгибаемых элементов (балок) следует выполнять без учёта или с учётом пластических деформаций в соответствии с подразделением элементов на три класса согласно 4.2.7.

Балки 1-го класса следует применять для всех видов нагрузок и рассчитывать в пределах упругих деформаций; балки 2-го и 3-го классов следует применять для статических нагрузок и рассчитывать с учётом развития пластических деформаций.

Балки крановых путей под краны групп режимов работы 1K-8K по ГОСТ 25546 при расчёте на прочность следует относить к 1-му классу.

Бистальные балки следует относить ко 2-му классу и рассчитывать с учётом ограниченных пластических деформаций в стенке, значения которых следует определять при достижении расчётного сопротивления  $R_{yf}$  в поясах, выполненных из более прочной стали.

#### 8.2 Расчет на прочность изгибаемых элементов сплошного сечения

8.2.1 Расчёт на прочность балок 1-го класса следует выполнять по формулам: при действии момента в одной из главных плоскостей

$$\frac{M}{W_{n,min}R_{\nu}\gamma_{c}} \leq 1; \tag{41}$$

при действии в сечении поперечной силы

$$\frac{QS}{It_{w}R_{s}\gamma_{c}} \leq 1; \tag{42}$$

при действии моментов в двух главных плоскостях (и наличии бимомента)

$$\frac{\boldsymbol{M}_{x}}{\boldsymbol{I}_{xn}\boldsymbol{R}_{y}\boldsymbol{\gamma}_{c}}\boldsymbol{y} \quad \pm \quad \frac{\boldsymbol{M}_{y}}{\boldsymbol{I}_{yn}\boldsymbol{R}_{y}\boldsymbol{\gamma}_{c}}\boldsymbol{x} \quad \pm \quad \frac{\boldsymbol{B}\cdot\boldsymbol{\omega}_{k}}{\boldsymbol{I}_{\omega}\boldsymbol{R}_{y}\boldsymbol{\gamma}_{c}} \leq 1,\tag{43}$$

где х и у – расстояния от главных осей до рассматриваемой точки сечения;

 $\omega_k$  – секториальная координата;

при одновременном действии в стенке балки момента и поперечной силы

$$\frac{0.87}{R_{\nu}\gamma_{c}}\sqrt{\sigma_{x}^{2}-\sigma_{x}\sigma_{y}+\sigma_{y}^{2}+3\tau_{xy}^{2}} \leq 1, \quad \tau_{xy}/R_{s}\gamma_{c} \leq 1, \quad (44)$$

где  $\sigma_{\!x} = M_x \ y \ / \ I_{xn}$  – нормальное напряжение в срединной плоскости стенки, параллельное продольной оси балки;

 $\sigma_y$  – то же, перпендикулярное продольной оси балки, в том числе  $\sigma_{loc}$ , определяемое по формуле (47);

 $\tau_{xy} = QS/(It_w)$  – касательное напряжение в стенке.

Напряжения  $\sigma_x$  и  $\sigma_y$ , принимаемые в формуле (44) со своими знаками, а также  $\tau_{xy}$  следует определять в одной и той же точке стенки балки.

В балках, рассчитываемых по формуле (43), значения напряжений в стенке балки должны быть проверены по формуле (44) в двух главных плоскостях изгиба.

При ослаблении стенки отверстиями для болтов левую часть формулы (42), а также значение  $\tau_{xy}$  в формуле (44), следует умножать на коэффициент  $\alpha$ , определяемый по формуле

$$\alpha = s / (s - d), \tag{45}$$

где s – шаг отверстий в одном ряду;

d – диаметр отверстия.

8.2.2 Расчёт на прочность стенки балки, не укрепленной ребрами жёсткости, при действии местного напряжения  $\sigma_{loc}$  в местах приложения нагрузки к верхнему поясу, а также в опорных сечениях балки, следует выполнять по формуле

$$\frac{\sigma_{loc}}{R_{\nu}\gamma_{c}} \leq 1, \tag{46}$$

где  $\sigma_{loc} = F / (l_{ef} t_w)$ .

(47)

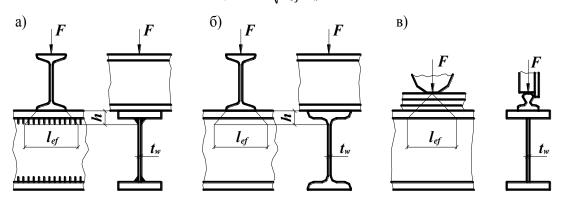
Здесь F – расчётное значение нагрузки (силы);

 $l_{ef}$  — условная длина распределения нагрузки, определяемая по формулам: для случаев по рисунку 6,a и  $\delta$ 

$$l_{ef} = b + 2h; (48)$$

для случая по рисунку 6,в

$$l_{ef} = \psi \sqrt[3]{I_{1f}/t_w} , \qquad (49)$$



а – сварная балка; б – прокатная балка; в – сварная или прокатная балки при нагрузке от колеса крана

#### Рисунок 6 – Схемы распределения сосредоточенной нагрузки на стенку балки

- где h размер, равный сумме толщины верхнего пояса балки и катета поясного шва, если нижняя балка сварная (см. рисунок 6,а), либо р асстоянию от наружной грани полки до начала внутреннего закругления стенки, если нижняя балка прокатная (см. рисунок 6,б);
  - $\psi$  коэффициент, принимаемый равным: 3,25 для сварных и прокатных балок; 4,5 для балок с фрикционными поясными соединениями;
  - $I_{lf}$  сумма собственных моментов инерции пояса балки и кранового рельса или момент инерции сечения, состоящего из пояса и рельса в случае приварки рельса швами, обеспечивающими совместную работу пояса и рельса.

8.2.3 Расчёт на прочность разрезных балок 2-го и 3-го классов двутаврового и коробчатого сечений (рисунок 7) из стали с нормативным сопротивлением  $R_{vn} \leq 440 \text{ H/мм}^2$  при соблюдении требований 8.4.6, 8.5.8, 8.5.9 и 8.5.18 и при касательных напряжениях  $\tau_x = Q_x / A_w \le 0.9 R_s$  (кроме опорных сечений) следует выполнять по формулам:

при изгибе в плоскости наибольшей жёсткости ( $I_x > I_y$ )

$$\frac{M_x}{c_x \beta W_{xn,min} R_y \gamma_c} \le 1; \tag{50}$$

при изгибе в двух главных плоскостях и напряжениях  $\tau_y = Q_y / (2A_f) \le 0.5 R_s$ 

$$\frac{M_x}{c_x \beta W_{xn,min} R_y \gamma_c} + \frac{M_y}{c_y W_{yn,min} R_y \gamma_c} \le 1.$$
 (51)

Здесь  $M_x$ ,  $M_y$  – абсолютные значения изгибающих моментов;

 $c_x$ ,  $c_y$  – коэффициенты, принимаемые согласно таблице Е.1;

 $\beta$  – коэффициент, принимаемый равным:

 $\tau_x \leq 0.5 R_s$  $\beta = 1$ ; при  $0.5 R_s < \tau_x \le 0.9 R_s$ 

$$\beta = 1 - \frac{0.20}{\alpha_f + 0.25} \left(\frac{\tau_x}{R_s}\right)^4 , \qquad (52)$$

где  $\alpha_f = A_f/A_w$  – отношение площади сечения пояса к площади сечения стенки (для несимметричного сечения  $A_f$  – площадь меньшего пояса; для коробчатого сечения  $A_w$  – суммарная площадь сечений двух стенок).

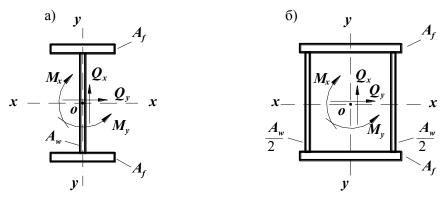


Рисунок 7 – Схемы двугаврового (а) и коробчатого (б) сечений балок с действующими на них усилиями

При расчёте сечения в зоне чистого изгиба в формулах (50) и (51) следует принимать  $\beta = 1$  и вместо коэффициентов  $c_x$  и  $c_y$  соответственно

$$c_{xm} = 0.5 (1 + c_x); \quad c_{ym} = 0.5 (1 + c_y).$$
 (53)

Расчёт на прочность в опорном сечении балок (при  $M_x = 0$  и  $M_y = 0$ ) следует выполнять по формулам:

$$\frac{Q_x}{A_w R_s \gamma_c} \le 1 \tag{54}$$

$$\frac{Q_{x}}{A_{w}R_{s}\gamma_{c}} \leq 1$$

$$\frac{Q_{y}}{2A_{f}R_{s}\gamma_{c}} \leq 1.$$
(54)

При ослаблении стенки отверстиями для болтов левую часть формул (54) и (55) следует умножать на коэффициент  $\alpha$ , определяемый по формуле (45).

С целью установления размеров минимальных сечений составных балок коэффициенты сх и су следует принимать меньше значений, приведенных в таблице Е.1, но не менее 1,0. Методика подбора минимальных сечений изгибаемых элементов приведена в СП ( XXX.1325800.2016).

- 8.2.4 Расчёт на прочность разрезных балок переменного сечения согласно 8.2.3 с учетом пластических деформаций допускается выполнять только в одном сечении с наиболее неблагоприятным сочетанием усилий M и Q; в остальных сечениях балки расчёт следует выполнять при значениях коэффициентов  $c_x$  и  $c_y$  меньших, чем в таблице E.1, или согласно 8.2.1.
- 8.2.5 Расчёт на прочность неразрезных и защемленных балок постоянного двутаврового и коробчатого сечений с двумя осями симметрии, изгибаемых в плоскости наибольшей жесткости, со смежными пролетами, отличающимися не более чем на 20 %, при соблюдении требований 8.4.6, 8.5.8, 8.5.9 и 8.5.18 следует выполнять по формуле (50) как сечений 2-го класса с учётом частичного перераспределения опорных и пролетных моментов.

В этом случае расчётное значение момента следует определять по формуле  $M = 0.5 \ (M_{max} + M_{ef}),$  (56)

где  $M_{max}$  — наибольший изгибающий момент в пролёте или на опоре, определяемый из расчета неразрезной балки в предположении упругой работы стали;

 $M_{ef}$  — условный изгибающий момент, равный:

а) в неразрезных балках с шарнирно опертыми концами большему из значений:

$$M_{ef} = max \left\{ \frac{M_1}{1 + a/l} \right\}; (57)$$

$$M_{ef} = 0.5M_2$$
, (58)

где символ max означает, что следует найти максимум всего следующего за ним выражения;

- $M_1$  изгибающий момент в крайнем пролете, вычисленный как в шарнирно опертой однопролетной балке;
  - a расстояние от сечения, в котором действует момент  $M_1$ , до крайней опоры;
  - l длина крайнего пролета;
- $M_2$  максимальный изгибающий момент в промежуточном пролете, вычисленный как в шарнирно опертой однопролетной балке;
- б) в однопролетных и неразрезных балках с защемленными концами  $M_{ef} = 0.5 M_3$ , где  $M_3$  наибольший из моментов, вычисленных как в балках с шарнирами на опорах;
- в) в балке с одним защемленным и другим свободно опертым концом значение  $M_{ef}$  следует определять по формуле (57).

Значение  $\tau_x$  в формуле (52) следует вычислять в сечении, где действует  $M_{max}$ ; если  $M_{max}$  – момент в пролете, следует проверить опорное сечение балки.

- 8.2.6 Расчёт на прочность неразрезных и защемленных балок, удовлетворяющих 8.2.5, в случае изгиба в двух главных плоскостях следует выполнять по формуле (51) с учётом перераспределения опорных и пролетных моментов в двух главных плоскостях согласно указаниям 8.2.5.
- 8.2.7 Расчёт на прочность неразрезных и защемленных балок, удовлетворяющих требованиям 8.2.5, 8.4.6, 8.5.8, 8.5.9 и 8.5.18, следует выполнять по формуле (50) как сечений 3-го класса с учётом перераспределения изгибающих моментов и образования условных пластических шарниров, а также влияния касательных напряжений  $\tau_x$  в соответствии с 8.2.3 в сечениях с максимальным изгибающим моментом.

8.2.8 Расчёт на прочность бистальных разрезных балок двутаврового и коробчатого сечений с двумя осями симметрии при соблюдении требований 8.4.4, 8.5.9 и 8.5.17 и при касательных напряжениях  $\tau_x \le 0.9~R_s$  и  $\tau_y \le 0.5~R_s$  (кроме опорных сечений) следует выполнять как расчёт сечений 2-го класса по формулам:

при изгибе в одной главной плоскости

$$\frac{M_x}{c_{xr}\beta_r W_{xn}R_{yw}\gamma_c} \le 1; \tag{59}$$

при изгибе в двух главных плоскостях

$$\frac{\boldsymbol{M}_{x}}{\boldsymbol{c}_{xr}\boldsymbol{\beta}_{r}\boldsymbol{W}_{xn}\boldsymbol{R}_{vw}\boldsymbol{\gamma}_{c}} + \frac{\boldsymbol{M}_{y}}{\boldsymbol{c}_{vr}\boldsymbol{W}_{vn}\boldsymbol{R}_{vr}\boldsymbol{\gamma}_{c}} \leq 1. \tag{60}$$

В формулах (59) и (60) обозначено:

$$c_{xr} = (\alpha_f r + 0.25 - 0.0833/r^2) / (\alpha_f + 0.167), \tag{61}$$

где  $\alpha_f = A_f / A_w$ ;  $r = R_{yf} / R_{yw}$ ;

 $\beta_r$  – коэффициент, принимаемый равным:

при  $\tau_x \le 0.5 R_s$   $\beta_r = 1$ ;

при  $0.5 R_s < \tau_x < 0.9 R_s$ 

$$\beta_r = 1 - \frac{0.2}{\alpha_f r + 0.25} \left( \frac{\tau_x}{R_{sw}} \right)^4; \tag{62}$$

 $c_{yr}$  — коэффициент, принимаемый равным 1,15 — для двутаврового сечения и 1,05/r — для коробчатого сечения.

Расчёт бистальных балок при наличии зоны чистого изгиба и в опорном сечении, а также с учётом ослабления сечения следует выполнять согласно 8.2.3 и СП ( XXX.1325800.2016).

#### 8.3 Расчёт на прочность балок крановых путей сплошного сечения

- 8.3.1 Расчёт на прочность балок крановых путей следует выполнять согласно требованиям 8.2.1 на действие вертикальных и горизонтальных нагрузок, определяемых согласно СП 20.13330.
- 8.3.2 Расчёт на прочность стенок балок крановых путей (за исключением балок, рассчитываемых на усталость, для кранов групп режимов работы 7К в цехах металлургических производств и 8К) следует выполнять по формуле (44), в которой при расчёте сечений на опорах неразрезных балок вместо коэффициента 0,87 следует принимать коэффициент 0,77.
- 8.3.3 При расчёте на прочность стенок балок крановых путей из стали с пределом текучести не более  $440~{
  m H/mm^2}$  для кранов групп режимов работы  $7{
  m K}$  (в цехах металлургических производств) и  $8{
  m K}$  должны быть выполнены условия:

$$\frac{\boldsymbol{\beta}}{\boldsymbol{R}_{v}} \sqrt{(\boldsymbol{\sigma}_{x} + \boldsymbol{\sigma}_{loc,x})^{2} - (\boldsymbol{\sigma}_{x} + \boldsymbol{\sigma}_{loc,x})\boldsymbol{\sigma}_{loc,y} + \boldsymbol{\sigma}^{2}_{loc,y} + 3(\boldsymbol{\tau}_{xy} + \boldsymbol{\tau}_{loc,xy})^{2}} \leq 1; \tag{63}$$

$$(\sigma_{x} + \sigma_{loc,x}) / R_{y} \le 1; \tag{64}$$

$$\left(\sigma_{loc,v} + \sigma_{fv}\right) / R_v \le 1; \tag{65}$$

$$\left(\tau_{xy} + \tau_{loc,xy} + \tau_{f,xy}\right) / R_s \le 1,\tag{66}$$

где  $\beta$  — коэффициент, принимаемый равным 0,87 для расчета разрезных балок и 0,77 для расчета сечений на опорах неразрезных балок;

$$\sigma_{x} = M / W_{xn}; \qquad \sigma_{loc,x} = 0.25 \,\sigma_{loc,y}; \qquad \sigma_{loc,y} = \gamma_{f} \gamma_{f1} F_{n} / (t l_{ef}); \quad \sigma_{fy} = 2 M_{t} t / I_{f};$$

$$\tau_{xy} = Q / (th); \qquad \tau_{loc,xy} = 0.3 \,\sigma_{loc,y}; \qquad \tau_{f,xy} = 0.25 \,\sigma_{fy}. \qquad (67)$$

В формулах (67) обозначено:

- M и Q соответственно изгибающий момент и поперечная сила в сечении балки от расчетной нагрузки, определяемой согласно СП 20.13330;
- $\gamma_f$  коэффициент надежности по нагрузке для крановых нагрузок, принимаемый согласно СП 20.13330;
- ул коэффициент увеличения сосредоточенной вертикальной нагрузки от одного колеса крана, принимаемый согласно СП 20.13330;
- $F_n$  полное нормативное значение сосредоточенной вертикальной нагрузки от одного колеса крана;

 $l_{ef}$  — условная длина, определяемая согласно требованиям 8.2.2;

 $M_t$  – местный крутящий момент, определяемый по формуле

$$M_t = \gamma_f \ \gamma_{f1} F_n e + 0.75 \ Q_t h_r \,, \tag{68}$$

где e = 0.2 b, (здесь b - ширина подошвы рельса);

 $Q_t$  – расчётная горизонтальная нагрузка, направленная поперек кранового пути, вызываемая перекосами мостовых кранов и непараллельностью крановых путей и принимаемая согласно СП 20.13330;

 $h_r$  — высота кранового рельса;

 $I_f = I_t + b_f t_f^3 / 3$  — сумма собственных моментов инерции при кручении рельса и пояса, где  $b_f$  и  $t_f$  — соответственно ширина и толщина верхнего пояса балки.

Все напряжения в формулах (63) – (67) следует принимать со знаком "плюс".

- 8.3.4 Расчет на прочность подвесных балок крановых путей (монорельсов) следует выполнять с учетом местных нормальных напряжений от давления колеса крана, направленных вдоль и поперек оси балки.
- 8.3.5 При расчёте на прочность бистальных балок крановых путей двутаврового сечения с двумя осями симметрии для кранов групп режимов работы 1 K 5 K при  $r = R_{yf}/R_{yw} \le 1,5$  по формуле (60):

 $M_y$  — изгибающий момент в горизонтальной плоскости, полностью передающийся на верхний пояс балки;

 $W_{xn} = W_{xnf}$  — момент сопротивления сечения верхнего пояса относительно оси y - y;

 $c_y$  – коэффициент, принимаемый равным 1,15.

Расчёт на прочность стенок бистальных балок крановых путей следует выполнять согласно требованиям 8.3.2.

### 8.4 Расчет на общую устойчивость изгибаемых элементов сплошного сечения

8.4.1 Расчёт на устойчивость двутавровых балок 1-го класса, а также бистальных балок 2-го класса, удовлетворяющих требованиям 8.2.1 и 8.2.8, следует выполнять по формулам:

при изгибе в плоскости стенки, совпадающей с плоскостью симметрии сечения

$$\frac{M_x}{\varphi_b W_{cx} R_y \gamma_c} \le 1; \tag{69}$$

при изгибе в двух главных плоскостях (и наличии бимоментов)

$$\frac{\boldsymbol{M}_{x}}{\varphi_{b}\boldsymbol{W}_{cx}\boldsymbol{R}_{y}\gamma_{c}} + \frac{\boldsymbol{M}_{y}}{\boldsymbol{W}_{y}\boldsymbol{R}_{y}\gamma_{c}} + \frac{\boldsymbol{B}}{\boldsymbol{W}_{\omega}\boldsymbol{R}_{y}\gamma_{c}} \leq 1. \tag{70}$$

В формулах (69) и (70) обозначено:

 $\varphi_b$  – коэффициент устойчивости при изгибе, определяемый по приложению Ж для балок с опорными сечениями, закрепленными от боковых смещений и поворота;

- $W_{cx}$  момент сопротивления сечения относительно оси x x, вычисленный для сжатого пояса;
- $W_y$  момент сопротивления сечения относительно оси y y, совпадающей с плоскостью изгиба.
- $W_{\omega}$  секториальный момент сопротивления сечения.

Для бистальных балок в формулах (69) и (70), а также при определении  $\varphi_b$ , следует  $R_v$  заменять на  $R_{vf}$ .

- 8.4.2 При определении значения  $\varphi_b$  за расчетную длину балки  $l_{ef}$  следует принимать расстояние между точками закреплений сжатого пояса от поперечных смещений (узлами продольных или поперечных связей, точками крепления жесткого настила); при отсутствии связей  $l_{ef}=l$  (где l пролет балки); за расчётную длину консоли следует принимать:  $l_{ef}=l$  при отсутствии закрепления сжатого пояса на конце консоли в горизонтальной плоскости (здесь l длина консоли) или расстояние между точками закрепления сжатого пояса в горизонтальной плоскости при закреплении пояса на конце и по длине консоли.
- 8.4.3 Расчёт на устойчивость балок крановых путей двутаврового сечения следует выполнять по формуле (70), в которой:  $M_y$  изгибающий момент в горизонтальной плоскости, полностью передающийся на верхний пояс балки;  $W_y = W_{yf}$  момент сопротивления сечения верхнего пояса относительно оси y-y.
- 8.4.4 Устойчивость балок 1-го класса, а также бистальных балок 2-го класса следует считать обеспеченной:
- а) при передаче нагрузки на балку через сплошной жесткий настил (плиты железобетонные из тяжелого, легкого и ячеистого бетона, плоский и профилированный металлический настил, волнистая сталь и т.п.), непрерывно опирающийся на сжатый пояс балки и с ним связанный с помощью сварки, болтов, самонарезающих винтов и др; при этом силы трения учитывать не следует;
- б) при значениях условной гибкости сжатого пояса балки  $\overline{\lambda}_b = (l_{ef}/b) \sqrt{R_{yf}/E}$ , не превышающих ее предельных значений  $\overline{\lambda}_{ub}$ , определяемых по формулам таблицы 11 для балок симметричного двутаврового сечения или асимметричного с более развитым сжатым поясом, рассчитываемых по формуле (69), и имеющих отношение ширины растянутого пояса к ширине сжатого пояса не менее 0,75.

Таблица 11

Место приложения нагрузки	Условная предельная гибкость сжатого пояса прокатной или сварной балки $\overline{\lambda}_{ub}$
К верхнему поясу	$0.35+0.0032 \ b/t + (0.76-0.02 \ b/t) \ b/h $ (71)
К нижнему поясу	$0,57+0,0032 \ b/t + (0,92-0,02 \ b/t)b/h $ (72)
Независимо от уровня приложения нагрузки при расчёте участка балки между связями или при чистом изгибе	$0,41+0,0032 \ b/t + (0,73-0,016 \ b/t) \ b/h \ (73)$

Обозначения, принятые в таблице 11:

b и t – соответственно ширина и толщина сжатого пояса;

h – расстояние (высота) между осями поясных листов.

Примечания:

- 1 Значения  $\lambda_{ub}$  определены при  $1 \le h/b \le 6$  и  $15 \le b/t \le 35$ ; для балок с отношением b/t < 15 в формулах таблицы 11 следует принимать b/t = 15.
  - 2 Для балок с фрикционными поясными соединениями значения  $\lambda_{ub}$  следует умножать на 1,2.
  - 3 Значения  $\overline{\lambda}_{ub}$  следует повышать умножением на коэффициент  $\sqrt{R_{vf}/\sigma}$  , где  $\sigma = M/(W_c\gamma_c)$ .

8.4.5 Прикрепления к сжатому поясу жесткого настила, продольных или поперечных связей, которые должны обеспечить устойчивость изгибаемого элемента, следует рассчитывать на фактическую или условную поперечную силу. При этом условную поперечную силу следует определять:

при закреплении балки в отдельных точках — по формуле (18), в которой  $\varphi$  следует определять для сечения типа b (см. таблицу 7) при гибкости  $\lambda = l_{ef}/i$  (где i — радиус инерции сечения сжатого пояса в горизонтальной плоскости), а N — вычислять по формуле

$$N = (A_f r + 0.25A_w) R_{yw}, (74)$$

где  $A_f$  и  $A_w$  – площади сечения соответственно сжатого пояса и стенки;

$$r = R_{vf}/R_{vw} \ge 1.0$$
;

 $R_{yf}$  и  $R_{yw}$  — расчётные сопротивления стали соответственно сжатого пояса и стенки;

при непрерывном закреплении – по формуле

$$q_{\rm fic} = 3Q_{\rm fic} / l \,, \tag{75}$$

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

 $Q_{fic}$  – условная поперечная сила, определяемая по формуле (18), в которой  $\varphi = 1$ , а N следует вычислять по формуле (74).

8.4.6 Устойчивость балок с сечениями 2-го и 3-го классов следует считать обеспеченной при выполнении требований 8.4.4, a либо 8.4.4,  $\delta$  при условии умножения значений  $\bar{\lambda}_{ub}$ , определяемых по формулам таблицы 11, на коэффициент

$$\delta = 1 - 0.6 \left( c_{1x} - 1 \right) / \left( c_x - 1 \right), \tag{76}$$

где  $c_{1x}$  – коэффициент, определяемый по большему значению из формул:

$$c_{1x} = M_x / (W_{xn} R_y \gamma_c)$$
 или  $c_{1x} = \beta c_x$  (77)

и изменяющийся в пределах  $1 < c_{1x} \le c_x$ .

Здесь  $M_x$  — изгибающий момент в сечении;

 $\beta$  – коэффициент, принимаемый по формуле (52);

 $c_x$  – коэффициент, принимаемый согласно таблице Е.1.

При этом значения условной предельной гибкости пояса балки, принимаемые:

 $\delta \overline{\lambda}_{ub}$  – на участке длины балки, где учитываются пластические деформации;

 $\overline{\lambda}_{ub}$  — на участках длины балки с напряжениями в сечениях  $\sigma = M / W_{n,min} \leq R_{v} \gamma_{c}$ .

Учёт пластических деформаций осуществляется при расчёте балок со сжатым поясом, менее развитым, чем растянутый, — лишь при выполнении требований 8.4.4, *а*.

### 8.5 Проверка устойчивости стенок и поясных листов изгибаемых элементов сплошного сечения

8.5.1 Устойчивость стенок балок 1-го класса следует считать обеспеченной, если выполнены требования 8.2.1, 8.3.1 - 8.3.3, 8.4.1 - 8.4.5 и условная гибкость стенки

$$\overline{\lambda}_w = (h_{ef}/t_w)\sqrt{R_v/E}$$
 (см. рисунок 5) не превышает значений  $\overline{\lambda}_{uw}$ :

- 3,5 при отсутствии местного напряжения ( $\sigma_{loc}$ =0) в балках с двусторонними поясными швами;
  - 3,2 то же, в балках с односторонними поясными швами;
- 2,5 при наличии местного напряжения  $\sigma_{loc}$  в балках с двусторонними поясными швами.

При этом следует устанавливать поперечные (и опорные) рёбра жесткости согласно требованиям 8.5.9 или согласно 8.5.11 и 8.5.12.

8.5.2 Проверку устойчивости стенок балок 1-го класса следует выполнять с учётом наибольшего сжимающего напряжения  $\sigma$  у расчетной границы стенки, принимаемого со знаком "плюс", среднего касательного напряжения  $\tau$  и местного напряжения  $\sigma_{loc}$  в стенке под сосредоточенной нагрузкой.

Напряжения  $\sigma$  и  $\tau$  следует вычислять по формулам:

$$\sigma = My / I_x; \tag{78}$$

$$\tau = Q / (t_w h_w), \tag{79}$$

где M и Q — средние значения соответственно изгибающего момента и поперечной силы в пределах отсека; если длина отсека a (расстояние между осями поперечных ребер жесткости) больше его расчетной высоты  $h_{ef}$ , то значения M и Q следует вычислять как средние для более напряжённого участка с длиной, равной  $h_{ef}$ ; если в пределах отсека момент или поперечная сила меняют знак, то их средние значения следует вычислять на участке отсека с одним знаком;

 $h_{ef}$  — расчётная высота стенки, принимаемая согласно требованиям 7.3.1;  $h_w$  — полная высота стенки.

Местное напряжение  $\sigma_{loc}$  ( $\sigma_{loc,y}$ ) в стенке под сосредоточенной нагрузкой следует определять согласно 8.2.2 и 8.3.3.

В отсеках балки, где сосредоточенная нагрузка приложена к растянутому поясу, одновременно должны быть учтены только  $\sigma$  и  $\tau$  или  $\sigma_{loc}$  и  $\tau$ .

8.5.3 Устойчивость стенок балок 1-го класса симметричного сечения, укрепленных только поперечными ребрами жёсткости (рисунок 8), при наличии местного напряжения ( $\sigma_{loc} \neq 0$ ) и при условной гибкости стенки  $\bar{\lambda}_w \leq 6\sqrt{R_y/\sigma}$  следует считать обеспеченной, если выполнено условие

а – при приложении сосредоточенной нагрузки к сжатому поясу; б – то же, к растянутому поясу

### Рисунок 8 - Схема участка балки, укрепленной поперечными ребрами жесткости

В формуле (80) обозначено:

 $\sigma$ ,  $\sigma_{loc}$ ,  $\tau$  — напряжения, определяемые согласно требованиям 8.5.2;

 $\sigma_{cr}$  — критическое напряжение, вычисляемое по формуле

$$\sigma_{cr} = c_{cr} R_{y} / \bar{\lambda}_{w}^{2}, \qquad (81)$$

где  $c_{cr}$  – коэффициент, определяемый согласно 8.5.4 - 8.5.6;

 $\sigma_{loc,cr}$  — критическое напряжение, вычисляемое по формуле

$$\sigma_{loc,cr} = c_1 c_2 R_y / \bar{\lambda}_w^2, \qquad (82)$$

где  $c_1$  и  $c_2$  — коэффициенты, определяемые согласно 8.5.5;

 $\tau_{cr}$  — критическое напряжение, вычисляемое по формуле

$$\tau_{cr} = 10.3 \, (1 + 0.76/\mu^2) \, R_s / \, \bar{\lambda}_d^2 \,, \tag{83}$$

здесь  $\mu$  — отношение большей стороны отсека стенки к меньшей;

 $\bar{\lambda}_d = (d/t_w) \sqrt{R_v/E}$ ; d – меньшая из сторон отсека стенки ( $h_{ef}$  или a).

8.5.4 Для балок по 8.5.3 при  $\sigma_{loc} = 0$  коэффициент  $c_{cr}$  в формуле (81) следует определять по таблице 12 в зависимости от вида поясных соединений и значения коэффициента  $\delta$ , вычисляемого по формуле

$$\delta = \beta \left( b_f / h_{ef} \right) \left( t_f / t_w \right)^3, \tag{84}$$

где  $\beta$  — коэффициент, принимаемый по табл. 13;

 $b_f$ ,  $t_f$  — соответственно ширина и толщина сжатого пояса балки.

Таблица 12

Поясные соединения балок	Значение $c_{cr}$ при $\delta$ , равном						
ттоясные соединения балок	≤ 0,8	1,0	2,0	4,0	6,0	10,0	≥ 30,0
Сварные	30,0	31,5	33,3	34,6	34,8	35,1	35,5
Фрикционные				35,2			

Таблица 13

Балки	Условия работы сжатого пояса	β		
	Крановые рельсы не приварены	2,0		
Крановых путей	Крановые рельсы приварены	∞		
	При непрерывном опирании плит	∞		
Прочие	Прочие В прочих случаях 0,8			
Примечание. Для отсеков балок крановых путей, где сосредоточенная нагрузка приложена к				
растянутому поясу при выч	ислении коэффициента $oldsymbol{\delta}$ спелует принимать $oldsymbol{eta}$ :	= 0.8.		

- 8.5.5 При вычислении значений  $\sigma_{loc,cr}$  по формуле (82) при  $\sigma_{loc} \neq 0$  следует принимать:
  - $c_1$  по таблице 14 в зависимости от отношения a /  $h_{ef}$  и значения  $\rho$  = 1,04  $l_{ef}$  /  $h_{ef}$  (здесь значение  $l_{ef}$  следует определять согласно требованиям 8.2.2);
  - $c_2$  по таблице 15 в зависимости от отношения a /  $h_{ef}$  и значения  $\delta$ , вычисляемого по формуле (84); для балок с фрикционными поясными соединениями следует принимать  $\delta = 10$ .

При  $\sigma_{loc} \neq 0$  проверку стенки по формуле (80) следует выполнять в зависимости от значения  $a / h_{ef}$ :

а) при отношении  $a / h_{ef} \le 0.8$  значение  $\sigma_{cr}$  следует определять по формуле (81) с учётом требований 8.5.4.

Если сосредоточенная нагрузка приложена к растянутому поясу (см. рисунок 8,б), то при проверке стенки с учётом только  $\sigma_{loc}$  и  $\tau$  при определении коэффициента  $\delta$  по формуле (84) за  $b_f$  и  $t_f$  следует принимать соответственно ширину и толщину растянутого пояса.

Таблица 14

	*********									
$\rho$		Значения $c_1$ при $a / h_{ef}$ ( $a_1 / h_{ef}$ ), равном								
	0,50	0,60	0,67	0,80	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	≥ 2,0
0,10	56,7	46,6	41,8	34,9	28,5	24,5	21,7	19,5	17,7	16,2
0,15	38,9	31,3	27,9	23,0	18,6	16,2	14,6	13,6	12,7	12,0
0.20	33,9	26,7	23,5	19,2	15,4	13,3	12,1	11,3	10,7	10,2
0,25	30,6	24,9	20,3	16,2	12,9	11,1	10,0	9,4	9,0	8,7
0,30	28,9	21,6	18,5	14,5	11,3	9,6	8,7	8,1	7,8	7,6
0,35	28,0	20,6	17,4	13,4	10,2	8,6	7,7	7,2	6,9	6,7
0,40	27,4	20,0	16,8	12,7	9,5	7,9	7,0	6,6	6,3	6,1

Таблица 15

c		Значег	ния коэффиц	циента с2 пр	и $a/h_{ef}(a_1/$	$h_{ef}$ ), pabhon	Л	
O	0,50	0,60	0,67	0,80	1,00	1,20	1,40	≥ I,60
≤ 1	1,56	1,56	1,56	1,56	1,56	1,56	1,56	1,56
2	1,64	1,64	1,64	1,67	1,76	1,82	1,84	1,85
4	1,66	1,67	1,69	1,75	1,88	2,01	2,09	2,12
6	1,67	1,68	1,70	1,77	1,92	2,08	2,19	2,26
10	1,68	1,69	1,71	1,78	1,96	2,14	2,28	2,38
≥ 30	1,68	1,70	1,72	1,80	1,99	2,20	2,38	2,52

б) при отношении  $a / h_{ef} > 0,8$  проверку по формуле (80) следует выполнять дважды: при значении  $\sigma_{cr}$ , вычисленном по формуле (81) с учётом требований 8.5.4, и при таком значении  $\sigma_{loc,cr}$  по формуле (82), когда при определении коэффициентов  $c_1$  и  $c_2$  вместо размера a принят  $a_1 = 0,5a$  при  $0,8 \le a / h_{ef} \le 1,33$  или  $a_1 = 0,67h_{ef}$  при  $a / h_{ef} > 1,33$ ; при значениях  $\sigma_{cr}$  и  $\sigma_{loc,cr}$ , вычисленных при фактическом значении  $a/h_{ef}$  (если  $a/h_{ef} > 2$ , в расчёте следует принимать  $a / h_{ef} = 2$ ); при этом коэффициент  $c_{cr}$  в формуле (81) следует определять по таблице 16.

Таблица 16

Значение $c_{cr}$ при $a / h_{ef}$ или $a / (2h_c)$ , равном							
≤ 0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	≥ 2,0
По таблице12 37,0 39,2 45,2 52,8 62,0 72,6 84,7							

Значение  $\tau_{cr}$  во всех случаях следует вычислять по фактическим размерам отсека.

8.5.6 Устойчивость стенок балок 1-го класса асимметричного двутаврового сечения с более развитым сжатым поясом, укрепленных только поперечными рёбрами жёсткости, следует считать обеспеченной, если условие (80) будет выполнено с учётом следующих изменений:

при вычислении значений  $\sigma_{cr}$  по формулам (81) и (84) вместо значения  $h_{ef}$  принята удвоенная высота сжатой зоны стенки  $2h_c$ ;

при a /  $h_{ef}$  > 0,8 и  $\sigma_{loc}$   $\neq$  0 выполнены две проверки, указанные в 8.5.5, в которых при определении  $c_{cr}$  по таблице 16 и  $\sigma_{cr}$  – по формуле (81) вместо значения  $h_{ef}$  принята удвоенная высота сжатой зоны стенки  $2h_c$ .

Значения  $\tau_{cr}$  и  $\sigma_{loc,cr}$  следует определять по фактическим размерам отсека стенки.

8.5.7 Устойчивость стенок балок 1-го класса асимметричного двутаврового сечения с более развитым растянутым поясом, укрепленных только поперечными рёбрами жёсткости, при одновременном действии напряжений  $\sigma$  и  $\tau$  и отсутствии напряжений  $\sigma_{loc}$  следует считать обеспеченной, если выполнено условие

$$\frac{0.5\sigma_1}{\sigma_{cr}\gamma_c} \left( 2 - \alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\beta^2} \right) \le 1,\tag{85}$$

### СП 16.13330.2016

где  $\alpha = (\sigma_1 - \sigma_2) / \sigma_1$ ;  $\beta = (\sigma_{cr}/\sigma_1) (\tau / \tau_{cr})$ ;  $\sigma_{cr}$  – по формуле (81).

Здесь  $\sigma_1$  и  $\sigma_2$  — сжимающее и растягивающее напряжения у расчётных границ стенки, принимаемые соответственно со знаком "плюс" и "минус" и определяемые по формуле (78);

au и  $au_{cr}$  — касательные напряжения, определяемые соответственно по формулам (79) и (83);

 $c_{cr}$  — коэффициент, определяемый по таблице 17 в зависимости от  $\alpha$ .

Таблица 17

α	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
$c_{cr}$	10,2	12,7	15,5	20,0	25,0	30,0

8.5.8 Устойчивость стенок балок 2-го и 3-го классов из однородной стали и бистальных при отсутствии местного напряжения ( $\sigma_{loc}$ =0) и с соблюдением требований 7.3.1, 8.2.3 и 8.2.8 следует считать обеспеченной при выполнении условий:

а) для балок двоякосимметричного двугаврового и коробчатого сечений

$$M / [R_{vf} \gamma_c h_{ef}^2 t_w (r \alpha_f + \alpha)] \le 1, \tag{86}$$

где  $\alpha$  – коэффициент, определяемый по таблице 18 (при  $\tau = Q/A_w$  и  $\overline{\lambda}_{uw}$  по 8.5.1);

Таблина 18

1 4 0 11 11 1	тиолици то							
$ au/R_{sw}$		Значения $oldsymbol{lpha}$ при $\overline{oldsymbol{\lambda}}_{oldsymbol{w}}$ , равном						
t / Ksw	2,2	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5
0	0,240	0,239	0,235	0,226	0,213	0,195	0,173	0,153
0,5	0,203	0,202	0,197	0,189	0,176	0,158	0,136	0,116
0,6	0,186	0,185	0,181	0,172	0,159	0,141	0,119	0,099
0,7	0,167	0,166	0,162	0,152	0,140	0,122	0,100	0,080
0,8	0,144	0,143	0,139	0,130	0,117	0,099	0,077	0,057
0,9	0,119	0,118	0,114	0,105	0,092	0,074	0,052	0,032

r – следует принимать по указаниям 8.4.5;

б) для балок асимметричного двутаврового сечения с более развитым сжатым поясом, укреплённых только поперечными рёбрами,

$$M/\{[\sigma_{l} A_{fl} h_{l} + \sigma_{2} A_{f2}(h_{w} - h_{l}) + 4 h_{l}^{2} t_{w} \alpha R_{yw} + h_{w} t_{w}(h_{w} - 2 h_{l}) \sqrt{R_{vw}^{2} - 3\tau^{2}} / 2] \gamma_{c}\} \leq 1, (87)$$

где  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  – напряжения соответственно в сжатом и растянутом поясах; если  $\sigma_1 \ge R_{yf}$  или  $\sigma_2 \ge R_{yf}$ , то следует принимать соответственно  $\sigma_1 = R_{yf}$  или  $\sigma_2 = R_{yf}$ .

В выражении (87) высоту сжатой зоны стенки  $h_1$  следует определять по формуле

$$h_I = A_w / (2 t_w) + (A_{f2} \sigma_2 - A_{fI} \sigma_I) / (2 t_w \sqrt{R_{yw}^2 - 3\tau^2}).$$
 (88)

Значения M и Q следует вычислять в одном сечении балки.

8.5.9 Стенки балок следует укреплять поперечными рёбрами жёсткости:

в балках 1-го класса, если значение условной гибкости стенки  $\bar{\lambda}_w$  превышает 3,2 — при отсутствии подвижной нагрузки на поясе балки или 2,2 — при наличии такой нагрузки;

в балках 2-го и 3-го классов – при любых значениях условной гибкости стенки на участках длины балки, где учитываются пластические деформации, а на остальных участках – как в балках 1-го класса.

Расстояние между поперечными рёбрами не должно превышать  $2h_{ef}$  при  $\bar{\lambda}_w \geq 3,2$  и  $2,5h_{ef}$  при  $\bar{\lambda}_w < 3,2.$ 

Для балок 1-го класса превышать эти расстояния до значения  $3h_{e\!f}$  следует

при условии, что устойчивость балки и стенки обеспечена выполнением требований 8.4.4,а или 8.4.4,б, если  $\bar{\lambda}_{ub}$  не превышает значений, определяемых по формуле (71).

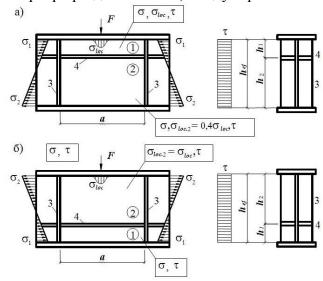
Поперечные рёбра жёсткости следует устанавливать в местах приложения неподвижных сосредоточенных нагрузок и на опорах балок.

Отсутствие поперечных рёбер жёсткости должно быть обосновано расчетом по 8.2.2.

В стенке, укрепленной только поперечными рёбрами, ширина их выступающей части  $b_r$  должна быть для парного ребра не менее  $(h_w / 30 + 25)$  мм, для одностороннего ребра — не менее  $(h_w / 24 + 40)$  мм; толщина ребра  $t_r$  должна быть не менее  $2 b_r \sqrt{R_v / E}$ .

При укреплении стенки односторонними поперечными ребрами жесткости из одиночных уголков, привариваемых к стенке пером, момент инерции такого ребра, вычисляемый относительно оси, совпадающей с ближайшей к ребру гранью стенки, должен быть не меньше, чем для парного ребра.

- 8.5.10 Поперечное ребро жёсткости, расположенное в месте приложения сосредоточенной нагрузки к верхнему поясу, следует проверять расчётом на устойчивость: двустороннее ребро как центрально сжатую стойку, а одностороннее как стойку, сжатую с эксцентриситетом, равным расстоянию от срединной плоскости стенки до центра тяжести расчётного сечения стойки. При этом в расчётное сечение стойки необходимо включать сечение ребра жёсткости и полосы стенки шириной 0,65  $t_w$   $\sqrt{E/R_y}$  с каждой стороны ребра, а расчётную длину стойки следует принимать равной расчетной высоте стенки  $h_{ef}$ .
- 8.5.11 Стенки балок 1-го класса, у которых при действии нормальных напряжений  $\sigma$  от изгиба устойчивость не обеспечена, а также при значениях условной гибкости стенки  $\overline{\lambda}_w > 5,5 \sqrt{R_y/\sigma}$  (где  $\sigma$  напряжение в сжатом поясе балки), следует укреплять продольным ребром жёсткости, устанавливаемым дополнительно к поперечным рёбрам.
- 8.5.12 В стенке балки симметричного двутаврового сечения 1-го класса, укреплённой, кроме поперечных рёбер, одной парой продольных ребер жёсткости, расположенной на расстоянии  $h_1$  от границы сжатого отсека (рисунок 9), обе пластинки, на которые это ребро разделяет отсек, следует рассчитывать порознь:



а – балка со сжатым верхним поясом; б – балка с растянутым верхним поясом

Рисунок 9 – Схема балки, укрепленной поперечными (3) и продольными (4) ребрами жесткости

### СП 16.13330.2016

а) пластинку 1, расположенную между сжатым поясом и продольным ребром, по формуле

$$\frac{1}{\gamma_c} \left[ \boldsymbol{\sigma} / \boldsymbol{\sigma_{cr,1}} + \boldsymbol{\sigma_{loc}} / \boldsymbol{\sigma_{loc,cr,1}} + (\boldsymbol{\tau} / \boldsymbol{\tau_{cr,1}})^2 \right] \leq 1, \tag{89}$$

здесь значения  $\sigma$ ,  $\sigma_{loc}$ ,  $\tau$  следует определять согласно требованиям 8.5.2, а значения  $\sigma_{cr,1}$  и  $\sigma_{loc,cr,1}$  – по формулам:

при  $\sigma_{loc} = 0$ 

$$\sigma_{cr,1} = \frac{4,76}{1 - \boldsymbol{h}_1 / \boldsymbol{h}_{ef}} \cdot \frac{\boldsymbol{R}_y}{\bar{\lambda}_1^2}, \tag{90}$$

где  $\overline{\lambda}_1 = (h_1 / t_w) \sqrt{R_y / E}$ ;

при  $\sigma_{loc} \neq 0$  и  $\mu_1 = a \ / \ h_1 \leq 2$  (при  $\mu_1 > 2$  следует принимать  $\mu_1 = 2$ )

$$\sigma_{cr,1} = \frac{1{,}19\psi}{1 - \mathbf{h}_1/\mathbf{h}_{ef}} \cdot \frac{\mathbf{R}_y}{\bar{\lambda}_1^2},\tag{91}$$

$$\sigma_{loc,cr,1} = \psi(1,24+0,476\mu_1) \frac{\mathbf{R}_y}{\overline{\lambda}_a^2},$$
(92)

где 
$$\psi = (\mu_1 + 1/\mu_1)^2$$
 и  $\overline{\lambda}_a = (a/t_w) \sqrt{R_y/E}$ ; (93)

критическое напряжение  $\tau_{cr,1}$  следует определять по формуле (83) с подстановкой в неё размеров проверяемой пластинки;

б) пластинку 2, расположенную между продольным ребром и растянутым поясом, – по формуле

$$\frac{1}{\gamma_c} \sqrt{\left[\frac{\sigma(1-2\boldsymbol{h}_1/\boldsymbol{h}_{ef})}{\sigma_{cr,2}} + \frac{\sigma_{loc,2}}{\sigma_{loc,cr,2}}\right]^2 + (\frac{\tau}{\tau_{cr,2}})^2} \le 1,$$
(94)

где  $\sigma$  и  $\tau$  - напряжения, определяемые согласно 8.5.2;

$$\sigma_{cr,2} = \frac{5,43}{(0,5 - \boldsymbol{h}_1 / \boldsymbol{h}_{or})^2} \cdot \frac{\boldsymbol{R}_y}{\bar{\lambda}_w^2}$$
(95)

при 
$$\overline{\lambda}_{w} = \frac{h_{2}}{t_{w}} \sqrt{\frac{R_{y}}{E}}$$
; (96)

- $\sigma_{loc,2}$  напряжение, принимаемое равным в зависимости от того, к какому поясу приложена нагрузка: к сжатому (см. рисунок 9, a)  $\sigma_{loc,2}$  = 0,4 $\sigma_{loc}$  (здесь  $\sigma_{loc}$  следует определять согласно 8.5.2); к растянутому (см.рисунок 9, $\delta$ )  $\sigma_{loc,2}$  =  $\sigma_{loc}$ ;
- $\sigma_{loc,cr,2}$  –напряжение, определяемое по формуле (82), где  $c_1$  и  $c_2$  следует определять соответственно по таблице 14 при  $\rho = 0,4$  и по таблице 15 при  $\delta = 1$ , заменяя значение  $h_{ef}$  значением ( $h_{ef} h_1$ );
- $\tau_{cr,2}$  напряжение, определяемое по формуле (83) с подстановкой в неё размеров проверяемой пластинки.
- 8.5.13 Промежуточные ребра, расположенные на пластинке 1 между сжатым поясом и продольным ребром, следует доводить до продольного ребра (рисунок 10).

В этом случае расчет пластинки 1 следует выполнять по формулам (89)  $\div$  (93), в которых величину a следует заменять величиной  $a_1$ , где  $a_1$  – расстояние между осями соседних промежуточных рёбер (см. рисунок 10). Расчёт пластинки 2 следует выполнять согласно требованиям 8.5.12, б.

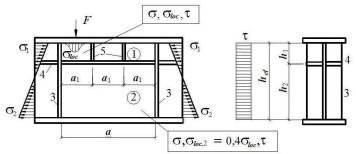


Рисунок 10 – Схема балки, укрепленной поперечными (3), продольными (4) и промежуточными (5) ребрами жесткости

8.5.14 Проверку устойчивости стенок балок асимметричного сечения (с более развитым сжатым поясом), укреплённых поперечными рёбрами и парным продольным ребром, расположенным в сжатой зоне, следует выполнять по формулам (89) и (90); при этом в формулы (90), (91) и (94) вместо отношения  $h_1 / h_{ef}$  следует подставлять  $\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2\sigma_1} \cdot \frac{h_1}{h_{ef}}$ , а в формулу (95) вместо (0,5  $-h_1 / h_{ef}$ ) следует подставлять [ $\sigma_1 / (\sigma_1 - \sigma_2) - h_1 / h_{ef}$ ], где  $\sigma_2$  – краевое растягивающее растяжение (со знаком "минус") у расчётной границы отсека.

8.5.15 При укреплении стенки поперечными рёбрами и парным продольным ребром жёсткости места расположения и моменты инерции сечений этих рёбер должны удовлетворять требованиям 8.5.9 и формулам таблицы 19.

Таблипа 19

1.	Моменты инерции ребра						
$oxed{m{h}_1}{m{h}_{ef}}$		прод	ольного $(I_{rl})$				
h.	поперечного	_	пред	цельное			
ef	$(I_r)$	требуемое	минимальное	максимальное			
0,20		$(2,5-0,5 \ a \ / \ h_{ef}) \ a^2t_{w}^3 \ / \ h_{ef}$	$1,5h_{ef}t_{w}^{3}$	$7h_{ef} t_w^3$			
0,25	$\geq 3 h_{ef} t_w^3$	$(1,5-0,4a/h_{ef}) a^2 t_w^3/h_{ef}$	$1,5h_{ef}t_{w}^{3}$	$8,5h_{ef} t_w^3$			
0,30		$1,5h_{ef}t_{w}^{3}$	_	_			

 $\Pi$  р и м е ч а н и е —  $\Pi$ ри вычислении  $I_{rl}$  промежуточные значения  $h_1/h_{ef}$  следует определять линейной интерполяцией.

При расположении продольного и поперечных рёбер жесткости с одной стороны стенки моменты инерции сечений каждого из них следует вычислять относительно оси, совпадающей с ближайшей к ребру гранью стенки.

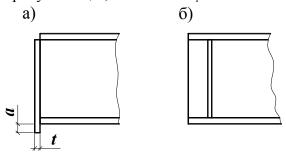
- 8.5.16 При значениях условной гибкости стенки  $\bar{\lambda}_w > 6\sqrt{R_y/\sigma}$  балки симметричного двутаврового сечения допускается проектировать как балки 2-го класса с гибкими (неустойчивыми) стенками согласно СП ( XXX.1325800.2016).
- 8.5.17 Участок стенки балки над опорой следует рассчитывать на устойчивость при центральном сжатии из плоскости балки как стойку, нагруженную опорной реакцией.

При укреплении стенки балки опорными ребрами жесткости с шириной выступающей части  $b_r$  (как правило, не менее  $0.5b_{fi}$ , здесь  $b_{fi}$  — ширина нижнего пояса балки) в расчётное сечение этой стойки следует включать сечение опорных ребер и полосы стенки шириной не более  $0.65\ t_w$   $\sqrt{E/R_v}$  с каждой стороны ребра.

Толщина опорного ребра жёсткости  $t_r$  должна быть не менее 3  $b_r$   $\sqrt{R_y/E}$  , где  $b_r$  — ширина выступающей части.

Расчётную длину стойки следует принимать равной расчетной высоте стенки балки  $\pmb{h}_{ef}$ .

Нижние торцы опорных рёбер (рисунок 11) должны быть остроганы либо плотно пригнаны или приварены к нижнему поясу балки. Напряжения в этих сечениях при действии опорной реакции не должны превышать расчетного сопротивления стали: в первом случае (см. рисунок 11, a) — смятию  $R_p$  при  $a \le 1,5$  t и сжатию  $R_y$  при a > 1,5t; во втором случае (см. рисунок 11, a) — смятию  $R_p$ .



a-в торце с применением строжки; б – удаленного от торца с плотной пригонкой или приваркой к нижнему поясу

### Рисунок 11 - Схема опорного ребра жесткости

Сварные швы, прикрепляющие опорное ребро к нижнему поясу балки, следует рассчитывать на воздействие опорной реакции.

При отсутствии опорных ребер жесткости (в прокатных балках) расчетным сечением стойки является полоса стенки шириной, равной длине участка опирания балки.

8.5.18 Устойчивость сжатых поясов следует считать обеспеченной, если условная гибкость свеса пояса  $\bar{\lambda}_f = (b_{ef} \ / \ t_f) \sqrt{R_{yf} \ / E}$  или поясного листа  $\bar{\lambda}_{f^1} = (b_f \ / \ t_f) \sqrt{R_y \ / E}$  балок 1-го класса, а также бистальных 2-го класса при выполнении требований 7.3.7, 8.2.1 и 8.2.8 не превышает предельных значений  $\bar{\lambda}_{uf}$  ( $\bar{\lambda}_{uf,1}$ ), определяемых по формулам:

для свеса полки (без окаймления и отгиба) двутаврового сечения

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0.5 \sqrt{R_{vf} / \sigma_c}; \tag{97}$$

для поясного листа коробчатого сечения

$$\bar{\lambda}_{uf,1} = 1.5 \sqrt{R_{uf}/\sigma_c} . \tag{98}$$

Здесь  $\sigma_c$  – напряжение в сжатом поясе, определяемое по формулам:

для однородного сечения

$$\sigma_c = M / (W_{xnc} \gamma_c)$$
 или  $\sigma_c = M_x / (W_{xnc} \gamma_c) + M_y / (W_{yn} \gamma_c)$ ;

для бистального сечения

$$\sigma_c = R_{yw} / \sqrt{3(1-4\boldsymbol{\alpha}')}$$
 или  $\sigma_c = R_{yw} / \sqrt{3(1-4\boldsymbol{\alpha}')} + M_y / (W_{yn} \gamma_c),$ 

где  $\alpha'$  — значения  $\alpha$  из таблицы 18 при  $\tau=0$ ; если  $\sigma_c>R_{yf}$ , то следует принимать  $\sigma_c=R_{yf}$ .

8.5.19 Устойчивость сжатых поясов следует считать обеспеченной, если условная гибкость свеса сжатого пояса или поясного листа балок 2-го и 3-го классов из однородной стали при выполнении требований 7.3.7,~8.2.3 и 8.5.8 не превышает предельных значений  $\bar{\lambda}_{uf}$  (  $\bar{\lambda}_{uf,1}$ ), определяемых при  $2.2 \le \bar{\lambda}_{uw} \le 5.5$  по формулам:

для свеса полки (без окаймления и отгиба) двутаврового сечения

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0.17 + 0.06 \ \bar{\lambda}_{uw} \ ; \tag{99}$$

для поясного листа коробчатого сечения

$$\bar{\lambda}_{uf,1} = 0.675 + 0.15 \,\bar{\lambda}_{uw} \quad . \tag{100}$$

При  $\bar{\lambda}_{uw} < 2,2$  или  $\bar{\lambda}_{uw} > 5,5$  следует принимать  $\bar{\lambda}_{uw} = 2,2$  или  $\bar{\lambda}_{uw} = 5,5.$ 

8.5.20 В случае окаймления или отгиба полки (стенки) сечения (см. рисунок 5), имеющего размер  $a_{ef} \geq 0.3$   $b_{ef}$  и толщину  $t > 2a_{ef} \sqrt{R_{yf}/E}$ , значения  $\overline{\lambda}_{uf}$ , определяемые по формулам (97) и (99), допускается увеличивать в 1,5 раза.

### 8.6 Расчет опорных плит

8.6.1 Площадь стальной опорной плиты должна удовлетворять требованиям расчёта на прочность фундамента.

Передача расчетного усилия на опорную плиту может осуществляться через фрезерованный торец или через сварные швы конструкции, опирающейся на плиту.

8.6.2 Толщину опорной плиты следует определять расчетом на изгиб пластинки по формуле

$$t = \sqrt{6M_{max}/R_{y}\gamma_{c}}, \qquad (101)$$

где  $M_{max}$  — наибольший из изгибающих моментов M, действующих на полосе единичной ширины разных участков опорной плиты и определяемых по формулам:

для консольного участка плиты

$$M_1 = 0.5qc^2; (102)$$

для участка плиты, опертого на четыре стороны в направлении короткой и длинной сторон соответственно

$$M_a = \alpha_1 q a^2; \quad M_\theta = \alpha_2 q a^2; \tag{103}$$

для участка плиты, опертого по трем сторонам

$$M_3 = \alpha_3 q(d_1)^2,$$
 (104)

для участка плиты, опертого на две стороны, сходящиеся под углом, по формуле (104), принимая при этом  $d_I$  – диагональ прямоугольника, а размер  $a_1$  в таблице E.2 – расстояние от вершины угла до диагонали.

Здесь c – вылет консольного участка плиты;

- $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$ ,  $\alpha_3$  коэффициенты, зависящие от условий опирания и отношения размеров сторон участка плиты и принимаемые согласно таблице E.2;
  - q реактивный отпор фундамента под рассматриваемым участком плиты на единицу площади плиты.

# 9 Расчет элементов стальных конструкций при действии продольной силы с изгибом

### 9.1 Расчёт на прочность элементов сплошного сечения

9.1.1 Расчёт на прочность внецентренно сжатых (сжато-изгибаемых) и внецентренно растянутых (растянуто-изгибаемых) элементов из стали с нормативным сопротивлением  $R_{yn} \leq 440~{\rm H/mm^2}$ , не подвергающихся непосредственному воздействию динамических нагрузок, при напряжениях  $\tau < 0.5R_s$  и  $\sigma = N/A_n > 0.1R_y$  следует выполнять по формуле

$$\left(\frac{N}{A_n R_y \gamma_c}\right)^n + \frac{M_x}{c_x W_{xn,min} R_y \gamma_c} + \frac{M_y}{c_y W_{yn,min} R_y \gamma_c} + \frac{B}{W_{\omega n,min} R_y \gamma_c} \le 1,$$
(105)

где  $N, M_x$  и  $M_y$ , B — абсолютные значения соответственно продольной силы, изгибающих моментов и бимомента при наиболее неблагоприятном их сочетании;

 $n, c_x, c_y$  — коэффициенты, принимаемые согласно таблице Е.1.

Если  $\sigma = N / A_n \le 0.1 R_y$ , формулу (105) следует применять при выполнении требований 8.5.8 и таблицы Е.1.

Расчёт на прочность элементов в случаях, не предусмотренных расчётом по формуле (105), следует выполнять по формуле

$$(N/A_n \pm M_x y/I_{xn} \pm M_y x/I_{yn} \pm B \omega_k/I_{\omega n})/(R_y \gamma_c) \le 1,$$
 (106)

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

- 9.1.2 Расчёт на прочность внецентренно-сжатых (сжато-изгибаемых) элементов по формуле (105) выполнять не требуется при значении приведенного относительного эксцентриситета  $m_{ef} \leq 20$  (9.2.2), отсутствии ослабления сечения и одинаковых значениях изгибающих моментов, принимаемых в расчётах на прочность и устойчивость.
- 9.1.3 Внецентренно-сжатые (сжато-изгибаемые) элементы из стали с нормативным сопротивлением  $R_{yn} > 440~{\rm H/mm^2}$ , имеющие несимметричные сечения относительно оси, перпендикулярной плоскости изгиба (например, сечения типа 10, 11 по таблице Д.2), следует проверять на прочность растянутого волокна сечения в плоскости действия момента по формуле

$$\frac{\gamma_u}{R_u \gamma_c} \left| \frac{N}{A_n} - \frac{M}{\delta W_{tn}} \right| \le 1, \tag{107}$$

где  $W_{tn}$  – момент сопротивления сечения, вычисленный для растянутого волокна;

 $\delta$  – коэффициент, определяемый по формуле

$$\delta = 1 - 0.1 \, N \, \overline{\lambda}^{\,2} / (AR_{\rm v}). \tag{108}$$

### 9.2 Расчёт на устойчивость элементов сплошного сечения

- 9.2.1 Расчёт на устойчивость внецентренно-сжатых (сжато-изгибаемых) элементов при действии момента в одной из главных плоскостей следует выполнять как в этой плоскости (плоская форма потери устойчивости), так и из этой плоскости (изгибно-крутильная форма потери устойчивости).
- 9.2.2 Расчёт на устойчивость внецентренно-сжатых (сжато-изгибаемых) элементов постоянного сечения в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии, следует выполнять по формуле

$$N / (\varphi_e A R_v \gamma_c) \le 1. \tag{109}$$

В формуле (109) коэффициент устойчивости при сжатии с изгибом  $\varphi_e$  следует определять по таблице Д.3 в зависимости от условной гибкости  $\bar{\lambda}$  и приведенного относительного эксцентриситета  $m_{ef}$ , определяемого по формуле

$$m_{ef} = \eta m, \tag{110}$$

где  $\eta$  — коэффициент влияния формы сечения, определяемый по таблице Д.2;  $m = eA / W_c$  — относительный эксцентриситет (здесь e = M / N — эксцентриситет, при вычислении которого значения M и N следует принимать согласно требованиям 9.2.3;

 $W_c$  — момент сопротивления сечения, вычисленный для наиболее сжатого волокна).

При значениях  $m_{ef} > 20$  расчет следует выполнять как для изгибаемых элементов (см. раздел 8).

9.2.3 Расчётные значения продольной силы N и изгибающего момента M в элементе следует принимать для одного и того же сочетания нагрузок из расчёта системы по недеформированной схеме в предположении упругих деформаций стали.

При этом значения M следует принимать равными:

для колонны постоянного сечения рамной системы – наибольшему моменту в пределах длины колонны;

для ступенчатой колонны – наибольшему моменту на длине участка постоянного сечения;

для колонны с одним защемлённым, а другим свободным концом – моменту в заделке, но не менее момента в сечении, отстоящем на треть длины колонны от заделки;

для сжатых поясов ферм и структурных плит, воспринимающих внеузловую поперечную нагрузку, — наибольшему моменту в пределах средней трети длины панели пояса, определяемому из расчёта пояса как упругой неразрезной балки;

для сжатого стержня с шарнирно-опёртыми концами и сечением, имеющим одну ось симметрии, совпадающую с плоскостью изгиба, — моменту, определяемому по формулам таблицы 20 в зависимости от относительного эксцентриситета  $m_{max} = M_{max} \, A \, / \, (NW_c)$  и принимаемому равным не менее  $0.5 \, M_{max}$ .

Таблица 20

Относительный	Момент М при услов	ой гибкости стержня			
эксцентриситет $m_{max}$	$\overline{\lambda} < 4$	$\overline{\lambda} \geq 4$			
$m_{max} \leq 3$	$M = M_{max} - 0.25 \overline{\lambda}  (M_{max} - M_1) \qquad \qquad M = M_1$				
$3 < m_{max} \le 20$	$M = M_2 + (m_{max} - 3)(M_{max} - M_2) / 17$	$M = M_1 + (m_{max} - 3)(M_{max} - M_1) / 17$			
Обозначения, принятые в таблице 20: М <sub>тах</sub> — наибольший изгибающий момент в пределах длины стержня;					
	тибающий момент в пределах средней третавным не менее $0.5 \ M_{max}$ ;	и длины стержня,			

 $M_2$  — изгибающий момент, принимаемый равным M при  $m_{max} \le 3$  и  $\overline{\lambda} < 4$ , но не менее 0,5  $M_{max}$ .

Для сжатых стержней двоякосимметричного сплошного сечения с шарнирноопёртыми концами, на которых действуют изгибающие моменты, значение  $m_{ef}$ , необходимое для определения  $\varphi_e$ , следует принимать согласно таблице Д.5.

9.2.4 Расчёт на устойчивость внецентренно-сжатых (сжато-изгибаемых) стержней сплошного постоянного сечения, кроме коробчатого, из плоскости действия момента при изгибе их в плоскости наибольшей жёсткости ( $I_x > I_y$ ), совпадающей с плоскостью симметрии, а также швеллеров следует выполнять по формуле

$$N/(c \varphi_{\mathcal{V}} A R_{\mathcal{V}} \gamma_c) \le 1, \tag{111}$$

где c – коэффициент, определяемый согласно требованиям 9.2.5;

- $\phi_y$  коэффициент устойчивости при центральном сжатии, определяемый согласно требованиям 7.1.3.
  - 9.2.5 Коэффициент c в формуле (111) следует определять:

при значениях  $m_x \le 5$  по формуле

$$c = \beta / (1 + \alpha m_x) \le 1, \tag{112}$$

где  $\alpha$ ,  $\beta$  – коэффициенты, определяемые по таблице 21;

при значениях  $m_x \ge 10$  по формуле

$$c = 1 / (1 + m_x \, \varphi_y / \, \varphi_b),$$
 (113)

где  $\varphi_b$  – коэффициент устойчивости при изгибе, определяемый согласно требованиям

8.4.1 и приложению Ж как для балки с двумя и более закреплениями сжатого пояса; при значениях  $5 < m_x < 10$  по формуле

$$c = c_5 (2 - 0.2 m_x) + c_{10} (0.2 m_x - 1), \tag{114}$$

где следует определять:  $c_5$  – по формуле (112) при  $m_x$  = 5;  $c_{10}$  – по формуле (113) при  $m_x$  = 10. Здесь  $m_x = (M_x / N) (A / W_c)$  – относительный эксцентриситет, где  $M_x$  следует принимать согласно требованиям 9.2.6.

При гибкости  $\bar{\lambda}_y > 3.14$  коэффициент c не должен превышать значений  $c_{max}$ , определяемых согласно приложению Д; в случае, если  $c > c_{max}$ , в формулах (111) и (117) вместо c следует принимать  $c_{max}$ .

При значениях отношения ширины сечения  $\kappa$  его высоте < 0,3 следует принимать 0,3.

Таблица 21

Тип	лици 21		Значения	я коэффицие	НТОВ
сече-	Схема сечения		$\alpha$ при		eta при
ния	и эксцентриситет	$m_x \leq 1$	$1 < m_x \le 5$	$\overline{\lambda}_y \leq 3,14$	$\overline{\lambda}_y > 3,14$
1	$x \xrightarrow{y} x$				
2		0,7	$0,65+0,05 m_x$	1	$\sqrt{\varphi_c/\varphi_y}$
3	x- $y$ $y$ $x$				
4		1-0,3 <i>I</i> <sub>2</sub> / <i>I</i> <sub>1</sub>	$1-(0.35-0.05m_x)I_2/I_1$	1	$1 - (1 - \sqrt{\varphi_c/\varphi_y})(2I_2/I_1 - 1);$ $\beta = 1$ при $I_2/I_1 < 0,5$

Обозначения, принятые в таблице 21:

 $I_1$  и  $I_2$  – моменты инерции соответственно большей и меньшей полок относительно оси симметрии сечения y - y;

 $\varphi_c$  – значение  $\varphi_y$  при  $\overline{\lambda}_v = 3,14$ .

9.2.6 При определении относительного эксцентриситета  $m_x$  в формулах (112) – (114) за расчётный момент  $M_x$  следует принимать:

для стержней с концами, закрепленными от смещения перпендикулярно плоскости действия момента, — максимальный момент в пределах средней трети длины, но не менее половины наибольшего момента по длине стержня;

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

- 9.2.7 Расчёт на устойчивость внецентренно-сжатых (сжато-изгибаемых) элементов двутаврового сечения, непрерывно подкрепленных вдоль одной из полок, следует выполнять согласно приложению Ж.
- 9.2.8 Внецентренно-сжатые (сжато-изгибаемые) элементы постоянного сечения, 44

изгибаемые в плоскости наименьшей жесткости ( $I_y < I_x$  и  $e_y \ne 0$ ), следует рассчитывать по формуле (109), а при гибкости  $\lambda_x > \lambda_y$  — также проверять расчётом на устойчивость из плоскости действия момента как центрально-сжатые элементы по формуле

$$N/(\varphi_x A R_y \gamma_c) \le 1, \tag{115}$$

где  $\phi_x$  — коэффициент устойчивости при центральном сжатии, определяемый согласно требованиям 7.1.3.

При  $\lambda_x \leq \lambda_y$  проверки устойчивости из плоскости действия момента не требуется.

9.2.9 Расчёт на устойчивость стержней сплошного постоянного сечения (кроме коробчатого), подверженных сжатию и изгибу в двух главных плоскостях, при совпадении плоскости наибольшей жёсткости ( $I_x > I_y$ ) с плоскостью симметрии, а также при сечении типа 3 (см. таблицу 21) следует выполнять по формуле

$$N/(\varphi_{exy} A R_y \gamma_c) \le 1, \tag{116}$$

где

$$\varphi_{exy} = \varphi_{ey} \left( 0.6 \sqrt[3]{c} + 0.4 \sqrt[4]{c} \right). \tag{117}$$

Здесь следует определять:

 $\varphi_{ey}$  – согласно требованиям 9.2.2, принимая в формулах вместо m и  $\bar{\lambda}$  соответственно  $m_y$  и  $\bar{\lambda}_y$ ;

c – согласно требованиям 9.2.5:

При вычислении значения  $m_{ef,y} = \eta m_y$  для стержней двутаврового сечения с неодинаковыми полками коэффициент  $\eta$  следует определять как для сечения типа 8 по таблице Д.2.

Если  $m_{ef,y} < m_x$ , то кроме расчёта по формуле (116), следует произвести дополнительную проверку по формулам (109) и (111), принимая  $e_y = 0$ .

Если  $\lambda_x > \lambda_y$ , то кроме расчёта по формуле (116), следует произвести дополнительную проверку по формуле (109), принимая  $e_v = 0$ .

Значения относительных эксцентриситетов следует вычислять по формулам:

$$m_x = e_x A / W_{cx}; (118)$$

$$m_{\mathcal{V}} = e_{\mathcal{V}} A / W_{c\mathcal{V}}, \tag{119}$$

где  $W_{cx}$  и  $W_{cy}$  — моменты сопротивления сечений для наиболее сжатого волокна относительно осей соответственно x - x и y - y.

Если плоскость наибольшей жёсткости сечения стержня  $(I_x > I_y)$  не совпадает с плоскостью симметрии, то расчётное значение  $m_x$  следует увеличить на 25% (кроме сечения типа 3 по таблице 21).

9.2.10 Расчёт на устойчивость стержней сплошного постоянного коробчатого сечения при сжатии с изгибом в одной или в двух главных плоскостях следует выполнять по формулам:

$$N/(\varphi_{ev} A R_v \gamma_c) + M_x/(c_x \delta_x W_{x,min} R_v \gamma_c) \le 1; \tag{120}$$

$$N/(\varphi_{ex} A R_{y} \gamma_{c}) + M_{y}/(c_{y} \delta_{y} W_{y,min} R_{y} \gamma_{c}) \le 1, \tag{121}$$

где  $\phi_{ex}$ ,  $\phi_{ey}$  – коэффициенты устойчивости при сжатии с изгибом, определяемые по таблице Д.3;

 $c_x$ ,  $c_y$  — коэффициенты, принимаемые по таблице Е.1;

 $\delta_x$ ,  $\delta_y$  – коэффициенты, определяемые по формулам:

$$\delta_x = 1 - 0.1N \bar{\lambda}_x^2 / (A R_y)$$
 и  $\delta_y = 1 - 0.1N \bar{\lambda}_y^2 / (A R_y)$  (122)

<mark>4</mark>6

и принимаемые равными 1,0 соответственно при  $\bar{\lambda}_x \le 1$  и  $\bar{\lambda}_y \le 1$ .

При одноосном изгибе в плоскости наибольшей жесткости ( $I_x > I_y$ ;  $M_y = 0$ ) вместо  $\varphi_{ey}$  следует принимать  $\varphi_y$ .

### 9.3 Расчёт на устойчивость элементов сквозного сечения

- 9.3.1 При проверке на устойчивость внецентренно-сжатых (сжато-изгибаемых) стержней сквозного сечения с соединительными планками или решётками следует выполнять как расчёт стержня в целом, так и отдельных ветвей.
- 9.3.2 При расчёте стержня в целом относительно свободной оси по формуле (109), когда планки и решетки расположены в плоскостях, параллельных плоскости действия момента, коэффициент  $\varphi_e$  следует определять по таблице Д.4 в зависимости от условной приведенной гибкости  $\bar{\lambda}_{ef}$  ( $\lambda_{ef}$  см. таблицу 8) и относительного эксцентриситета m, определяемого по формуле

$$m = e Aa / I, (123)$$

- где e = M/N эксцентриситет, при вычислении которого значения M и N следует принимать согласно требованиям 9.2.3;
  - a расстояние от главной оси сечения, перпендикулярной плоскости действия момента, до оси наиболее сжатой ветви, но не менее расстояния до оси стенки ветви;
- I момент инерции сечения сквозного стержня относительно свободной оси. При значениях m>20 расчёт на устойчивость стержня в целом не требуется; в этом случае расчет следует выполнять как для изгибаемых элементов.
- 9.3.3 При расчёте отдельных ветвей сквозных стержней с решётками по формуле (7) продольную силу в каждой ветви следует определять с учётом дополнительного усилия  $N_{ad}$  от момента. Значение этого усилия следует вычислять по формулам:
- $N_{ad} = M_y / b$  при изгибе стержня в плоскости, перпендикулярной оси y y, для сечений типов 1 и 3 (см. таблицу 8);
  - $N_{ad} = 0.5 M_v / b_1$  то же, для сечений типа 2 (см. таблицу 8);
- $N_{ad}=1,16M_x$  / b- при изгибе стержня в плоскости, перпендикулярной оси x x, для сечений типов 1 и 3 (см. таблицу 8);
- $N_{ad} = 0.5 M_x / b_2$  то же, для сечений типа 2 (см. таблицу 8). Здесь b,  $b_1$ ,  $b_2$  – расстояния между осями ветвей (см. таблицу 8).

При изгибе стержня сквозного сечения типа 2 (см. таблицу 8) в двух плоскостях усилие  $N_{ad}$  следует определять по формуле

$$N_{ad} = 0.5 (M_v / b_1 + M_x / b_2). {124}$$

- 9.3.4 При расчёте отдельных ветвей сквозных стержней с планками в формуле (109) следует учитывать дополнительное усилие  $N_{ad}$  от момента M и местный изгиб ветвей от фактической или условной поперечной силы (как в поясах безраскосной фермы).
- 9.3.5 Расчёт на устойчивость внецентренно-сжатых (сжато-изгибаемых) трехгранных сквозных стержней с решётками и постоянным по длине равносторонним сечением следует выполнять согласно требованиям раздела 16.
- 9.3.6 Расчет на устойчивость сквозных стержней из двух сплошностенчатых ветвей, симметричных относительно оси x—x (рисунок 12), с решетками в двух параллельных плоскостях, подверженных сжатию и изгибу в обеих главных плоскостях, следует выполнять:

для стержня в целом – в плоскости, параллельной плоскостям решёток, согласно требованиям 9.3.2, принимая  $e_x = 0$ ;

для отдельных ветвей – как внецентренно-сжатых элементов по формулам (109) и (111); при этом продольную силу в каждой ветви следует определять с учётом дополнительного усилия от момента  $M_v$  (9.3.3), а момент  $M_x$  распределять между

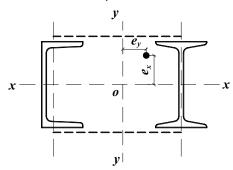


Рисунок 12 – Схема сквозного сечения стержня из двух сплошностенчатых ветвей

ветвями пропорционально их жёсткостям  $I_{x_8}$  (см. рисунок 12); если момент  $M_x$  действует в плоскости одной из ветвей, то следует считать его полностью передающимся на эту ветвь. При расчёте по формуле (109) гибкость отдельной ветви следует определять с учётом требований 10.3.10, а при расчёте по формуле (111) — по максимальному расстоянию между узлами решётки.

9.3.7 Расчёт соединительных планок или решёток сквозных внецентренно-сжатых (сжато-изгибаемых) стержней следует выполнять согласно требованиям 7.2.8 и 7.2.9 на поперечную силу, равную бо́льшему из двух значений: фактической поперечной силе Q или условной поперечной силе  $Q_{fic}$ , вычисляемой согласно требованиям 7.2.7.

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

### 9.4 Проверка устойчивости стенок и поясов

- 9.4.1 Расчётные размеры проверяемых на устойчивость стенок и поясных листов (полок) следует принимать согласно требованиям 7.3.1 и 7.3.7.
- 9.4.2 Устойчивость стенок внецентренно-сжатых (сжато-изгибаемых) элементов следует считать обеспеченной, если условная гибкость стенки  $\bar{\lambda}_w = (h_{e\!f} / t_w) \sqrt{R_y / E}$  не превышает значений предельной условной гибкости  $\bar{\lambda}_{uw}$ , определяемых по формулам таблицы 22.
- 9.4.3 При выполнении условия  $0.8 \le N / (\varphi_e \ A \ R_y \ \gamma_c) \le 1$  предельную условную гибкость  $\overline{\lambda}_{uw}$ , вычисленную по формулам (125) и (126) таблицы 22, увеличивают путём определения ее по формуле

$$\overline{\lambda}_{uw} = \overline{\lambda}_{uw1} + 5 \left( \overline{\lambda}_{uw2} - \overline{\lambda}_{uw1} \right) \left( 1 - \frac{N}{\varphi_e A R_v \gamma_c} \right), \tag{131}$$

где  $\bar{\lambda}_{uw1}$  и  $\bar{\lambda}_{uw2}$  — значения  $\bar{\lambda}_{uw}$ , вычисленные по формулам (125), (126) и (127) таблицы 22.

При выполнении условия  $N / (\varphi_e A R_y \gamma_c) < 0.8$  значение  $\bar{\lambda}_{uw}$  следует принимать равным  $\bar{\lambda}_{uw^2}$ .

### СП 16.13330.2016

9.4.4 Укреплять поперечными рёбрами жёсткости стенки внецентренно сжатых (сжато-изгибаемых) элементов сплошного сечения (колонн, стоек, опор и т.п.) при  $\bar{\lambda}_{w}$   $\geq 2,3$  следует в соответствии с требованиями 7.3.3.

Таблица 22

Тип сече-	Схема сечения и эксцентриситет	Условия применения	Предельная условная
ния	, 1	формул	гибкость стенки $\lambda_{uw}$
1		для двутавра $\mathcal{C}(\mathcal{O}_{2}) > \mathcal{O}_{2}$	$< 2 \qquad \overline{\lambda}_{uw} = \overline{\lambda}_{uw1} = 1,3 + 0,15 \overline{\lambda}_{x}^{2} $ $\geq 2 \qquad \overline{\lambda}_{uw} = \overline{\lambda}_{uw1} = 1,2 + 0,35 \overline{\lambda}_{x} \leq 3,1 $ $(126)$
	$y^{\dagger} y^{\dagger} y^{\dagger} y^{\dagger}$	$\lambda_{\chi}$	$\geq 2 \qquad \mathbf{\lambda}_{uw} - \mathbf{\lambda}_{uw1} - 1, 2 + 0, 33 \mathbf{\lambda}_x \leq 3, 1 \tag{120}$
2	x s x	$c \varphi_y \leq \varphi_e;$	$\overline{\lambda}_{uw} = \overline{\lambda}_{uw2} =$
	$\frac{y}{y}$	$1 \le \alpha \le 2;$	$= 1,42 \cdot \sqrt{\frac{c_{cr} R_y \gamma_c}{\sigma_1 (2 - \alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\beta^2})}} \le$
			$\leq 0.7 + 2.4\alpha \tag{127}$
3	x - y - x	$1 \le \alpha \le 2;$	$ \overline{\lambda}_{uw} = 0.75 \ \overline{\lambda}_{uw2} \le 0.52 + 1.8 \ \alpha $ (128)
4	x = y $y$ $y$ $y$	$1 \le b_f / h_{ef} \le 2;$ $0.8 \le \overline{\lambda}_x \le 4$	$\overline{\lambda}_{uw} = (0.4+0.07 \ \overline{\lambda}_{x})(1+0.25 \ \sqrt{2-b_{f}/h_{ef}}) $ (129)
5	$x - y = e_y$ $y = e_y$	$m_y \ge 1$	$\overline{\lambda}_{uw} = 2 \sqrt{AR_{y} \gamma_{c}/N} \le 5.5 \tag{130}$

Обозначения, принятые в таблице 22:

 $\lambda_{r}$  – условная гибкость стержня в плоскости действия момента;

 $c_{cr}$  – коэффициент, определяемый по таблице 17 в зависимости от  $\alpha$ ;

 $\alpha=(\sigma_1-\sigma_2)/\sigma_1$  (здесь  $\sigma_1$  – наибольшее сжимающее напряжение у расчётной границы стенки, принимаемое со знаком "плюс" и вычисленное без учёта коэффициентов  $\varphi_e$ ,  $c\varphi_y$  и  $\varphi_{exy}$ ;  $\sigma_2$  – соответствующее напряжение у противоположной расчётной границы стенки);  $\beta=0,15$   $c_{cr}$   $\tau/\sigma_1$  (здесь  $\tau=Q/(t_w h_w)$  – среднее касательное напряжение в рассматриваемом сечении; для коробчатого сечения  $\tau=Q/(2t_w h_w)$ ;  $b_f$  – ширина полки тавра.

Примечания

- 1 Для сечений типа 1 при значениях  $0 < m_x < 1$  или  $10 < m_x \le 20$  значения  $\overline{\lambda}_{uw}$  следует определять линейной интерполяцией между значениями  $\overline{\lambda}_{uw}$ , вычисленными согласно 7.3.2  $(m_x = 0)$  или п. 8.5.1  $(m_x = 20)$  и по формулам (125) или (126) соответственно.
- 2 Для сечения типа 2 при  $\alpha \leq 0,5$  значение  $\overline{\lambda}_{uw}$  следует определять дважды: согласно 7.3.2 и с использованием формул (125), (126); при  $0,5 < \alpha < 1$  линейной интерполяцией между значениями  $\overline{\lambda}_{uw}$ , вычисленными при  $\alpha = 0,5$  и  $\alpha = 1$ .
- 3 Для сечения типа 4 при  $\overline{\lambda}_x < 0,8$  или  $\overline{\lambda}_x > 4$  в формуле (129) следует принимать  $\overline{\lambda}_x = 0,8$  или  $\overline{\lambda}_x = 4$  соответственно.
- 4 Для сечений типа 5 при значениях  $0 < m_y < 1$  значения  $\overline{\lambda}_{uw}$  следует определять линейной интерполяцией между значениями  $\overline{\lambda}_{uw}$ , вычисленными согласно 7.3.2  $(m_y = 0)$ , и по формуле (130).

- 9.4.5 При укреплении стенки внецентренно-сжатого (сжато-изгибаемого) элемента продольным ребром жёсткости (с моментом инерции  $I_{rl} \ge 6~h_{ef}~t~_w^3$ ), расположенным посередине стенки, наиболее нагруженную часть стенки между поясом и осью ребра следует рассматривать как самостоятельную пластинку и проверять по формулам таблицы 22. При этом расчёт и проектирование ребра и элемента в целом следует выполнять с учётом требований 7.3.4.
- 9.4.6 В случаях, когда фактическое значение условной гибкости стенки  $\bar{\lambda}_w$  превышает предельное значение  $\bar{\lambda}_{uw}$ , вычисленное для сечений типа 1 по формулам таблицы 22, а для сечений типов 2 и 3 с учётом примечания 2 таблицы 22 (при  $\alpha \leq 0.5$ ), проверку устойчивости стержня по формулам (109), (115) и (116), а также при  $\alpha \leq 0.5$  по формуле (111), следует выполнять с учётом расчётной уменьшенной площади  $A_d$  в соответствии с 7.3.6.
- 9.4.7 Устойчивость поясов (полок) внецентренно сжатых (сжато-изгибаемых) стержней с гибкостью  $0,8 \leq \bar{\lambda}_x \, (\bar{\lambda}_y) \leq 4$  следует считать обеспеченной, если условная гибкость свеса пояса (полки)  $\bar{\lambda}_f = (b_{ef}/t_f) \sqrt{R_y/E}$  или поясного листа  $\bar{\lambda}_{f1} = (b_{ef,1}/t_f) \sqrt{R_y/E}$  не превышает значений предельной условной гибкости  $\bar{\lambda}_{uf} \, (\bar{\lambda}_{uf,1})$ , определяемых по формулам таблице 23.

Таблица 23

I a o J	гица 23		
Тип сече- ния	Схема сечения и эксцентриситет	Условие применения формул	Предельная условная гибкость свеса пояса $\overline{\lambda}_{uf}$ или поясного листа $\overline{\lambda}_{uf,1}$ при гибкости $\text{стержня } 0.8 \leq \overline{\lambda}_x \ (\overline{\lambda}_y) \leq 4$
1	$ \begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	$0 \le m_x \le 5$	$\overline{\lambda}_{uf} = \overline{\lambda}_{ufc} - 0.01(1.5 + 0.7 \overline{\lambda}_x) m_x \qquad (132)$
2			$\overline{\lambda}_{uf,1} = \overline{\lambda}_{ufc} - 0.01(5.3 + 1.3 \overline{\lambda}_x) m_x \qquad (133)$
3	x - y - x		$\overline{\lambda}_{uf} = 0.36 + 0.10 \overline{\lambda}_x \tag{134}$
4	$ \begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	_	$\overline{\lambda}_{uf} = 0.36 + 0.10 \overline{\lambda}_{y} \tag{135}$

Обозначение, принятое в таблице 23:

 $\lambda_{ufc}$  — предельное значение условной гибкости свеса пояса или поясного листа центрально-сжатого элемента, определяемое согласно требованиям 7.3.8 и 7.3.9.

Примечания

- 1 При 5 <  $m_x \le 20$  значения  $\overline{\lambda}_{uf}$  ( $\overline{\lambda}_{uf,1}$ ) следует определять линейной интерполяцией между значениями  $\overline{\lambda}_{uf}$  ( $\overline{\lambda}_{uf,1}$ ), вычисленными по формулам настоящей таблицы, и согласно 8.5.18 и 8.5.19 (при m=20) соответственно.
  - 2 При гибкости стержня  $\overline{\lambda}_x$  ( $\overline{\lambda}_y$ ) < 0,8 или  $\overline{\lambda}_x$  ( $\overline{\lambda}_y$ ) > 4 следует принимать соответственно 0,8 и 4.

9.4.8 Для полок (стенок) с отгибами (см. рисунок 5), значения предельной условной гибкости  $\bar{\lambda}_{uf}$  ( $\bar{\lambda}_{uf,1}$ ), определяемые по формулам таблицы 23, следует умножить на коэффициент 1,5.

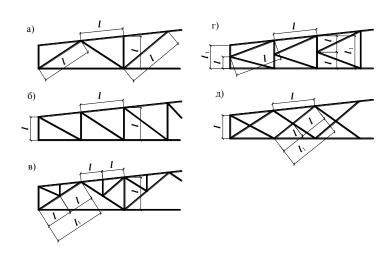
Размеры отгиба следует определять согласно требованиям 7.3.10.

9.4.9 При назначении сечений внецентренно сжатых и сжато-изгибаемых элементов по предельной гибкости (раздел 10.4) значения предельных условных гибкостей стенки  $\bar{\lambda}_{uv}$ , определяемых по формулам таблицы 22, а также поясов  $\bar{\lambda}_{uf}$  ( $\bar{\lambda}_{uf,1}$ ), определяемых по формулам таблицы 23 и согласно требованиям 9.4.8, следует увеличивать умножением на коэффициент  $\sqrt{\varphi_m A R_y/N}$  (здесь  $\varphi_m$  – меньшее из значений  $\varphi_e$ ,  $c\varphi_y$ ,  $\varphi_{exy}$ , использованное при проверке устойчивости элемента), но не более чем в 1,25 раза.

# 10 Расчетные длины и предельные гибкости элементов стальных конструкций

### 10.1 Расчетные длины элементов плоских ферм и связей

10.1.1 Расчетные длины сжатых элементов плоских ферм и связей в их плоскости  $l_{ef}$  и из плоскости  $l_{ef,1}$  (рисунок 13, а, б, в, г), за исключением элементов, указанных в 10.1.2 и 10.1.3, следует принимать по таблице 24.



а – треугольная со стойками; б – раскосная; в – треугольная со шпренгелями; г - полураскосная треугольная; д – перекрестная

Рисунок 13 — Схемы для определения расчетных длин сжатых элементов (обозначения — см. таблицу 24) решеток ферм

10.1.2 Расчётные длины  $l_{ef}$  и  $l_{ef,l}$  верхнего пояса фермы (неразрезного стержня) постоянного сечения с различными сжимающими или растягивающими усилиями на участках (число участков равной длины  $\kappa \geq 2$ ) в предположении шарнирного сопряжения (рис. 14,a) элементов решетки и связей, следует определять по формулам: в плоскости пояса фермы

$$l_{ef} = (0.17\alpha^3 + 0.83) \ l \ge 0.8 \ l, \tag{136}$$

где  $\alpha$  — отношение усилия, соседнего с максимальным, к максимальному усилию в панелях фермы; при этом  $1 \ge \alpha \ge -0.55$ ;

из плоскости пояса фермы

$$l_{ef,l} = \{0.75 + 0.25 \ [\beta/(\kappa - 1)]^{2\kappa - 3}\} \ l_l \ge 0.5 \ l_l, \tag{137}$$

где  $\beta$  — отношение суммы усилий на всех участках (рассматриваемой длины между точками закрепления пояса из плоскости), кроме максимального, к максимальному усилию; при этом  $(\kappa-1) \ge \beta \ge -0.5$ . При вычислении параметра  $\beta$  в формуле (137) растягивающие усилия в стержнях необходимо принимать со знаком "минус".

Таблица 24

	Расчетные дл	ины $\emph{l}_{\it ef}$ и $\emph{l}_{\it ef}$	,1
	поясов	опорных	прочих
Направление продольного изгиба		раскосов и	элементов
элемента фермы		опорных	решетки
		стоек	
1. В плоскости фермы $l_{ef}$ :			
а) для ферм, кроме указанных в поз. 1,б	l	l	0,8 <b>l</b>
б) для ферм из одиночных уголков и ферм с прикрепле-	l	l	0,9 <b>l</b>
нием элементов решетки к поясам впритык			
2. В направлении, перпендикулярном плоскости фермы			
(из плоскости фермы) $l_{ef,1}$ :			
а) для ферм, кроме указанных в поз. 2,б	$\boldsymbol{l}_1$	$\boldsymbol{l}_1$	$\boldsymbol{l}_1$
б) для ферм с прикреплением элементов решётки к поясам впритык	$l_1$	$l_1$	$0,9l_1$
3. В любом направлении $l_{ef} = l_{ef,1}$ для ферм из одиночных	0,85 <i>l</i>	l	0,85 <b>l</b>
уголков при одинаковых расстояниях между точками			
закрепления элементов в плоскости и из плоскости			
фермы			

Обозначения, принятые в таблице 24 (см. рисунок 13):

Расчётные длины  $l_{ef}$  и  $l_{ef,l}$  ветви сквозной колонны постоянного сечения (неразрезного стержня) с различными сжимающими усилиями на участках (число участков равной длины  $\kappa \geq 2$ ) с граничными условиями, когда один конец стержня (нижний) жестко закреплен, а другой — шарнирно оперт в плоскости решетки при шарнирном креплении к нему элементов решетки (рисунок 14, б), следует определять по формулам:

в плоскости ветви

$$l_{ef} = \sqrt{0.36 + 0.59 \alpha^3} \ge 0.6l, \qquad (138)$$

где  $\alpha$  – отношение усилия, соседнего с максимальным, к максимальному усилию в месте заделки; при этом  $1 \ge \alpha \ge 0$ ;

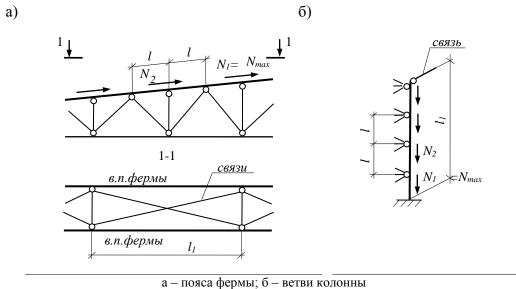
из плоскости ветви

$$\boldsymbol{l}_{ef,1} = (0.6\sqrt{k} + 0.54\boldsymbol{\beta}) \frac{\boldsymbol{l}_1}{k} \ge 0.5\boldsymbol{l}_1 , \qquad (139)$$

где  $\beta$  — отношение суммы усилий на всех участках, кроме максимального, к максимальному усилию в месте заделки; при этом  $(\kappa - 1) \ge \beta \ge 0$ .

l – геометрическая длина элемента (расстояние между центрами ближайших узлов) в плоскости фермы;

 $l_1$  – расстояние между узлами, закреплёнными от смещения из плоскости фермы (поясами ферм, специальными связями, жёсткими плитами покрытий, прикреплёнными к поясу сварными швами или болтами, и т.п.).



а полеа фермы, о всты колоппы

Рисунок 14 - Схемы для определения расчетной длины элементов

В обоих случаях l — длина участка (см. рисунки 13 и 14);  $l_l$  — расстояние между точками связей из плоскости стержня (см. рисунок 14), и расчёт на устойчивость следует выполнять на максимальное усилие.

10.1.3 Расчётные длины  $l_{e\!f\!,1}$  (при допущении, что они не зависят от соотношения усилий) элементов перекрёстной решётки, скрепленных между собой (см. рисунок 13, д), следует принимать по таблице 25.

Таблица 25

Конструкция узла пересечения	Расчетная длина $l_{ef,1}$ из плоскости фермы (связи) при поддерживающем элементе				
элементов решётки	растянутом	неработающем	сжатом		
Оба элемента не прерываются	l	$0,7l_1$	$l_1$		
Поддерживающий элемент прерывается и					
перекрывается фасонкой:					
рассматриваемый элемент не прерывается	$0,7l_1$	$l_1$	$1,4l_1$		
рассматриваемый элемент прерывается	$0,7l_1$	-	-		
и перекрывается фасонкой					

Обозначения, принятые в таблице 25 (см. рисунок 13, д):

- l расстояние от центра узла фермы (связи) до точки пересечения элементов;
- $l_1$  полная геометрическая длина элемента.

10.1.4 Радиусы инерции i сечений элементов из одиночных уголков при определении гибкости следует принимать:

при расчётной длине элемента не менее 0,85 l (где l – расстояние между центрами ближайших узлов) – минимальными (  $i = i_{min}$ );

в остальных случаях — относительно оси уголка, перпендикулярной или параллельной плоскости фермы ( $i=i_x$  или  $i=i_y$ ), в зависимости от направления продольного изгиба.

## 10.2 Расчётные длины элементов пространственных решётчатых конструкций, в том числе, структурных

10.2.1 Расчётные длины  $l_{ef}$  элементов структурных конструкций следует принимать по таблице 26 (l – геометрическая длина элемента – расстояние между центрами узлов структурных конструкций).

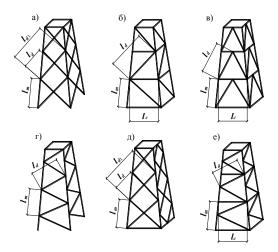
Таблица 26

Элементы структурных конструкций	Расчётная длина $\emph{l}_{\it ef}$
1. Кроме указанных в позициях 2 и 3	l
2. Неразрезные (не прерывающиеся в узлах) пояса, а также элементы	0,85 <i>l</i>
поясов и решёток, прикрепляемых в узлах сваркой впритык к шаро-	
вым 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 $l$ / $i_{min}$ :	
до 90	l
св. 90 до 120	0,90 <i>l</i>
св. 120 до 150 (только для элементов решётки)	0,75 <i>l</i>
св. 150 до 200 (только для элементов решётки)	0,70l
б) одним болтом при $l$ / $i_{min}$ :	
до 90	l
св. 90 до 120	0,95 <i>l</i>
св. 120 до 150 (только для элементов решётки)	0,85 <i>l</i>
св. 150 до 200 (только для элементов решётки)	0,80 <i>l</i>

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

для сжато-изгибаемых элементов — относительно оси, перпендикулярной или параллельной плоскости изгиба ( $i=i_x$  или  $i=i_y$ ); в остальных случаях — минимальными ( $i=i_{min}$ ).

- 10.2.3 Расчётные длины  $l_{ef}$  и радиусы инерции сечений i сжатых, растянутых и ненагруженных элементов пространственных конструкций (рисунок 15) из одиночных уголков при определении гибкости следует принимать по таблицам 27, 28 и 29.
- 10.2.4 Для определения расчетных длин раскосов по рисунку 15, в, при прикреплении их без фасонок к распорке и поясу сварными швами или болтами (не менее двух), расположенными вдоль раскоса, значение коэффициента расчетной длины  $\mu_d$  следует принимать по строке таблицы 29 при значении n «До 2». В случае прикрепления их концов одним болтом значение  $\mu_d$  следует принимать по строке таблицы 29 «Одним болтом без фасонки», а при вычислении значения  $l_{ef}$  по таблице 27 вместо  $\mu_d$  следует принимать  $0.5(1 + \mu_d)$ .
- 10.2.5 Расчётные длины  $l_{ef}$  и радиусы инерции i элементов из труб или парных уголков следует принимать согласно требованиям 10.1.1 10.1.3.
- 10.2.6 Определение расчётных длин сжатых элементов пространственных решетчатых конструкций с использованием сертифицированных программных вычислительных комплексов выполняется в предположении упругой работы стали по недеформированной схеме.



а, б, в – с совмещенными в смежных гранях узлами; г, д – с не совмещенными в смежных гранях узлами; е – с частично совмещенными в смежных гранях узлами

Рисунок 15 - Схемы пространственных решетчатых конструкций

Таблица 27

Элементы пространственных	Сжатые и нег элем	1.7	Растянутые элементы		
конструкций	$l_{ef}$	i	$l_{ef}$	i	
Пояса:					
по рисунку 15,а,б,в	$l_m$	$i_{min}$	$l_m$	$i_{min}$	
по рисунку 15,г,д	$0,73l_{m}$	$i_{min}$	$0,73l_{m}$	$i_{min}$	
по рисунку 15,е	$0,64l_{m}$	$i_{min}$	$0,64l_{m}$	$i_{min}$	
Раскосы:					
по рисунку 15,а,д	$\mu_d  l_{dc}$	$i_{min}$	$l_d$ ( $l_{d1}$ )	$i_{min}(i_x)$	
по рисунку 15,б,в,г,е	$\mu_d l_d$	$i_{min}$	$l_d$	$i_{min}$	
Распорки:	,				
по рисунку 15,б,е	$0.80l_{c}$	$i_{min}$	-	-	
по рисунку 15,в	$0,73l_{c}$	$i_{min}$			

Обозначения, принятые в таблице 27 (рисунок 15):

Таблица 28

Конструкция узла пересечения	Условная длина раскоса $l_{dc}$ при поддерживающем элементе				
элементов решетки	растянутом	неработающем	сжатом		
Оба стержня не прерываются	$l_d$	$1,3l_d$	$0.8l_{d1}$		
Поддерживающий элемент прерывается и					
перекрывается фасонкой; рассматриваемый					
элемент не прерывается:					
в конструкциях по рисунку 15, а	$1,3l_{d}$	$1,6 l_d$	$l_{dI}$		
в конструкциях по рисунку 15, д	$(1,75 -0,15n)l_d$	$(1,9 - 0,1n)l_d$	$l_{d1}$		
Узел пересечения элементов закреплен от	$l_d$	$l_d$	$l_d$		
смещения из плоскости грани (диафрагмой и т.п.)					

Обозначение, принятое в таблице 28 (рисунок 15):

где  $I_{m,\min}$  и  $I_{d,\min}$  — наименьшие моменты инерции сечения соответственно пояса и раскоса.

 $\Pi$  р и м е ч а н и е -  $\Pi$ ри n < 1 и n > 3 в формулах таблицы следует принимать соответственно n = 1 и n = 3.

 $l_{dc}$  – условная длина, принимаемая по таблице 28;

 $<sup>\</sup>mu_d$  – коэффициент расчётной длины раскоса, принимаемый по таблице 29.

Примечания

<sup>1</sup> Раскосы по рисунку 15, а, д в точках пересечения должны быть скреплены между собой.

<sup>2</sup> Значение  $l_{ef}$  для распорок по рисунку 15, в дано для равнополочных уголков.

<sup>3</sup> В скобках даны значения  $l_{ef}$  и i для раскосов из плоскости грани конструкции.

 $n = I_{m,\min} l_d / (I_{d,\min} l_m),$ 

Таблица 29

Прикрепление раскоса	Значение	Значение	Ī	
к поясам	n	до 60	св. 60 до 160	св. 160
Сварными швами, болтами (не	До 2	1,14	$0,54+36 i_{\min}/l$	0,765
менее двух), расположенными	Свыше 6	1,04	$0,54+28,8 i_{\min}/l$	0,740
вдоль раскоса				
Одним болтом без фасонки	При любых значениях	1,12	$0,64+28,8 \; i_{\min}/\; l$	0,820

Обозначения, принятые в таблице 29:

### 10.3 Расчётные длины колонн (стоек)

10.3.1 Расчётные длины  $l_{ef}$  колонн (стоек) постоянного сечения или отдельных участков ступенчатых колонн следует определять по формуле

$$l_{ef} = \mu l , \qquad (140)$$

где l – длина колонны, отдельного участка ее или высота этажа;

 $\mu$  – коэффициент расчётной длины.

10.3.2 При определении коэффициентов расчётной длины колонн (стоек) значения продольных сил в элементах системы следует принимать для того сочетания нагрузок, для которого выполняется проверка устойчивости колонн (стоек) согласно разделам 7 и 9.

Значения коэффициентов расчетной длины  $\mu$  для колонн постоянного сечения и отдельных участков ступенчатых колонн при любых сочетаниях нагрузок принимаются как для колонн постоянного сечения и отдельных участков ступенчатых колонн в рассчитываемой конструкции при сочетании нагрузок, дающем наибольшие значения продольных сил.

При этом необходимо различать несвободные (раскрепленные) рамы, у которых узлы крепления ригелей к колоннам не имеют свободы перемещения в направлении, перпендикулярном оси колонны в плоскости рамы, и свободные (нераскрепленные) рамы, у которых такие перемещения возможны (см. рисунок 1).

10.3.3 Коэффициенты расчетной длины  $\mu$  колонн (стоек) постоянного сечения следует определять в зависимости от условий закрепления их концов и вида нагрузки. Для некоторых случаев закрепления концов и вида нагрузки значения  $\mu$  приведены в таблице 30.

Таблица 30

Схема закрепления колонны (стойки) и вид нагрузки	N H	N 	N 22	N / / / / / / / / / / / / / / / / / / /	N	N	N <sub>max</sub>	N <sub>max</sub>
$\mu$	1,0	0,7	0,5	2,0	1,0	2,0	0,725	1,12

n – по таблице 28;

l — длина, принимаемая равной:  $l_d$  — для раскосов по рисунку 15,6,в,г,е;  $l_{dc}$  по таблице 28 — для раскосов по рисунку 15, а, д.

Примечания

<sup>1</sup> Значение  $\mu_d$  при  $2 \le n \le 6$  следует определять линейной интерполяцией.

<sup>2</sup> При прикреплении одного конца раскоса к поясу без фасонок сваркой или болтами, а второго конца — через фасонку коэффициент расчетной длины раскоса следует принимать равным  $0.5(1 + \mu_d)$ ; при прикреплении обоих концов раскосов через фасонки —  $\mu_d = 1.0$ .

### СП 16.13330.2016

Коэффициенты расчетной длины колонн (стоек) постоянного сечения с упругим закреплением концов следует определять по формулам, приведенным в СП ( XXX.1325800.2016).

10.3.4 Коэффициенты расчетной длины  $\mu$  колонн постоянного сечения в плоскости свободных или несвободных рам при одинаковом нагружении узлов, расположенных в одном уровне, следует определять по формулам таблицы 31. В свободных рамах при жестком креплении оснований колонн  $(0.03 \le p \le 50)$  и шарнирном креплении ригелей к верхним концам колонн в формулах (142) и (143) следует принимать n=0.

Таблица 31

Таблица 31			
	Парам	метры	
Схема рамы	p	n	Коэффициент расчетной длины
	<u>Своболн</u>	<u>н</u> ные рамы	<u> </u>
$I_{c} \qquad I_{c} \qquad I_{c$	p = 0	$ \frac{I_s l_c}{I_c l} $ $ \frac{k(n_1 + n_2)}{k+1} $ $ \vdots $ $ k \ge 2 $	$\mu = 2\sqrt{1 + \frac{0.38}{n}} \tag{141}$
$I_c$ $I_s$	$p = \infty$	$\frac{I_{s}l_{c}}{I_{c}l}$ $\frac{k(n_{1}+n_{2})}{k+1}$ $\vdots$ $k \ge 2$	$\mu = \sqrt{\frac{n+0.56}{n+0.14}} \tag{142}$
$I_{c} \qquad I_{c} \qquad I_{c$	Средни $\frac{k(p_1+p_2)}{k+1}$ Нижни		При $n \le 0,2$ $\mu = \frac{(p+0,68)\sqrt{n+0,22}}{\sqrt{0,68p(p+0,9)(n+0,08)+0,1n}}; (143)$ при $n > 0,2$ $\mu = \frac{(p+0,63)\sqrt{n+0,28}}{\sqrt{pn(p+0,9)+0,1n}} $ (144)

Окончание таблииы 31

Окончание таблицы 31	Парам	town I	
Схема рамы		п	Коэффициент расчетной длины
	p	п	TT T T T
	Частны	е случаи	n+0.22
<del>       </del>		От 0,03	$\mu = 2{,}15\sqrt{\frac{n+0{,}22}{n}}$
<del>                                      </del>	0	до 0,2	·
	p = 0		n + 0.28
		Св. 0,2	$\mu = 2.0\sqrt{\frac{n+0.28}{n}}$
			(n + 0.62)
			$\mu = \frac{(p+0.63)}{\sqrt{p(p+0.9)+0.1}}$
<u> </u>	$0.03 \le p \le 50$	$\infty$	$\sqrt{p(p+0.9)}+0.1$
			$n = 1.21 \sqrt{n + 0.22}$
		От 0,03	$\mu = 1,21\sqrt{\frac{n+0,22}{n+0,08}}$
nn. <sub>l</sub> nn. <sub>l</sub> nn.	$p = \infty$	до 0,2	0.20
		Св. 0,2	$\mu = \sqrt{\frac{n + 0.28}{n}}$
	Несвобо	дные рам	• 22
		дные рам ий этаж	Ы
N $N$ $N$ $N$	$0.5(p_1 + p_2)$		
$I_s$ $I_{s1}$ $I_{s2}$			1.046( ).010
$egin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$	Средний этаж $0.5(p_1+p_2) \mid 0.5(n_1+n_2)$		$\mu = \sqrt{\frac{1 + 0.46(p + n) + 0.18pn}{1 + 0.02(p + n) + 0.71}} $ (145)
			1+0.93(p+n)+0.71pn
$oxed{ egin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$	. (11 12)	(1 2)	
		ий этаж	
$l$ $l_1$ $l_2$	$(p_1 + p_2)$	$0.5(n_1+n_2)$	
8 8			
<u> </u>	Частнь	ые случаи	_
<b> </b>			
<del>                                    </del>			
$I_c$	p = 0	$\frac{I_s l_c}{I_c l}$	$\mu = \sqrt{\frac{1 + 0.46  n}{1 + 0.93  n}}$
	<i>p</i> – 0	$I_c l$	$\sqrt{1+0.93}n$
<u> </u>			
<del>  ',   ',      </del>		11	1 : 0 20 ::
$I_c$	$p = \infty$	$\frac{I_s l_c}{I_c l}$	$\mu = \sqrt{\frac{1 + 0.39  n}{2 + 1.54  n}}$
		$I_c l$	γ ∠+1,34 <i>n</i>
1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1			
Обозначения, принятые в так	วักนนe 31 ·	1	

Обозначения, принятые в таблице 31:

 $I_{s1}$ ,  $I_{s2}$  и  $I_{i1}$ ,  $I_{i2}$  – моменты инерции сечения ригелей, примыкающих соответственно к верхнему и нижнему концу проверяемой колонны;

 $I_c, l_c$  — соответственно момент инерции сечения и длина проверяемой колонны;

 $l, l_1, l_2$  — пролеты рамы; k — число пролетов;

$$n_1 = \frac{I_{s1}l_c}{I_cl_1}; \quad n_2 = \frac{I_{s2}l_c}{I_cl_2}; \quad p_1 = \frac{I_{i1}l_c}{I_cl_1}; \quad p_2 = \frac{I_{i2}l_c}{I_cl_2}$$

 П р и м е ч а н и е - Для крайней колонны свободной многопролетной рамы коэффициент  $\mu$ следует определять при значениях p и n как для колонн однопролетной рамы.

- 10.3.5 При отношении  $H / B \ge 6$  (где H полная высота свободной многоэтажной рамы, B ширина рамы) должна быть проверена общая устойчивость рамы в целом как составного стержня, защемленного в основании и свободного вверху.
- 10.3.6 При неравномерном нагружении верхних узлов колонн в свободной одноэтажной раме и наличии жесткого диска покрытия или продольных связей по верху всех колонн коэффициент расчетной длины  $\mu_{ef}$  наиболее нагруженной колонны в плоскости рамы следует определять по формуле

$$\mu_{ef} = \mu \sqrt{\frac{I_c \Sigma N_i}{N_c \Sigma I_i}} \ge 0.7, \tag{146}$$

- где  $\mu$  коэффициент расчетной длины проверяемой колонны, вычисленный по формулам (141) и (142) таблицы 31;
  - $I_c$ ,  $N_c$  момент инерции сечения и усилие в наиболее нагруженной колонне рассматриваемой рамы соответственно;
- $\Sigma N_i$ ,  $\Sigma I_i$  сумма расчетных усилий и моментов инерции сечений всех колонн рассматриваемой рамы и четырех соседних рам (по две с каждой стороны) соответственно; все усилия следует находить при том же сочетании нагрузок, которое вызывает усилие  $N_c$  в проверяемой колонне.
- 10.3.7 Коэффициенты расчетной длины  $\mu$  отдельных участков ступенчатых колонн в плоскости рамы следует определять согласно приложению W.

При определении коэффициентов расчётной длины  $\mu$  для ступенчатых колонн рам одноэтажных производственных зданий не учитывается влияние степени загружения и жесткости соседних колонн; для многопролетных рам (с числом пролетов два и более) при наличии жесткого диска покрытия или продольных связей, связывающих поверху все колонны и обеспечивающих пространственную работу сооружения, расчетные длины колонн следует определять как для стоек, неподвижно закрепленных на уровне ригелей.

10.3.8 Коэффициенты расчётной длины  $\mu$ , определённые для колонн свободных одноэтажных (при отсутствии жёсткого диска покрытия) и многоэтажных рам, следует уменьшать умножением на коэффициент  $\psi$ , определяемый по формуле

$$\psi = 1 - \alpha \left[ 1 - (\omega/5)^2 \right]^{5/4},\tag{147}$$

где  $\alpha = 0.65 - 0.9\beta + 0.25\beta^2$ ;

$$\omega = \overline{\lambda} / \sqrt{1 + m} \le 5.$$

Здесь обозначено:

$$\beta = 1 - M_1 / M \le 0.2$$
;  $m = MA / (NW_c)$ ;

 $\sqrt{\lambda}$  — условная гибкость колонны, вычисленная с учётом требований 7.3.2 и 7.3.3.

Расчётные значения продольной силы N и изгибающего момента M в рассчитываемой свободной раме следует определять согласно требованиям 9.2.3.

Значение изгибающего момента  $M_1$  следует определять для того же сочетания нагрузок в том же сечении колонны, где действует момент M, рассматривая раму в данном расчётном случае как несвободную.

- 10.3.9 Расчётные длины колонн в направлении вдоль здания (из плоскости рамы) следует принимать равными расстояниям между закрепленными от смещения из плоскости рамы точками (опорами колонн, подкрановых балок и подстропильных ферм, узлами крепления связей и ригелей и т.п.) или определять на основе расчетной схемы, учитывающей фактические условия закрепления концов колонн.
- 10.3.10 Расчётную длину ветвей плоских опор транспортерных галерей следует принимать равной:

в продольном направлении галереи – высоте опоры (от низа базы до оси нижнего пояса фермы или балки), умноженной на коэффициент  $\mu$ , определяемый как для стоек постоянного сечения в зависимости от условий закрепления их концов;

в поперечном направлении (в плоскости опоры) – расстоянию между центрами узлов; при этом должна быть проверена общая устойчивость опоры в целом как составного стержня, защемленного в основании и свободного вверху.

### 10.4 Предельные гибкости элементов

10.4.1 Гибкости элементов  $\lambda = l_{ef} / i$  не должны превышать предельных значений  $\lambda_u$ , приведенных в таблице 32 для сжатых элементов и в таблице 33 — для растянутых.

10.4.2\* Для элементов конструкций, которые согласно приложению В относятся к группе 4, в зданиях и сооружениях І-го и ІІ-го уровней ответственности (согласно требованиям по надежности строительных конструкций и оснований ГОСТ 27751), а также для всех элементов конструкций в зданиях и сооружениях III уровня ответственности значение предельной гибкости повышается на 10 %.

Таблица 32

Элементы конструкций	Предельная гибкость сжатых элементов $\lambda_u$
1 Пояса, опорные раскосы и стойки, передающие опорные реакции: а) плоских ферм, структурных конструкций и пространственных конструкций из труб или парных уголков высотой до 50 м б) пространственных конструкций из одиночных уголков, а также	180-60α 120
пространственных конструкций из труб и парных уголков высотой св. 50 м  2 Элементы, кроме указанных в позициях 1 и 7: а) плоских ферм, сварных пространственных и структурных конструкций из одиночных уголков, пространственных и структурных конструкций из труб и парных уголков б) пространственных и структурных конструкций из одиночных уголков с болтовыми соединениями	$210\text{-}60\alpha$ $220\text{-}40\alpha$
3 Верхние пояса ферм, не закрепленные в процессе монтажа (предельную гибкость после завершения монтажа следует принимать по позиции 1)	220
4 Основные колонны.	180-60α
<ul> <li>5 Второстепенные колонны (стойки фахверка, фонарей и т.п.), элементы решетки колонн, элементы вертикальных связей между колоннами (ниже балок крановых путей)</li> <li>6 Элементы связей, кроме указанных в позиции 5, а также стержни, служащие для уменьшения расчётной длины сжатых стержней, и другие ненагруженные</li> </ul>	210-60α 200
элементы, кроме указанных в позиции 7 7 Сжатые и ненагруженные элементы пространственных конструкций таврового и крестового сечения, подверженные воздействию ветровых нагрузок, при проверке гибкости в вертикальной плоскости  Обозначение, принятое в таблице 32:	150

$$lpha = \frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c}$$
 — коэффициент, принимаемый не менее 0,5 (в необходимых случаях вместо  $\varphi$  следует принимать  $\varphi_e$ ).

### СП 16.13330.2016

Таблица 33

	Предельная гибкос	сть растянутых элег	ментов $\lambda_u$
	при воздействии	на конструкцию н	
	динамических,		от кранов
Элементы конструкций	приложенных	статических	(см. прим. 4) и
	непосредственно		железнодорожных
	к конструкции		составов
1 Пояса и опорные раскосы плоских	250	400	250
ферм (включая тормозные фермы) и			
структурных конструкций			
2 Элементы ферм и структурных	350	400	300
конструкций, кроме указанных			
в позиции 1			
3 Нижние пояса балок и ферм	-	-	150
крановых путей			
4 Элементы вертикальных связей	300	300	200
между колоннами (ниже балок			
крановых путей)			
5 Прочие элементы связей	400	400	300
6 Пояса и опорные раскосы стоек	250	-	-
и траверс, тяги траверс опор			
линий электропередачи, откры-			
тых распределительных			
устройств и контактных сетей			
транспорта			
7 Элементы опор линий электро-	350	_	_
передачи, открытых распредели-			
тельных устройств и контактных			
сетей транспорта, кроме указан-			
ных в позициях 6 и 8			
8 Элементы пространственных	150	_	_
конструкций таврового и кресто-	150		
вого сечений (а в тягах траверс			
опор линий электропередачи и			
из одиночных уголков), подвер-			
женных воздействию ветровых			
нагрузок, при проверке гибкости			
в вертикальной плоскости			

Примечания:

- 3 Гибкость растянутых элементов, подвергнутых предварительному напряжению, не ограничивается.
- 4 Значения предельных гибкостей следует принимать при кранах групп режимов работы 7К (в цехах металлургических производств) и 8К в соответствии со СП 20.13330.
- 5 Для нижних поясов балок и ферм крановых путей при кранах групп режимов работы  $1 \mathrm{K} 6 \mathrm{K}$  принимают  $\lambda_u = 200$ .
- 6 К динамическим нагрузкам, приложенным непосредственно к конструкции, относятся нагрузки, принимаемые в расчетах на усталость или с учётом коэффициентов динамичности по СП 20.13330.

### 11 Расчет листовых конструкций

### 11.1 Расчет на прочность

11.1.1 Расчёт на прочность листовых конструкций (оболочек вращения), находящихся в безмоментном напряженном состоянии, следует выполнять по формуле 60

<sup>1</sup> B конструкциях, не подвергающихся динамическим воздействиям, гибкость растянутых элементов следует проверять только в вертикальных плоскостях.

<sup>2</sup> Для элементов связей (позиция 5), у которых прогиб под действием собственного веса не превышает l/150, при воздействии на конструкцию статических нагрузок принимают  $\lambda_u = 500$ .

$$\frac{1}{R_{y}\gamma_{c}}\sqrt{\sigma_{x}^{2}-\sigma_{x}\sigma_{y}+\sigma_{y}^{2}+3\tau_{xy}^{2}}\leq1,$$
(148)

где  $\sigma_{x}$  и  $\sigma_{y}$  – нормальные напряжения по двум взаимно перпендикулярным направлениям;

 $\gamma_c$  — коэффициент условий работы конструкций, назначаемый в соответствии с требованиями СП 43.13330.

При этом абсолютные значения главных напряжений должны быть не более значений расчётных сопротивлений, умноженных на  $\gamma_c$ .

11.1.2 Напряжения в безмоментных тонкостенных оболочках вращения (рисунок 16), находящихся под давлением жидкости, газа или сыпучего материала, следует определять по формулам:

$$\sigma_1 = \frac{F}{2\pi \, rt \, \cos \beta};\tag{149}$$

$$\sigma_2 = (p / t - \sigma_1 / r_1) r_2,$$
 (150)

где  $\sigma_1$  и  $\sigma_2$  – соответственно меридиональное и кольцевое напряжения;

F — проекция на ось z — z оболочки полного расчётного давления, действующего на часть оболочки abc (см. рисунок 16);

r и  $\beta$  – радиус и угол, показанные на рисунке 16;

t — толщина оболочки;

p – расчётное давление на поверхность оболочки;

 $r_1$ ,  $r_2$  — радиусы кривизны в главных направлениях срединной поверхности оболочки.

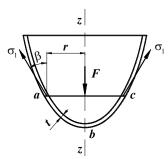


Рисунок 16 - Схема оболочки вращения

11.1.3 Напряжения в замкнутых безмоментных тонкостенных оболочках вращения, находящихся под внутренним равномерным давлением, следует определять по формулам:

для цилиндрических оболочек

$$\sigma_1 = pr / (2t); \quad \sigma_2 = pr / t; \tag{151}$$

для сферических оболочек

$$\sigma_1 = \sigma_2 = pr / (2t); \tag{152}$$

для конических оболочек

$$\sigma_1 = \frac{pr}{2t \cos \beta}; \qquad \sigma_2 = \frac{pr}{t \cos \beta} , \qquad (153)$$

где p — расчётное внутреннее давление на единицу поверхности оболочки;

r – радиус срединной поверхности оболочки (рисунок 17);

 $\beta$  – угол между образующей конуса и его осью z – z (см. рисунок 17).

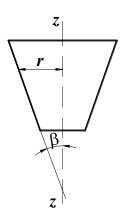


Рисунок 17 - Схема конической оболочки вращения

11.1.4 При проверке прочности оболочек в местах изменения их формы или толщины, а также изменения нагрузки следует учитывать местные напряжения (краевой эффект).

### 11.2 Расчёт на устойчивость

11.2.1 Расчёт на устойчивость замкнутых круговых цилиндрических оболочек вращения, равномерно сжатых параллельно образующим, следует выполнять по формуле

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_{cr,1}\gamma_c} \le 1,\tag{154}$$

где  $\sigma_1$  – расчётное напряжение в оболочке;

 $\sigma_{cr,1}$  – критическое напряжение, равное меньшему из значений  $\psi R_y$  или cEt/r (здесь r – радиус срединной поверхности оболочки; t – толщина оболочки) при  $r/t \le 300$ ; при r/t > 300  $\sigma_{cr,1} = cEt/r$ .

Значения коэффициентов  $\psi$  при  $0 < r / t \le 300$  следует определять по формуле

$$\psi = 0.97 - (0.00025 + 0.95 R_{v} / E) r / t. \tag{155}$$

Значения коэффициента c следует определять по таблице 34.

Таблица 34

r/t	100	200	300	400	600	800	1000	1500	2500
С	0,22	0,18	0,16	0,14	0,11	0,09	0,08	0,07	0,06

В случае внецентренного сжатия параллельно образующим или чистого изгиба в диаметральной плоскости при касательных напряжениях в месте наибольшего момента, не превышающих значения  $0.07E\left(t/r\right)^{3/2}$ , напряжение  $\sigma_{cr,1}$  должно быть увеличено в  $(1,1-0,1\ \sigma_1'\ /\ \sigma_1)$  раза, где  $\sigma_1'$  – наименьшее напряжение (растягивающие напряжения считать отрицательными).

11.2.2 В трубах, рассчитываемых как сжатые или внецентренно-сжатые стержни при условной гибкости  $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_v/E} \ge 0.65$ , должно быть выполнено условие

$$r/t \le \pi \sqrt{E/R_y} \ . \tag{156}$$

Такие трубы следует рассчитывать на устойчивость в соответствии с требованиями разделов 7 и 9 независимо от расчета на устойчивость стенок. Расчёт на устойчивость стенок бесшовных или электросварных труб не требуется, если значения r/t не превышают половины значений, определяемых по формуле (156).

11.2.3 Цилиндрическая панель, опертая по двум образующим и двум дугам направляющей, равномерно сжатая вдоль образующих, при  $b^2 / (r \ t) \le 20$  (где b- ширина панели, измеренная по дуге направляющей) должна быть рассчитана на устойчивость как пластинка по формулам:

при расчётном напряжении  $\sigma \leq 0.8 R_{\rm v}$ 

$$b/t \le 1.9 \sqrt{E/\sigma}; \tag{157}$$

при расчётном напряжении  $\sigma = R_{\nu}$ 

$$b/t \le 37/\sqrt{1+500R_y/E}. {(158)}$$

При  $0.8~R_{\rm y} < \sigma < R_{\rm y}$  наибольшее отношение b/t следует определять линейной интерполяцией.

Если  $b^2/(rt) > 20$ , то панель следует рассчитывать на устойчивость как оболочку согласно требованиям 11.2.1.

11.2.4 Расчёт на устойчивость замкнутой круговой цилиндрической оболочки вращения, при действии внешнего равномерного давления p, нормального к боковой поверхности, следует выполнять по формуле

$$\sigma_2 / (\sigma_{cr,2} \gamma_c) \le 1, \tag{159}$$

где  $\sigma_2 = pr / t$  – расчётное кольцевое напряжение в оболочке;

 $\sigma_{cr,2}$  – критическое напряжение, определяемое по формулам:

при  $0.5 \le l / r \le 10$ 

$$\sigma_{cr,2} = 0.55E(r/l)(t/r)^{3/2};$$
 (160)

при  $l / r \ge 20$ 

$$\sigma_{cr,2} = 0.17E (t/r)^2;$$
 (161)

при 10 < l / r < 20 напряжение  $\sigma_{cr,2}$  следует определять линейной интерполяцией.

Здесь l — длина цилиндрической оболочки.

Та же оболочка, но укрепленная кольцевыми рёбрами, расположенными с шагом  $s \ge 0.5r$  между осями, должна быть рассчитана на устойчивость по формулам (159) — (161) с подстановкой в них значения s вместо l.

В этом случае должно быть удовлетворено условие устойчивости ребра в своей плоскости как сжатого стержня согласно требованиям 7.1.3 при N=prs и расчётной длине стержня  $l_{ef}=1,8r;$  при этом в сечение ребра следует включать участки оболочки шириной 65  $t\sqrt{E/R_y}$  с каждой стороны от оси ребра, а условная гибкость стержня  $\overline{\lambda}=\lambda\sqrt{R_y/E}$  не должна превышать 6,5.

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

11.2.5 Расчёт на устойчивость замкнутой круговой цилиндрической оболочки вращения, подверженной одновременному действию нагрузок, указанных в 11.2.1 и 11.2.4, следует выполнять по формуле

$$\left(\sigma_{1}/\sigma_{cr,1} + \sigma_{2}/\sigma_{cr,2}\right)/\gamma_{c} \le 1,\tag{162}$$

где  $\sigma_{cr,1}$  должно быть вычислено согласно требованиям 11.2.1 и  $\sigma_{cr,2}$  — согласно требованиям 11.2.4.

11.2.6 Расчёт на устойчивость конической оболочки вращения с углом конусности  $\beta \le 60^\circ$ , сжатой силой N вдоль оси (рисунок 18), следует выполнять по формуле

$$N/(N_{cr} \gamma_c) \le 1, \tag{163}$$

где  $N_{cr}$  – критическая сила, определяемая по формуле

$$N_{cr} = 6,28t \ \sigma_{cr,1} \ r_m \cos^2 \beta, \tag{164}$$

здесь t — толщина оболочки;

 $\sigma_{cr,1}$  — значение напряжения, вычисленное согласно требованиям 11.2.1 с заменой радиуса r радиусом  $r_m$ , равным

$$r_m = (0.9r_2 + 0.1r_1) / \cos \beta. \tag{165}$$

11.2.7 Расчёт на устойчивость конической оболочки вращения при действии внешнего равномерного давления p, нормального к боковой поверхности, следует выполнять по формуле

$$\sigma_2/\left(\sigma_{cr,2}\,\gamma_c\right) \le 1,\tag{166}$$

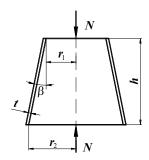


Рисунок 18 — Схема конической оболочки вращения под действием продольного усилия сжатия

здесь  $\sigma_2 = pr_m / t$  – расчётное кольцевое напряжение в оболочке;

 $\sigma_{cr,2}$  – критическое напряжение, определяемое по формуле

$$\sigma_{cr,2} = 0.55E (r_m/h) (t/r_m)^{3/2},$$
 (167)

где  $r_m$  – радиус, определяемый по формуле (165);

h – высота конической оболочки (между основаниями).

11.2.8 Расчёт на устойчивость конической оболочки вращения, подверженной одновременному действию нагрузок, указанных в 11.2.6 и 11.2.7, следует выполнять по формуле

$$(N/N_{cr} + \sigma_2/\sigma_{cr,2})/\gamma_c \le 1, \tag{168}$$

где значения  $N_{cr}$  и  $\sigma_{cr,2}$  следует вычислять по формулам (164) и (167).

11.2.9 Расчёт на устойчивость полной сферической оболочки (или ее сегмента) при r /  $t \le 750$  и действии внешнего равномерного давления p, нормального к ее поверхности, следует выполнять по формуле

$$\sigma/\left(\sigma_{cr}\gamma_{c}\right) \leq 1,\tag{169}$$

где  $\sigma = pr/(2t)$  – расчётное напряжение;

 $\sigma_{cr} = 0.1 \; Et \, / \, r$  — критическое напряжение, принимаемое равным не более  $R_y$ , здесь r — радиус срединной поверхности сферы.

### 12 Расчет элементов стальных конструкций на усталость

### 12.1 Общие положения расчета

12.1.1 При проектировании стальных конструкций и их элементов (балки крановых путей, балки рабочих площадок, элементы конструкций бункерных и разгрузочных эстакад, конструкции под двигатели и др.), непосредственно воспринимающих многократно действующие подвижные, вибрационные или другого вида нагрузки с количеством циклов нагружений  $10^5$  и более, которые могут привести к явлению усталости, следует применять такие конструктивные решения, которые не вызывают значительной концентрации напряжений, и проверять расчётом на усталость.

Количество циклов нагружений следует принимать по технологическим требованиям эксплуатации.

Расчёт конструкций на усталость следует производить на действие нагрузок, устанавливаемых согласно требованиям СП 20.13330.

Расчёт на усталость также следует выполнять для конструкций высоких сооружений (типа мачт, башен и т.п.), проверяемых на ветровой резонанс согласно требованиям СП 20.13330.

12.1.2 Расчёт на усталость следует производить по формуле

$$\frac{\sigma_{max}}{\alpha R_{\nu} \gamma_{\nu}} \le 1, \tag{170}$$

- где  $\sigma_{max}$  наибольшее по абсолютному значению напряжение в рассчитываемом сечении элемента, вычисленное по сечению нетто без учёта коэффициента динамичности и коэффициентов  $\varphi$ ,  $\varphi_b$ ,  $\varphi_e$ ;
  - $R_{\nu}$  расчётное сопротивление усталости, принимаемое по таблице 35 в зависимости от временного сопротивления стали  $R_{un}$  и групп элементов и соединений конструкций, приведенных в таблице К.1;
    - $\alpha$  коэффициент, учитывающий количество циклов нагружений n,

при  $n \ge 3.9 \cdot 10^6$  принимаемый равным  $\alpha = 0.77$ ;

при  $n < 3.9 \cdot 10^6$  вычисляемый по формулам:

для групп элементов 1 и 2

$$\alpha = 0.064 (n/10^6)^2 - 0.5 (n/10^6) + 1.75;$$
 (171)

для групп элементов 3 - 8

$$\alpha = 0.07 (n/10^6)^2 - 0.64 (n/10^6) + 2.2;$$
 (172)

 $\gamma_v$  — коэффициент, определяемый по таблице 36 в зависимости от напряженного состояния и коэффициента асимметрии напряжений  $\rho = \sigma_{min} / \sigma_{max}$  (здесь  $\sigma_{min}$  — наименьшее по абсолютному значению напряжение в рассчитываемом сечении элемента, вычисляемое так же и при том же загружении, как и  $\sigma_{max}$ ). При разнозначных напряжениях  $\sigma_{max}$  и  $\sigma_{min}$  значение коэффициента  $\rho$  следует принимать со знаком "минус".

При расчёте по формуле (170) должно быть выполнено условие  $\alpha R_{\nu} \gamma_{\nu} \leq R_{u} / \gamma_{u}$ .

12.1.3 Стальные конструкции и их элементы, непосредственно воспринимающие нагрузки с количеством циклов нагружений менее 10<sup>5</sup>, следует проектировать с применением таких конструктивных решений, которые не вызывают значительной концентрации напряжений и в необходимых случаях проверять расчетом на малоцикловую усталость.

### СП 16.13330.2016

Таблица 35

Группа	Значение $R_{\nu}$ при нормативном значении временного сопротивления стали $R_{un}$ , $H/мм^2$					
элементов	до 420	св.420 до 440	св.440 до 520		св.520 до 580	св.580 до 675
1 2	120 100	128 106	132 108		136 110	145 116
3	Для всех марок стали 90					
4	То же			75		
5			"	60		
6			"	45		
7			"	36		
8			"	27		

Таблица 36

Напряжённое состояние (для $\sigma_{max}$ )	Коэффициент асимметрии напряжений $ ho$	Формулы для вычисления коэффициента $\gamma_v$
	-1 ≤ <i>ρ</i> ≤ 0	$\frac{2,5}{1,5-\boldsymbol{\rho}}$
Растяжение	$0 < \rho \le 0.8$	$\frac{2,0}{1,2-\boldsymbol{\rho}}$
	$0.8 < \rho < 1$	$\frac{1,0}{1-\boldsymbol{\rho}}$
Сжатие	-1 ≤ <i>p</i> < 1	$\frac{2,0}{1-\boldsymbol{\rho}}$

### 12.2 Расчёт балок крановых путей

Расчёт на усталость балок крановых путей следует выполнять согласно требованиям 12.1.1 и 12.1.2 на действие крановых нагрузок, определяемых согласно СП 20.13330 При этом следует принимать  $\alpha = 0,77$  при кранах групп режимов работы 7К (в цехах металлургических производств) и 8К и  $\alpha = 1,1$  – в остальных случаях. Расчёт на усталость верхней зоны стенок составных балок крановых путей в этих случаях следует выполнять по формуле

$$(0.5 \sqrt{\sigma_x^2 + 0.36\tau_{xy}^2} + 0.4 \sigma_{loc,y} + 0.5 \sigma_{fy}) / R_v \le 1,$$
(173)

где  $R_{\nu}$  – расчётное сопротивление усталости, принимаемое для всех марок сталей, равным для балок со сварными и фрикционными поясными соединениями соответственно:

для сжатой верхней зоны стенки (сечения в пролёте балки)

 $R_v = 75 \text{ H/mm}^2 \text{ и } 96 \text{ H/mm}^2;$ 

для растянутой верхней зоны стенки (опорные сечения неразрезных балок)  $R_{\nu} = 65 \text{ H/mm}^2$  и  $89 \text{ H/mm}^2$ .

Значения напряжений в формуле (173) следует определять по формулам пункта 8.3.3.

# 13 Проектирование стальных конструкций с учетом предотвращения хрупкого разрушения

13.1 При проектировании стальных конструкций следует исключать возможность хрупкого разрушения, возникающую вследствие неблагоприятного влияния сочетания следующих факторов:

пониженной температуры, при которой сталь в зависимости от ее химического состава, структуры и толщины проката переходит в хрупкое состояние;

действия подвижных, динамических и вибрационных нагрузок;

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

резких концентраторов напряжений, ориентированных поперек направления действия растягивающих напряжений.

13.2 Для предотвращения хрупкого разрушения конструкций следует: выбирать сталь согласно требованиям 5.2 и таблице В.1.

по возможности избегать расположения сварных швов в зонах действия растягивающих напряжений, превышающих  $0,4\ R_y$ ;

принимать меры по снижению неблагоприятного влияния концентрации напряжений и наклепа, вызванных конструктивным решением или возникающих при различных технологических операциях (правка, гибка, гильотинная резка, продавливание отверстий и т.п.);

избегать пересечений сварных швов;

для сварных стыковых соединений применять выводные планки и физические методы контроля качества швов;

учитывать, что конструкции со сплошной стенкой имеют меньше концентраторов напряжений, чем решётчатые;

в стыках элементов, перекрываемых накладками, фланговые швы не доводить до оси стыка не менее чем на 25 мм с каждой стороны;

применять возможно меньшие толщины элементов сечения (особенно при гильотинной резке кромок и продавливании отверстий);

фасонки связей, вспомогательных и других второстепенных элементов крепить к растянутым элементам конструкций по возможности на болтах.

13.3 При применении в сварных соединениях проката толщиной  $s \ge 25$ мм из низколегированных сталей в крестообразных, тавровых и угловых соединениях, а также у сварных швов с полным проплавлением, один из элементов в которых испытывает растягивающие напряжения по толщине листа, и остального проката толщиной более 40 мм возникает риск появления слоистого разрушения (дефекта в прокате, образующегося под действием сварки, в виде слоистых трещин, параллельных плоскости проката).

Такой дефект обычно обнаруживается при ультразвуковом контроле качества швов.

Возникновение слоистого разрушения существенно зависит от формы соединений и расположения сварных швов, от размера шва, толщины свариваемых элементов, степени жесткости соединения и технологии сварки.

- 13.4 Склонность проката к слоистым разрушениям следует определять при испытаниях на растяжение по величине относительного сужения  $\psi_z$  на образцах, ось которых нормальна поверхности проката.
  - 13.5 Возможность слоистого разрушения исключается соблюдением условия

где  $\psi_{zp}$  – суммарный фактор риска (в процентах);

 $\psi_{\text{zн}}$  — нормируемое (в процентах) значение фактора риска для проката в соответствии с действующим стандартом;

 $\psi_{\text{zh}}$  =15,  $\psi_{\text{zh}}$  =25,  $\psi_{\text{zh}}$  =35 соответственно для групп качества проката Z15, Z25, Z35. При этом прокат по 13.3 должен удовлетворять: для конструкций группы 1 — уровня ответственности I (по ГОСТ 27751) требованиям группы качества Z35; для других конструкций группы 1, а также для фланцевых соединений и в случае, когда усилие нормально поверхности листа, — требованиям группы качества Z25; в остальных случаях — Z15.

Расчетное значение  $\psi_{zp}$  следует определять по формуле

$$\psi_{zp} = \psi_{z\dot{\varphi}} + \psi_{zT} + \psi_{zIII} + \psi_{zK} + \psi_{zc}, \qquad (174)$$

где  $\psi_{z\phi}$  – форма соединения и расположение сварных швов;

 $\psi_{\text{zr}}$  – толщина свариваемого проката;

 $\psi_{\text{zш}}$  – катет шва;

 $\psi_{\text{zж}}$  – степень жесткости соединения;

 $\psi_{zc}$  — влияние технологии сварки (суммарный фактор от количества проходов, последовательности наложения швов и подогрева).

Значения  $\psi_{z\varphi}$ ,  $\psi_{zT}$ ,  $\psi_{zш}$ ,  $\psi_{zж}$ ,  $\psi_{zc}$  представлены в таблице 37.

Расчетное значение  $\psi_{zp}$  может быть уменьшено на 50% в случае работы материала на статическое сжатие по толщине и увеличено на 10% – в случае действия по толщине динамических или вибрационных нагрузок.

Таблица 37

Форма соединения и расположение сварного шва, $\psi_{z\phi}$	
Характеристики сварных соединений	Факторы риска, %
Соединение без напряжений в направлении Z	
0,15	ψ <sub>zφ</sub> = – 25
Угловое соединение с симметрично расположенным швом	
0,58	<b>ψ</b> <sub>zφ</sub> = − 10
Соединение с промежуточным наплавленным слоем	
	$\psi_{z\varphi}=-5$
Обычное тавровое соединение с угловыми швами	
	$\psi_{z\varphi}=0$

Тавровое соединение с					
	$\psi_{z\phi}=+3$				
располож					
		$\psi_{z\phi} = +5$			
Углог	вые соединения с полным проваром				
Толщина лист	$\psi_{zt} = 0.2S$				
	Величина катета углового шва, $\boldsymbol{a}$ , мм, $\boldsymbol{\psi}_{\text{zm}}$				
	$\psi_{\text{zui}} = 0.3 a$				
C	тепень жесткости соединения, $\psi_{\scriptscriptstyle ZM}$				
Низкая – возможна свобод	ная усадка	<b>ψ</b> <sub>zж</sub> = 0			
Средняя – частично возмож	$\psi_{zx}=+3$				
Высокая – жесткое закрепл	$\psi_{zx}=+5$				
Технология сварки, $\psi_{zc}$					
	Технология сварки, $\psi_{zc}$				
Количество проуолов	Технология сварки, $\psi_{zc}$ Один	<b>ψ</b> zc= 0			
Количество проходов	Один Несколько	$\psi_{zc}=-2$			
Количество проходов Последовательность	Один Несколько Попеременно с одной и с другой стороны соединения	$\psi_{zc} = -2$ $\psi_{zc} = -2$			
-	Один Несколько	$\psi_{zc} = -2$ $\psi_{zc} = -2$ $\psi_{zc} = 0$			
Последовательность	Один Несколько Попеременно с одной и с другой стороны соединения	$\psi_{zc} = -2$ $\psi_{zc} = -2$			

# 14 Проектирование соединений стальных конструкций

# 14.1 Сварные соединения

14.1.1 При проектировании стальных конструкций со сварными соединениями следует:

назначать минимальные размеры сварных швов с учётом требований 14.1.4 — 14.1.6, а также применять минимально необходимое количество расчетных и конструктивных сварных швов;

обеспечивать свободный доступ к местам выполнения сварных соединений с учётом выбранного вида и технологии сварки.

- 14.1.2 Основные типы, конструктивные элементы и размеры сварных соединений следует принимать по действующим стандартам.
- 14.1.3 При выборе электродов, сварочной проволоки и флюсов следует учитывать группы конструкций и расчётные температуры, указанные в приложениях В и Г.
- 14.1.4 При проектировании сварных соединений следует исключать возможность хрупкого разрушения конструкций согласно требованиям раздела 13.
- 14.1.5 При проектировании тавровых и угловых сварных соединений элементов стальных конструкций с растягивающими напряжениями в направлении толщины проката с целью исключения возможности слоистого разрушения металла под сварным швом следует:

применять стали для конструкций группы 1 согласно приложению B, с пределом текучести до 375 H/мм<sup>2</sup>, а также стали с гарантированными механическими свойствами

в направлении толщины проката;

применять сварочные материалы с пониженной прочностью и повышенной пластичностью; использовать технологические приемы сварки, направленные на снижение остаточных сварочных напряжений; не применять порошковую проволоку;

отказаться от применения одностороннего углового шва и перейти к двустороннему;

заменять угловые соединения тавровыми, а в последних обеспечивать отношение ширины свеса к толщине элементов не менее 1;

применять разделки кромок, обеспечивающие снижение объема наплавленного металла.

14.1.6 Сварные стыковые соединения листовых деталей следует проектировать прямыми с полным проваром и с применением выводных планок.

В монтажных условиях допускается односторонняя сварка с подваркой корня и сварка на остающейся стальной подкладке.

- 14.1.7 Размеры сварных угловых швов и конструкция соединения должны удовлетворять следующим требованиям:
- а) катет углового шва  $k_f$  не должен превышать 1,2t, где t наименьшая из толщин свариваемых элементов;

катет шва, наложенного на закругленную кромку фасонного проката толщиной t, не должен превышать 0.9t;

б) катет углового шва  $k_f$  должен удовлетворять требованиям расчета и быть не меньше указанного в таблице 38; при возможности обеспечения большей глубины провара в тавровом двустороннем, а также в нахлёсточном и угловом соединениях, при условии, что дополнительным контролем установлено отсутствие дефектов, в том числе технологических трещин, катет шва (от 5 мм и более) принимается меньше указанного в таблице 38, но не менее 4 мм;

Таблица 38

,		Предел	N	Іинимал	тьный кате	г шва $k_f$ , м	им, при тол	щине
Вид	Вид	текучести стали,	бо	лее толо	стого из сва	ариваемы	х элементо	в <i>t</i> , мм
соединения	сварки	Н/мм <sup>2</sup>	4-5	6-10	11-16	17-22	23-32	33-40
Тавровое с	Ручная	До 285	4	4	4	6	10	12
двусторон- ними	дуговая	Св. 285 до 390	4	5	6	8	10	14
угловыми		Св. 390 до 590	5	6	7	8	10	14
швами; нахлесточ-	Автомати-	До 285	3	4	4	6	10	12
ное и угло-	ческая и механизи-	Св. 285 до 390	3	4	5	8	10	14
	рованная	Св. 390 до 590	4	5	6	8	10	14
Тавровое с односторон	Ручная дуговая	До 375	5	6	7	8	10	14
-ними угло-	Автомати-	Д0 373						
выми швами	ческая и механизи-		4	5	6	10	10	18
	рованная							

Примечания

- в) расчетная длина углового шва должна быть не менее  $4k_f$  и не менее 40 мм;
- г) расчетная длина флангового шва должна быть не более 85  $\beta_f k_f$ , за исключением швов, в которых усилие действует на всем протяжении шва (здесь  $\beta_f$  коэффициент, 70

 $<sup>1~{</sup>m B}$  конструкциях из стали с пределом текучести свыше 590 H/мм $^2$  минимальный катет швов следует принимать по специальным техническим условиям.

<sup>2</sup> Для всех сталей при толщине элементов более 80 мм катет сварного шва принимать по расчету.

принимаемый согласно таблице 39);

- д) размер нахлестки должен быть не менее пяти толщин наиболее тонкого из свариваемых элементов;
- е) соотношение размеров катетов угловых швов следует принимать 1:1; при разных толщинах свариваемых элементов допускается принимать швы с неравными катетами; при этом катеты, примыкающие к более тонкому либо к более толстому элементу, должны удовлетворять требованиям соответственно 14.1.7,а либо 14.1.7,6;
- ж) угловые швы следует выполнять с плавным переходом к основному металлу в конструкциях, возводимых в районах с расчётными температурами ниже минус 45 °C, а также в случаях, когда плавный переход обеспечивает повышение расчётного сопротивления усталости сварных соединений.
- 14.1.8 Для угловых швов, размеры которых установлены в соответствии с расчетом, для элементов из стали с пределом текучести до 285 H/мм<sup>2</sup> следует применять электродные материалы, удовлетворяющие условиям:

 $R_{wf} > R_{wz}$  – при механизированной сварке;

1,1  $R_{wz}$  ≤  $R_{wf}$  ≤  $R_{wz}$   $\beta_z$  /  $\beta_f$  − при ручной сварке;

для элементов из стали с пределом текучести свыше 285  $\text{H/mm}^2$  следует применять электродные материалы, удовлетворяющие условию  $R_{wz} < R_{wf} < R_{wz} \ \beta_z \ / \ \beta_f$  (здесь  $\beta_f$  и  $\beta_z$  — коэффициенты, зависящие от технологии сварки и катета шва и определяемые по таблице 39).

Таблица 39

Вид ополица 37			I	2	Arrenan		
Вид сварки при диаметре сварочной проволоки сплошного сечения	Положение шва	Коэф- фициент	$eta_{\!f}$ и $eta_{\!z}$ і	Значения коэф при нормальны катетах ш	іх режимах сі	зарки и	
d, mm			3-8	9-12	14-16	св. 16	
Автоматическая	В лодочку	$eta_{\!f}$		1,1		0,7	
при $d = 3 - 5$		$eta_{ m z}$		1,15		1,0	
	Нижнее	$eta_{\!f}$	1,1	0,9		0,7	
		$eta_{\rm z}$	1,15	1,15 1,05		1,0	
Автоматическая и	В лодочку	$eta_{\!f}$	(	),9	0,8	0,7	
механизированная		$\beta_{\rm z}$	1	1,05		,0	
при $d = 1,4-2$	Нижнее,	$eta_{\!f}$	0,9	0,8	0,	7	
	горизонтальное, вертикальное	$eta_{\mathrm{z}}$	1,05		1,0		
Ручная и	В лодочку	$eta_{\!f}$		0,7			
механизированная при $d < 1,4$ или порошковой проволокой	Нижнее, горизонтальное, вертикальное, потолочное	$eta_{ m z}$		1,0			

14.1.9 Односторонние угловые швы в тавровых соединениях элементов из стали с пределом текучести до 375 Н/мм<sup>2</sup> следует применять в конструкциях, эксплуатируемых в неагрессивной или слабоагрессивной среде (классификация по СП 28.13330) в отапливаемых помещениях:

для прикрепления промежуточных рёбер жёсткости и диафрагм – в конструкциях всех групп, кроме конструкций группы 1, рассчитываемых на усталость;

для поясных швов сварных двутавров — в конструкциях групп 2 и 3 (кроме балок с условной гибкостью стенки  $\overline{\lambda}_w > 6\sqrt{R_y/\sigma_f}$ ) при толщине стенки  $t_w$  в колоннах и стойках до 12 мм и в балках до 10 мм, при выполнении швов механизированной сваркой с катетом шва  $k_f \geq 0.8t_w/\beta_f$ ; при этом следует учитывать требования 15.3.3 и 15.5.5;

для всех конструктивных элементов – в конструкциях группы 4.

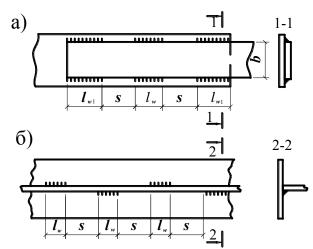
Катеты односторонних швов следует принимать по расчёту, но не менее указанных в таблице 38.

Односторонние угловые швы не следует применять в конструкциях зданий и сооружений, относящихся к I уровню ответственности, возводимых в районах с сейсмичностью 8 баллов и выше, в районах с расчётной температурой ниже минус 45°С, в конструкциях групп 1, 2, 3 в зданиях с кранами режимов работы 7К (в цехах металлургических производств) и 8К, а также в балках и ригелях рамных конструкций, рассчитываемых согласно требованиям 8.2.3, 8.2.6 и 8.2.7.

14.1.10 Прерывистые угловые сварные швы следует применять при статической нагрузке при избыточной несущей способности непрерывного шва минимального размера для соединений в конструкциях группы 4, а также в реконструируемых конструкциях группы 3, в районах, кроме имеющих расчётную температуру ниже минус 45°C, и эксплуатируемых в неагрессивных или слабоагрессивных средах.

Размеры сварного шва должны соответствовать требованиям 14.1.7.

Расстояние s между участками сварных швов (рисунок 19) не должно превышать одного из значений: 200 мм,  $12t_{min}$  в сжатом элементе ( $t_{min}$  — толщина самого тонкого из соединяемых элементов),  $16t_{min}$  в растянутом элементе. В конструкциях группы 4 расстояние s увеличивают на 50 %.



а – в нахлесточном соединении; б – в тавровом соединении **Рисунок 19** – **Схема прерывистых угловых сварных швов** 

При наложении прерывистого шва следует предусматривать шов по концам соединяемых частей элементов; длина  $l_{w1}$  этого шва в элементах составного сечения из пластин должна быть не менее 0,75b, где b — ширина более узкой из соединяемых пластин.

- 14.1.11 Угловые сварные швы, расположенные по периметру отверстий или прорезей, следует применять в нахлёсточных соединениях в случаях, предусмотренных 14.1.10, для передачи усилий в плоскости нахлёстки, предотвращения потери устойчивости элементов нахлёстки или конструктивных соединений элементов.
- 14.1.12 Пробочные швы, заполняющие наплавленным металлом всю площадь круглых или щелевых отверстий, следует применять в нахлёсточных соединениях в случаях, предусмотренных 14.1.10, только для предотвращения потери устойчивости элементов нахлёстки или для конструктивных соединений элементов.

Толщина пробочного шва должна быть: не менее толщины t просверлённого или прорезанного элемента, но не более 16 мм; не менее 0,1 длины прорези либо значений

0,45d или 0,45b (где d и b — диаметр отверстия и ширина прорези, равные  $d \ge t+8$  мм и  $b \ge t+8$  мм).

Расстояние между центрами отверстий или продольными осями прорезей должно быть не менее 4d или 4b.

14.1.13 Комбинированные соединения, в которых часть сдвигающего усилия воспринимается фрикционным соединением, а часть – сварными швами, применяют при условии, что сварка выполнена после затяжки болтов на расчетное усилие и с последующей их дотяжкой при необходимости.

Распределение усилия между фрикционными и сварными соединениями следует принимать пропорционально их несущим способностям. Применение в комбинированных соединениях болтов без контролируемого натяжения не допускается.

14.1.14 Расчёт сварных стыковых соединений при действии осевой силы N, проходящей через центр тяжести соединения, следует выполнять по формуле

$$N/(t l_w R_{wy} \gamma_c) \le 1, \tag{175}$$

где t — наименьшая из толщин соединяемых элементов;

 $l_w$  — расчётная длина шва, равная полной его длине, уменьшенной на 2t, или полной его длине, если концы шва выведены за пределы стыка.

При расчёте сварных стыковых соединений элементов из стали с отношением  $R_u / \gamma_u > R_y$ , эксплуатация которых возможна и после достижения металлом предела текучести, а также из стали с пределом текучести  $R_{yn} > 440 \text{ H/mm}^2$  в формуле (175) вместо  $R_{wy}$  следует принимать  $R_{wu} / \gamma_u$ .

Расчёт сварных стыковых соединений выполнять не требуется при применении сварочных материалов согласно таблице  $\Gamma$ .1, полном проваре соединяемых элементов и сплошном (100%) контроле качества соединений неразрушающими методами.

14.1.15 Сварные стыковые соединения, выполненные в отсутвие сплошного контроля качества неразрушающими методами, при одновременном действии в одном и том же сечении шва нормальных  $\sigma_{wx}$  и  $\sigma_{wy}$  и касательных  $\tau_{wxy}$  напряжений следует проверять по формуле (44), принимая в ней

$$\sigma_x = \sigma_{wx}, \quad \sigma_y = \sigma_{wy}, \quad \tau_{xy} = \tau_{wxy}, \quad R_y = R_{wy}.$$

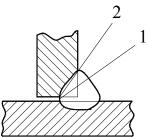
14.1.16 Расчёт сварного соединения с угловыми швами, при действии силы N, проходящей через центр тяжести соединения, следует выполнять на срез (условный) по одному из двух сечений (рисунок 20) по формулам:

при 
$$\frac{\boldsymbol{\beta}_f \boldsymbol{R}_{wf}}{\boldsymbol{\beta}_z \boldsymbol{R}_{wz}} \le 1$$
 по металлу шва  $\frac{N}{\boldsymbol{\beta}_f \boldsymbol{k}_f \boldsymbol{l}_w \boldsymbol{R}_{wf} \boldsymbol{\gamma}_c} \le 1;$  (176)

при 
$$\frac{\boldsymbol{\beta}_f \boldsymbol{R}_{wf}}{\boldsymbol{\beta}_z \boldsymbol{R}_{wz}} > 1$$
 по металлу границы сплавления  $\frac{N}{\boldsymbol{\beta}_z \boldsymbol{k}_f \boldsymbol{l}_w \boldsymbol{R}_{wz} \boldsymbol{\gamma}_c} \le 1,$  (177)

где  $l_w$  – расчётная длина швов в сварном соединении, равная суммарной длине всех его участков за вычетом по 1 см на каждом непрерывном участке шва;

 $\beta_f$ ,  $\beta_z$  – коэффициенты, принимаемые по таблице 39.



1 – по металлу шва; 2 – по металлу границы сплавления

Рисунок 20 - Схема расчетных сечений сварного соединения с угловым швом

14.1.17 Расчет сварных соединений с угловыми швами при действии момента M в плоскости, перпендикулярной плоскости расположения швов, следует выполнять на срез (условный) по одному из двух сечений (см. рисунок 20) по формулам:

по металлу шва

$$M/(W_f R_{wf} \gamma_c) \le 1; \tag{178}$$

по металлу границы сплавления

$$M / (W_z R_{wz} \gamma_c) \le 1, \tag{179}$$

где  $W_f$  и  $W_z$  – моменты сопротивления расчётных сечений сварного соединения по металлу шва и по металлу границы сплавления соответственно.

14.1.18 Расчёт сварного соединения с угловыми швами при действии момента M в плоскости расположения этих швов следует выполнять на срез (условный) по одному из двух сечений (см. рисунок 20) по формулам:

по металлу шва

$$\frac{M\sqrt{x^2 + y^2}}{(I_{fx} + I_{fy})R_{wf} \gamma_c} \le 1; \tag{180}$$

по металлу границы сплавления

$$\frac{M\sqrt{x^2 + y^2}}{(I_{zx} + I_{zy})R_{wz}\gamma_c} \le 1,$$
(181)

где x и y – координаты точки сварного соединения, наиболее удаленной от центра тяжести O расчётного сечения этого соединения (рисунок 21);

 $I_{fx}$ ,  $I_{fy}$  — моменты инерции расчётного сечения сварного соединения по металлу шва относительно его главных осей x - x и y - y соответственно;

 $I_{zx}$ ,  $I_{zy}$  — то же, по металлу границы сплавления.

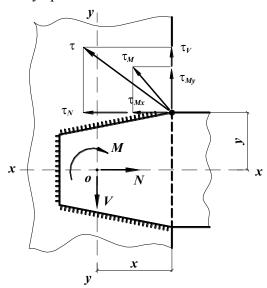


Рисунок 21 – Расчетная схема сварного соединения

14.1.19~ При расчёте сварного соединения с угловыми швами на одновременное действие продольной N и поперечной V сил и момента M (см. рисунок 21) должны быть выполнены условия

$$\tau_f / (R_{wf} \gamma_c) \le 1 \quad \text{if} \quad \tau_z / (R_{wz} \gamma_c) \le 1, \tag{182}$$

где  $\tau_f$  и  $\tau_z$  — напряжения в точке расчётного сечения сварного соединения по металлу шва и по металлу границы сплавления соответственно, определяемые по формуле

$$\tau = \sqrt{(\tau_N + \tau_{Mx})^2 + (\tau_V + \tau_{My})^2}.$$
 (183)

14.1.20 При осуществлении нахлёсточных соединений элементов толщиной до 4 мм точечным швом дуговой сваркой сквозным проплавлением, несущую способность одной точки следует принимать равной меньшему из двух предельных значений:

при срезе

$$N_s = 0.28 \ d^2 R_{wun}; \tag{184}$$

при вырыве

$$N_t = \beta d t R_{un}, \tag{185}$$

где d — диаметр точечного шва в плоскости соединяемых элементов, принимаемый по действующим стандартам;

 $\beta$  = 1,1 при сварке элементов равной толщины;

 $\beta$  = 1,9 при сварке элементов с разными толщинами, отличающимися в 2 и более раза; при меньшем отличии в толщинах значение  $\beta$  следует принимать по интерполяции;

t — меньшая из толщин свариваемых элементов.

# 14.2 Болтовые соединения

- 14.2.1 Для болтовых соединений элементов стальных конструкций следует применять болты согласно таблицам  $\Gamma.3 \div \Gamma.8$ .
- 14.2.2 Болты следует размещать согласно требованиям таблицы 40, при этом в стыках и в узлах на минимальных расстояниях, а соединительные конструктивные болты на максимальных расстояниях.

При прикреплении уголка одной полкой болтами, размещаемыми в шахматном порядке, отверстие, наиболее удаленное от его конца, следует размещать на риске, ближайшей к обушку.

14.2.3 Болты класса точности А следует применять для соединений, в которых отверстия просверлены на проектный диаметр в собранных элементах, либо по кондукторам в отдельных элементах и деталях, либо просверлены или продавлены на меньший диаметр в отдельных деталях с последующей рассверловкой до проектного диаметра в собранных элементах.

Болты класса точности В в многоболтовых соединениях следует применять для конструкций из стали с пределом текучести до 375 H/мм<sup>2</sup>.

В соединениях, где болты работают преимущественно на растяжение следует применять болты класса точности В или высокопрочные.

- 14.2.4 Болты, имеющие по длине ненарезанной части участки с различными диаметрами, не следует применять в соединениях, в которых эти болты работают на срез.
- 14.2.5 Резьба болта, воспринимающего сдвигающее усилие, в элементах структурных конструкций, опор линий электропередачи и открытых распределительных устройств, а также в соединениях при толщине наружного элемента до 8 мм, должна находиться вне пакета соединяемых элементов; в остальных случаях резьба болта не должна входить вглубь отверстия более чем на половину толщины крайнего элемента со стороны гайки или свыше 5 мм.
- 14.2.6 Установку шайб на болты следует выполнять согласно требованиям СП 70.13330.

В расчётных соединениях с болтами классов точности А и В (за исключением крепления вспомогательных конструкций) следует предусматривать меры против

самоотвинчивания гаек (постановка пружинных шайб, вторых гаек, частичное предварительное натяжение и др.).

- 14.2.7 На скошенных поверхностях соединяемых деталей и элементов (внутренние грани полок двутавров и швеллеров) под головки болтов или гайки следует устанавливать косые шайбы
- 14.2.8 Диаметр отверстия для болтов в элементах из проката должен соответствовать примечанию 1 таблицы 40.

Таблица 40

Характеристика расстояния и предела текучести	Расстояние при
соединяемых элементов	размещении болтов
1. Расстояние между центрами отверстий для болтов в любом	·
направлении:	
а) минимальное:	
при $R_{yn} \le 375 \text{ H/мм}^2$	2,5 <i>d</i>
при $R_{yn} > 375 \text{ H/мм}^2$	3 <i>d</i>
б) максимальное в крайних рядах при отсутствии	8 <i>d</i> или 12 <i>t</i>
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. Расстояние от центра отверстия для болта до края элемента	
а) минимальное вдоль усилия:	
при $R_{yn} \le 375 \text{ H/мм}^2$	2d
при $R_{yn} > 375 \text{ H/мм}^2$	2,5 <i>d</i>
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 во фрикционном соединении при	1,3 <i>d</i>
любой кромке и любом направлении усилия	
3. Расстояние минимальное между центрами отверстий вдоль	u+1,5d
усилия для болтов, размещаемых в шахматном порядке	
05 5 40	

Обозначения, принятые в таблице 40:

Примечания

- 1 Диаметр отверстий следует принимать: для болтов класса точности A  $-d=d_b$ ; для болтов класса точности B в конструкциях опор ВЛ, ОРУ и КС  $-d=d_b+1$  мм, в остальных случаях  $-d=d_b+(1;2$  или 3 мм), где  $d_b-$  диаметр болта.
- $2~{\rm B}$  одноболтовых соединениях элементов решетки (раскосов и распорок), кроме постоянно работающих на растяжение, при толщине элементов до 6 мм из стали с пределом текучести до  $375~{\rm H/mm^2}$  расстояние от края элемента до центра отверстия вдоль усилия допускается принимать 1,35d~ (без допуска при изготовлении элементов в сторону уменьшения, о чем должно быть указано в проекте).
- 3 При размещении болтов в шахматном порядке на расстоянии, не менее указанного в позиции 3, сечение элемента  $A_n$  следует определять с учетом ослабления его отверстиями, расположенными в одном сечении поперек усилия (не по зигзагу).
- 14.2.9 Расчётное усилие, которое может быть воспринято одним болтом, в зависимости от вида напряженного состояния следует определять по формулам:

при срезе

$$N_{bs} = R_{bs} A_b n_s \gamma_b \gamma_c; (186)$$

при смятии

$$N_{bp} = R_{bp} \ d_b \ \Sigma t \ \gamma_b \ \gamma_c \ ; \tag{187}$$

при растяжении

$$N_{bt} = R_{bt} A_{bn} \gamma_c, \qquad (188)$$

где  $R_{bs}$ ,  $R_{bp}$ ,  $R_{bt}$  – расчётные сопротивления одноболтовых соединений;

d – диаметр отверстия для болта;

t — толщина наиболее тонкого наружного элемента;

u – расстояние поперек усилия между рядами отверстий.

- $A_b$  и  $A_{bn}$  площади сечений стержня болта брутто и по резьбовой части нетто соответственно, принимаемые согласно таблице  $\Gamma$ .9;
  - $n_s$  число расчётных срезов одного болта;
  - $d_b$  наружный диаметр стержня болта;
  - $\Sigma t$  наименьшая суммарная толщина соединяемых элементов, сминаемых в одном направлении;
  - $\gamma_{c}$  коэффициент условий работы, определяемый по таблице 1;
  - уь коэффициент условий работы болтового соединения, определяемый по таблице 41 и принимаемый не более 1,0.
- 14.2.10~ При действии на болтовое соединение силы N, проходящей через центр тяжести соединения, распределение этой силы между болтами следует принимать равномерным. В этом случае количество болтов в соединении следует определять по формуле

$$n \ge N / N_{b,min} , \qquad (189)$$

где  $N_{b,min}$  — наименьшее из значений  $N_{bs}$ ,  $N_{bp}$  и  $N_{bt}$ , вычисленное согласно требованиям 14.2.9.

- В случаях, когда в стыке расстояние l между крайними болтами вдоль сдвигающего усилия превышает  $16\ d$ , значение n в формуле (189) следует увеличивать путем деления на коэффициент  $\beta=1-0.005(l/d-16)$ , принимаемый равным не менее 0,75. Это требование не учитывается при действии усилия по всей длине соединения (например, в поясном соединении балки).
- 14.2.11 При действии на болтовое соединение момента, вызывающего сдвиг соединяемых элементов, распределение усилий на болты следует принимать пропорционально расстояниям от центра тяжести соединения до рассматриваемого болта.

Усилие в наиболее нагруженном болте  $N_{b,max}$  не должно превышать меньшего из значений  $N_{bs}$  или  $N_{bp}$ , вычисленных согласно требованиям 14.2.9.

14.2.12 При одновременном действии на болтовое соединение силы и момента, действующих в одной плоскости и вызывающих сдвиг соединяемых элементов, болты следует проверять на равнодействующее усилие (в наиболее нагруженном болте, которое не должно превышать меньшего из значений  $N_{bs}$  или  $N_{bp}$ , вычисленных согласно требованиям 14.2.9).

Таблица 41

Характер	истика	Предел		
болтового соединения	напряженного состояния	текучести $R_{yn}$ стали соединяемых элементов, $H/мm^2$	Значения a / d, s / d	Значение коэффициента <i>%</i>
Одноболтовое,	Срез	-	=	1,0
болт классов		До 285	$1,5 \le a/d \le 2$	0,4a/d +0,2
точности А, В			$1,35 \le a/d < 1,5$	a/d - 0.7
или высоко-	Смятие	Св. 285	$1,5 \le a/d \le 2$	0,5a/d
прочный		до 375	$1,35 \le a/d < 1,5$	0,67a/d - 0,25
		Св. 375	$a/d \geq 2,5$	1,0
Многоболтовое	Срез	-	-	1,0
,		До 285	$1,5 \le a/d \le 2$	0,4a/d+0,2
болты класса			$2 \le s/d \le 2,5$	0,4s/d
точности А	C	Св. 285	$1,5 \le a/d \le 2$	0,5a/d
	Смятие	до 375	$2 \le s/d \le 2,5$	0.5s/d - 0.25
		Св. 375	$a/d \geq 2.5$	1.0
			$s/d \geq 3$	1,0

#### Окончание таблицы 41

Обозначения, принятые в таблице 41:

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

Прим ечания

- $1\, \dot{\text{Д}}$ ля расчёта многоболтового соединения на срез и смятие при болтах классов точности B, а также при высокопрочных болтах без регулируемого натяжения при всех значениях предела текучести  $R_{yn}$  стали соединяемых элементов значения коэффициента  $\gamma_b$  следует умножать на 0,9.
- 2 Для расчета многоболтового соединения на смятие следует принимать значение  $\gamma_b$ , меньшее из вычисленных при принятых значениях d, a, s.
- 14.2.13 При одновременном действии на болтовое соединение усилий, вызывающих срез и растяжение болтов, наиболее напряженный болт, наряду с проверкой по формуле (188), следует проверять по формуле

$$\sqrt{(N_s / N_{bs})^2 + (N_t / N_{bt})^2} \le 1, \tag{190}$$

где  $N_s$  и  $N_t$  – усилия, действующие на болт, срезывающее и растягивающее соответственно;

 $N_{bs}, N_{bt}$  – расчетные усилия, определяемые согласно требованиям 14.2.9.

14.2.14 В креплениях одного элемента к другому через прокладки или иные промежуточные элементы, а также в элементах с односторонней накладкой количество болтов по сравнению с расчетом следует увеличивать на 10 %.

При креплениях выступающих полок уголков или швеллеров с помощью коротышей количество болтов, прикрепляющих коротыш к этой полке, по сравнению с результатом расчёта следует увеличивать на 50 %.

14.2.15 Фундаментные (анкерные) болты следует проверять согласно требованиям СП 43.13330.

# 14.3 Фрикционные соединения (на болтах с контролируемым натяжением)

- 14.3.1 Фрикционные соединения, в которых усилия передаются через трение, возникающее по соприкасающимся поверхностям соединяемых элементов вследствие натяжения высокопрочных болтов, следует применять:
- в конструкциях из стали с пределом текучести свыше  $375~{\rm H/~mm^2}$  и непосредственно воспринимающих подвижные, вибрационные и другие динамические нагрузки;
- в многоболтовых соединениях, к которым предъявляются повышенные требования в отношении ограничения деформативности.
- 14.3.2 Во фрикционных соединениях следует применять болты, гайки и шайбы согласно требованиям 5.6.

Болты следует размещать согласно требованиям таблицы 40.

14.3.3 Расчётное усилие, которое может быть воспринято каждой плоскостью трения элементов, стянутых одним высокопрочным болтом, следует определять по формуле

$$Q_{bh} = R_{bh} A_{bn} \mu / \gamma_h , \qquad (191)$$

где  $R_{bh}$  – расчётное сопротивление растяжению высокопрочного болта, определяемое согласно требованиям 6.7;

 $A_{bn}$  – площадь сечения болта по резьбе, принимаемая согласно таблицы  $\Gamma.9$ ;

- $\mu$  коэффициент трения, принимаемый по таблице 42;
- $\gamma_h$  коэффициент, принимаемый по таблице 42.
- 14.3.4 При действии на фрикционное соединение силы N, вызывающей сдвиг соединяемых элементов и проходящей через центр тяжести соединения, распределение этой силы между болтами следует принимать равномерным. В этом случае количество болтов в соединении следует определять по формуле

$$n \ge N / (Q_{bh} \kappa \gamma_b \gamma_c), \tag{192}$$

где  $Q_{bh}$  – расчётное усилие, определяемое по формуле (191);

- $\kappa$  количество плоскостей трения соединяемых элементов;
- $\gamma_c$  коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 1;
- $\eta_b$  коэффициент условий работы фрикционного соединения, зависящий от количества n болтов, необходимых для восприятия расчетного усилия, и принимаемый равным:
  - 0.8 при n < 5;
  - 0,9 при  $5 \le n < 10$ ;
  - 1,0 при  $n \ge 10$ .
- 14.3.5 При действии на фрикционное соединение момента или силы и момента, вызывающих сдвиг соединяемых элементов, распределение усилий между болтами следует принимать согласно указаниям 14.2.11 и 14.2.12.

Таблица 42

Способ обработки очистки) соединяемых поверхностей	Коэффициент трения <i>µ</i>	Коэффициент $\eta_1$ при контроле натяжения болтов по моменту закручивания при разности номинальных диаметров отверстий и болтов $\delta$ , мм, при нагрузке динамической $\delta = 3 - 6$ ; динамической $\delta = 1$ ;		
		динамической $\delta = 5 - 6$ статической $\delta = 5 - 6$	статической $\delta = 1 - 4$	
1 Дробемётный или дробеструйный двух поверхностей без консервации	0,58	1,35	1,12	
2 Газопламенный двух поверхностей без консервации	0,42	1,35	1,12	
3 Стальными щетками двух поверхностей без консервации	0,35	1,35	1,17	
4 Без обработки	0,25	1,70	1,30	
$\Pi$ р и м е ч а н и е — $\Pi$ ри контроле натяжения болтов по углу поворота гайки значения $\gamma_n$ следует умножать на $0,9$ .				

- 14.3.6 При действии на фрикционное соединение помимо силы N, вызывающей сдвиг соединяемых элементов, силы F, вызывающей растяжение в болтах, значение коэффициента  $\gamma_b$ , определяемое согласно требованиям 14.3.4, следует умножать на коэффициент  $(1-N_t/P_b)$ , где  $N_t$  растягивающее усилие, приходящееся на один болт,  $P_b$  усилие натяжения болта, принимаемое равным  $P_b = R_{bh}A_{bn}$ .
- 14.3.7 Диаметр болта во фрикционном соединении следует принимать при условии  $\sum t \le 4d_b$ , где  $\sum t$  суммарная толщина соединяемых элементов, сдвигаемых в одном направлении,  $d_b$  диаметр болта.

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

14.3.8 В проекте должны быть указаны марки стали и механические свойства болтов, гаек и шайб и стандарты, по которым они должны поставляться, способ

обработки соединяемых поверхностей, осевое усилие  $P_b$ , принимаемое согласно 14.3.6.

- 14.3.9 При проектировании фрикционных соединений следует обеспечивать возможность свободного доступа для установки болтов, плотного стягивания пакета болтами и закручивания гаек с применением динамометрических ключей, гайковертов и др.
- 14.3.10 Для высокопрочных болтов с увеличенными размерами головок и гаек и при разности номинальных диаметров отверстия и болта не более 3 мм, а в конструкциях из стали с временным сопротивлением не ниже 440 H/мм<sup>2</sup> не более 4 мм, устанавливается одна шайба под гайку.
- 14.3.11 Расчёт на прочность соединяемых элементов, ослабленных отверстиями во фрикционном соединении, следует выполнять с учетом того, что половина усилия, приходящегося на каждый болт, передана силами трения. При этом проверку ослабленных сечений следует выполнять: при подвижных, вибрационных и других динамических нагрузках по площади сечения нетто  $A_n$ ; при статических нагрузках по площади сечения брутто A (при  $A_n \ge 0.85A$ ) либо по условной площади  $A_{ef} = 1.18 \, A_n$  (при  $A_n < 0.85A$ ).

# 14.4 Поясные соединения в составных балках

14.4.1 Сварные и фрикционные поясные соединения составной двутавровой балки следует рассчитывать по формулам таблицы 43.

При отсутствии поперечных ребер жесткости для передачи неподвижных сосредоточенных нагрузок, приложенных к верхнему поясу, а также при приложении неподвижной

сосредоточенной нагрузки к нижнему поясу независимо от наличия ребер жесткости в местах приложения нагрузки поясные соединения следует рассчитывать как для подвижной нагрузки.

Сварные швы, выполненные с проваром на всю толщину стенки, следует считать равнопрочными со стенкой.

Таблица 43

Характер нагрузки	Поясные соединения	Формулы для расчёта поясных соединений в составных балках		
	Сварные	$T/(n \beta_f k_f R_{wf} \gamma_c) \le 1$	(193)	
		$T/(n \beta_z k_f R_{wz} \gamma_c) \leq 1$	(194)	
Неподвижная	Фрикционные	$T s / (Q_{bh} \kappa \gamma_c) \leq 1$	(195)	
	Сварные (двусторонние швы)	$\frac{\sqrt{T^2 + V^2}}{2\beta_f k_f R_{wf} \gamma_c} \le 1$	(196)	
Подвижная		$\frac{\sqrt{T^2 + V^2}}{2\beta_z k_f R_{wz} \gamma_c} \le 1$	(197)	
	Фрикционные	$\frac{s\sqrt{T^2 + \alpha^2 V^2}}{Q_{bh}k\gamma_c} \le 1$	(198)	

Обозначения, принятые в таблице 43:

T = QS / I — сдвигающее пояс усилие на единицу длины, вызываемое поперечной силой Q (здесь S — статический момент брутто пояса балки относительно центральной оси);

n – количество угловых швов: при двусторонних швах n=2, при односторонних n=1;

 $Q_{bh}$ ,  $\kappa$  – величины, определяемые согласно 14.3.3, 14.3.4;

 $V = \gamma_f \gamma_{f1} F_n / l_{ef}$  — давление от сосредоточенного груза  $F_n$  на единицу длины, определяемое с учётом требований 8.2.2 и 8.3.3 (для неподвижных грузов  $\gamma_{f1} = 1$ );

у и ул – коэффициенты надежности по нагрузке, принимаемые по СП 20.13330;

s — шаг поясных болтов;

 $\alpha$  – коэффициент, принимаемый равным:  $\alpha$  = 0,4 при нагрузке по верхнему поясу балки, к которому пристрогана стенка, и  $\alpha$  = 1,0 при отсутствии пристрожки стенки или при нагрузке по нижнему поясу.

14.4.2 В балках с фрикционными поясными соединениями с многолистовыми поясными пакетами прикрепление каждого из листов за местом своего теоретического обрыва следует рассчитывать на половину усилия, которое может быть воспринято сечением листа. Прикрепление каждого листа на участке между действительным местом его обрыва и местом обрыва предыдущего листа следует рассчитывать на полное усилие, которое может быть воспринято сечением листа.

# 15 Дополнительные требования по проектированию некоторых видов зданий, сооружений и конструкций

# 15.1 Расстояния между температурными швами

Расстояния l между температурными швами стальных каркасов одноэтажных зданий и сооружений не должны превышать наибольших значений  $l_u$ , принимаемых по таблице 44.

При превышении более чем на 5% указанных в таблице 44 расстояний, а также при увеличении жесткости каркаса стенами или другими конструкциями в расчете следует учитывать климатические температурные воздействия, неупругие деформации конструкций и податливость узлов.

Таблица 44

	Характеристика	Наибольшее расстояние $l_u$ , м, при расчетной температуре воздуха, ${}^{0}$ С, (см. 4.2.3)		
здания и сооружения	направления		t ≥ - 45	t < - 45
Отапливаемое здание	Отапливаемое между вдоль блока (по длине		230	160
			150	110
			90	60
Неотапливаемое здание и горячий	между вдоль блока (по длине температурными здания)		200	140
цех	швами	по ширине блока	120	90
	от температурного шва или торца здания до оси ближайшей вертикальной связи		75	50
Открытая	между температурными швами		130	100
эстакада	вдоль блока			
	от температурного шва или торца здания до оси ближайшей вертикальной связи		50	40

 $\Pi$  р и м е ч а н и е — При наличии между температурными швами здания или сооружения двух вертикальных связей расстояние между последними в осях не должно превышать: для зданий — 40-50 м и для открытых эстакад 25-30 м, при этом для зданий и сооружений, возводимых при расчетных температурах  $t<-45^{0}C$ , должны приниматься меньшие из указанных расстояний.

# 15.2 Фермы и структурные плиты покрытий

15.2.1 Оси стержней ферм и структур должны быть, как правило, центрированы во всех узлах. Центрирование стержней следует производить в сварных 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 допускается не учитывать, если оно не превышает 1,5 % высоты пояса меньшего сечения.

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

При приложении нагрузок вне узлов ферм пояса должны быть рассчитаны на совместное действие продольных усилий и изгибающих моментов.

15.2.2 При расчёте плоских ферм соединения элементов в узлах ферм допускается принимать шарнирными:

при сечениях элементов из уголков или тавров;

при двутавровых, H-образных и трубчатых сечениях элементов, когда отношение высоты сечения h к длине элемента l между узлами не превышает: 1/15- для конструкций, эксплуатируемых в районах с расчётными температурами ниже минус 45 °C; 1/10- для конструкций, эксплуатируемых в остальных районах.

При превышении указанных отношений h/l следует учитывать дополнительные изгибающие моменты в элементах от жёсткости узлов.

15.2.3 Расстояние между краями элементов решётки и пояса в узлах 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, перекрываемых накладками, следует оставлять зазор не менее 50 мм.

Фланговые сварные швы, прикрепляющие элементы решетки ферм к фасонкам, следует выводить на торец элемента на длину не менее 20 мм.

- 15.2.4 В узлах ферм с поясами из тавров, двутавров и одиночных уголков крепления фасонок к полкам поясов встык следует осуществлять с проваром на всю толщину фасонки. В конструкциях группы 1, а также эксплуатируемых в районах при расчётных температурах ниже минус 45 °C примыкание узловых фасонок к поясам следует выполнять согласно приложению К (таблица К.1, позиция 7).
- 15.2.5 При расчёте узлов ферм со стержнями трубчатого и двутаврового сечения и прикреплением элементов решетки непосредственно к поясу (без фасонок) следует проверять несущую способность:

стенки пояса при местном изгибе (продавливании) в местах примыкания элементов решетки (для круглых и прямоугольных труб);

боковой стенки пояса в месте примыкания сжатого элемента решетки (для прямоугольных труб);

полок пояса на отгиб (для двутаврового сечения);

стенки пояса (для двутаврового сечения);

элементов решетки в сечении, примыкающем к поясу;

сварных швов, прикрепляющих элементы решётки к поясу.

Указанные проверки приведены в СП ( XXX.1325800.2016).

Кроме того, следует соблюдать требования по предотвращению слоистого разрушения поясов ферм (см. 13.5).

15.2.6 При пролётах ферм покрытий свыше 36 м следует предусматривать строительный подъём, равный прогибу от постоянной и длительной нормативных нагрузок. При плоских кровлях строительный подъём следует предусматривать независимо от величины пролёта, принимая его равным прогибу от суммарной нормативной нагрузки плюс 1/200 пролета.

#### 15.3 Колонны

15.3.1 Отправочные элементы сквозных колонн с решётками в двух плоскостях следует укреплять диафрагмами, располагаемыми у концов отправочного элемента.

В сквозных колоннах с соединительной решёткой в одной плоскости диафрагмы следует располагать не реже, чем через 4 м.

- $15.3.2\,$  В колоннах и стойках с односторонними поясными швами согласно  $14.1.9\,$  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.
- 15.3.3 Угловые швы, прикрепляющие фасонки соединительной решётки к колоннам внахлестку, следует назначать по расчету и располагать с двух сторон фасонки вдоль колонны в виде отдельных участков в шахматном порядке; при этом расстояние между концами таких швов не должно превышать толщину фасонки в 15 раз.

В конструкциях, возводимых в районах с расчётными температурами ниже минус 45 °C, а также при применении ручной дуговой сварки, угловые сварные швы должны быть непрерывными по всей длине фасонки.

- 15.3.4 Монтажные стыки колонн следует выполнять с фрезерованными торцами, сваренными встык, на накладках со сварными швами или болтовыми соединениями, в том числе фрикционными. При приварке накладок сварные швы не следует доводить до стыка на 25 мм с каждой стороны. Допускается применение фланцевых соединений с передачей сжимающих усилий через плотное касание, а растягивающих болтами.
- 15.3.5 В сквозных колоннах, ветви которых соединены планками, следует принимать:

ширину  $b_s$  промежуточных планок — равной от 0.5b до 0.75b (здесь b — габаритная ширина колонны в плоскости планок);

ширину концевых планок – равной от  $1,3b_s$  до  $1,7b_s$ .

# 15.4 Связи

- 15.4.1 В каждом температурном блоке здания следует предусматривать самостоятельную систему связей.
- 15.4.2 Нижние пояса балок и ферм крановых путей пролетом свыше 12 м следует укреплять горизонтальными связями.
- 15.4.3 Вертикальные связи между основными колоннами ниже уровня балок крановых путей следует располагать в середине или около середины температурного блока; верхние вертикальные связи целесообразно располагать по торцам здания и в шагах колонн, примыкающих к температурным швам, а также в тех шагах, где расположены связи нижнего яруса.

При недостаточной жесткости ветвей колонн в продольном направлении здания, следует устанавливать дополнительные распорки, закреплённые в узлах связей.

При двухветвевых колоннах, если расстояние между ветвями не менее 500 мм, вертикальные связи следует располагать в плоскости каждой из ветвей колонны. Ветви двухветвевых связей следует соединять между собой решетками.

- 15.4.4 Система связей покрытия зависит от типа каркаса (стальной или смешанный), типа покрытия (прогонное или беспрогонное), грузоподъемности кранов и режима их работы, наличия подвесного подъемно-транспортного оборудования и подстропильных ферм.
- 15.4.5 *В уровне нижних поясов* стропильных ферм следует предусматривать поперечные горизонтальные связи в каждом пролете здания у торцов, а также у температурных швов здания. При длине температурного блока более 144 м и при

кранах грузоподъемностью ≥50 т следует предусматривать также и промежуточные поперечные горизонтальные связи с шагом не более 60 м.

В зданиях со стальным каркасом, оборудованных мостовыми кранами грузоподъемностью 10т и более, и в зданиях с подстропильными фермами следует предусматривать продольные связи, располагаемые по крайним панелям нижних поясов стропильных ферм и образующие совместно с поперечными связями жесткий контур в плоскости нижних поясов ферм.

В однопролетных зданиях такого типа продольные связи по нижним поясам следует назначать вдоль обоих рядов колонн.

При наличии неизменяемого жесткого диска между стропильными фермами с нисходящим опорным раскосом в крайних узлах нижних поясов следует устанавливать распорки.

В многопролетных зданиях при кранах грузоподъемностью  $\leq 50$  т, с режимом работы 1К-6К (в соответствии со СП 20.13330) продольные связи следует располагать вдоль крайних колонн и через один ряд вдоль средних колонн. В многопролетных зданиях с кранами грузоподъемностью > 50 т, с режимом работы 7K-8K, а также в зданиях с перепадами высоты следует назначать более частое расположение продольных связей по нижним поясам ферм. Продольные связи по средним рядам колонн при одинаковой высоте смежных пролетов следует проектировать такими же, как и вдоль крайних рядов колонн.

В случае если гибкость в горизонтальной плоскости панелей нижних поясов ферм, находящихся между двумя поперечными связевыми фермами, не удовлетворяет 10.4, то она должна быть обеспечена постановкой растяжек, закрепленных в узлах связевых ферм.

15.4.6 *По верхним поясам* стропильных ферм поперечные горизонтальные связи при покрытии с прогонами следует назначать в любом одноэтажном промышленном здании. Поперечные связевые фермы по верхним и нижним поясам рекомендуется совмещать в плане.

Верхние пояса стропильных ферм, не примыкающие непосредственно к поперечным связям, следует раскреплять в плоскости расположения этих связей распорками.

15.4.7 При наличии жесткого диска кровли в уровне верхних поясов в покрытиях без прогонов (в которых крупноразмерные железобетонные плиты приварены к верхним поясам или профилированный лист покрытия прикреплен в каждом гофре) поперечные связи по верхним поясам ферм следует устраивать только в торцах здания и у температурных швов. В остальных шагах необходимы распорки у конька и у опор стропильных ферм.

При наличии жесткого диска кровли в уровне верхних поясов следует предусматривать инвентарные съемные связи для выверки конструкций и обеспечения их устойчивости в процессе монтажа.

В покрытиях без прогонов горизонтальные связи по нижним поясам следует ставить независимо от типа покрытия только в зданиях с кранами грузоподъемностью  $\geq 50\,$  т, с режимом работы 7К в цехах металлургических производств и 8К (в соответствии со СП 20.13330).

При наличии подстропильных ферм в однопролетных покрытиях без прогонов и многопролетных покрытиях, расположенных в одном уровне, необходимо устройство продольных горизонтальных связей в плоскости верхних поясов ферм в одной из крайних панелей ферм.

15.4.8 При расположении покрытий в разных уровнях необходимо предусмотреть по одной продольной системе связей в каждом уровне.

В пределах фонаря, где прогоны по верхнему поясу ферм отсутствуют, необходимо предусматривать распорки. Наличие таких распорок по коньковым узлам ферм является обязательным.

- 15.4.9 Связи по фонарям следует располагать в плоскости верхних поясов (ригелей) у торцов фонаря и с обеих сторон температурных швов.
- 15.4.10 В местах расположения поперечных связей покрытия следует предусматривать установку вертикальных связей между фермами.

В покрытиях зданий и сооружений, эксплуатируемых в районах с расчётными температурами ниже минус 45 °C следует предусматривать (дополнительно к обычно применяемым) вертикальные связи посередине каждого пролета вдоль всего здания.

Вертикальные связи следует располагать в плоскостях опорных стоек стропильных ферм, в плоскостях коньковых стоек для ферм пролетом до 30 м, а также в плоскостях стоек, находящихся под узлом крепления наружных ног фонаря для ферм пролетом более 30 м.

Сечения элементов вертикальных связей следует назначать по предельной гибкости (см. 10.4).

- 15.4.11 Горизонтальные связи по верхним и нижним поясам разрезных ферм пролетных строений транспортерных галерей следует предусматривать раздельно для каждого пролета.
- 15.4.12 При применении крестовой решетки связей покрытий, за исключением уникальных зданий и сооружений, расчёт производится по условной схеме в предположении, что раскосы воспринимают только растягивающие усилия.

При определении усилий в элементах связей обжатие поясов ферм учитывать не следует.

- 15.4.13 В висячих покрытиях с плоскостными несущими системами (двухпоясными, изгибно-жесткими вантами и т.п.) следует предусматривать вертикальные и горизонтальные связи между несущими системами.
  - 15.4.14 Крепление связей следует осуществлять на болтах класса точности В.

В зданиях, оборудованных кранами большой грузоподъемности и режимов работы 7К и 8К, а также в случае значительных усилий в элементах связей (ветровые фермы и т. п.) крепление элементов связей следует осуществлять на монтажной сварке, а в отдельных случаях и на болтах класса точности А.

#### 15.5 Балки

15.5.1 Пакеты листов для поясов сварных двугавровых балок применять не следует.

Для поясов балок с фрикционными соединениями следует применять пакеты, состоящие не более чем из трёх листов; при этом площадь сечения поясных уголков следует принимать равной не менее 30 % всей площади сечения пояса.

- 15.5.2 Поясные швы сварных балок, а также швы, присоединяющие к основному сечению балки вспомогательные элементы (например, ребра жесткости) следует выполнять непрерывными. Поперечные рёбра жесткости должны иметь вырезы для пропуска поясных швов.
- В ригелях рамных конструкций у опорных узлов следует применять двухсторонние поясные швы, протяженность которых должна быть не менее высоты сечения ригеля.

15.5.3 При применении односторонних поясных швов в сварных двутавровых балках 1-го класса, несущих статическую нагрузку, следует выполнять следующие требования:

расчётная нагрузка должна быть приложена симметрично относительно поперечного сечения балки;

должна быть обеспечена устойчивость сжатого пояса балки в соответствии с 8.4.4.а;

расчет устойчивости стенок балок должен быть произведен в соответствии с требованиями 8.5.1 и 8.5.2;

должны быть установлены поперечные рёбра жёсткости в местах приложения к поясу балки сосредоточенных нагрузок, включая нагрузки от ребристых железобетонных плит; поперечные рёбра жёсткости не следует устанавливать при проведении проверки местной устойчивости по 8.2.2.

- 15.5.4 Рёбра жёсткости сварных балок должны быть удалены от стыков стенки на расстояние не менее 10 толщин стенки. В местах пересечения стыковых швов стенки балки с продольным ребром жесткости швы, прикрепляющие продольное ребро жесткости к стенке, не следует доводить до стыкового шва стенки в местах их пересечения на (6t-20) мм.
- 15.5.5 В сварных двутавровых балках конструкций групп 2 4 следует применять односторонние рёбра жёсткости с расположением их с одной стороны балки и приваркой их к поясам балки.

В балках с односторонними поясными швами ребра жесткости на стенке следует располагать со стороны, противоположной расположению односторонних поясных швов.

Расчет устойчивости одностороннего ребра жесткости следует производить согласно требованиям 8.5.9 и 8.5.10.

# 15.6 Балки крановых путей

- 15.6.1 Верхние поясные швы в балках крановых путей для кранов групп режимов работы 7К (в цехах металлургических производств) и 8К (по СП 20.13330) следует выполнять с проваром на всю толщину стенки.
- 15.6.2 Свободные кромки растянутых поясов балок крановых путей и балок рабочих площадок, непосредственно воспринимающих нагрузку от подвижных составов, должны быть прокатными, строганными или обрезанными машинной кислородной или плазменно-дуговой резкой.
- 15.6.3 Размеры рёбер жёсткости балок крановых путей должны удовлетворять требованиям 8.5.9, 8.5.10 и 8.5.17, при этом ширина выступающей части двустороннего промежуточного ребра должна быть не менее 90 мм. Двусторонние поперечные рёбра жёсткости не следует приваривать к поясам балки; при этом торцы рёбер жёсткости должны быть плотно пригнаны к верхнему поясу балки. В балках под краны групп режимов работы 7К и 8К (по СП 20.13330) необходимо строгать торцы, примыкающие к верхнему поясу.

Применять односторонние поперечные ребра жесткости из полосовой стали или одиночных уголков с приваркой их к стенке и к верхнему поясу и расположением согласно 15.5.5 следует только в балках под краны групп режимов работы 1К–5К (по СП 20.13330).

# 15.7 Листовые конструкции

- 15.7.1 Контур поперечных элементов жёсткости оболочек следует проектировать замкнутым.
- 15.7.2 Передачу сосредоточенных нагрузок на листовые конструкции следует предусматривать через элементы жесткости.
- 15.7.3 В местах сопряжений оболочек различной формы следует применять плавные переходы в целях уменьшения местных напряжений.
- 15.7.4 Выполнение всех стыковых швов следует предусматривать двусторонней сваркой либо односторонней сваркой с подваркой корня или на подкладках.
- В проекте следует указывать на необходимость обеспечения плотности соединений конструкций, в которых эта плотность требуется.
- 15.7.5 В листовых конструкциях следует применять сварные соединения встык. Соединения листов толщиной 5 мм и менее, допускается предусматривать внахлёстку.

# 15.8 Висячие покрытия

- 15.8.1 Для конструкций из нитей следует применять канаты, пряди и высокопрочную проволоку. Допускается применение проката.
- 15.8.2 Кровля висячего покрытия должна быть расположена непосредственно на несущих нитях и повторять образуемую ими форму. Допускается кровлю поднять над нитями, оперев на специальную надстроечную конструкцию, или подвесить к нитям снизу. В этом случае форма кровли может отличаться от формы провисания нитей.
- 15.8.3 Очертания опорных контуров следует назначать с учётом кривых давления от усилий в прикрепленных к ним нитях при расчётных нагрузках.
- Для сохранения стабильности формы, которая должна обеспечивать герметичность принятой конструкции кровли, висячие покрытия следует рассчитывать на действие временных нагрузок, в том числе ветрового отсоса. При этом следует проверять изменение кривизны покрытия по двум направлениям – вдоль и поперек нитей. Необходимая стабильность достигается с помощью конструктивных мероприятий: веса покрытия или увеличением натяжения нити за счет предварительного напряжения; специальной стабилизирующей созданием конструкции; применением изгибно-жёстких нитей; превращением системы нитей и кровельных плит в единую конструкцию.
- 15.8.5 Сечение нити должно быть рассчитано по наибольшему усилию, возникающему при расчетной нагрузке, с учетом изменения заданной геометрии покрытия. В сетчатых системах, кроме этого, сечение нити должно быть проверено на усилие от действия временной нагрузки, расположенной только вдоль данной нити.
- 15.8.6 Вертикальные и горизонтальные перемещения нитей и усилия в них следует определять с учётом нелинейности работы конструкций покрытия.
- 15.8.7 При расчёте нитей из канатов и их закреплений коэффициенты условий работы следует принимать в соответствии с таблицей 47 (раздел 17). Для стабилизирующих канатов, если они не являются затяжками для опорного контура, коэффициент условий работы  $\gamma_c = 1$ .
- 15.8.8 Опорные узлы нитей из прокатных профилей следует выполнять шарнирными.

# 15.9 Фланцевые соединения

15.9.1 При проектировании фланцевых соединений следует применять сталь для фланцев C255, C285, C345, C375, C390 с относительным сужением  $\psi_z \ge 25\%$  (с учётом требований 13.3 – 13.5).

Требования по натяжению высокопрочных болтов во фланцевом соединении, обеспечивающем возможность воспринимать поперечные усилия за счёт сил трения между фланцами, его контролю и плотности контакта между фланцами даны в СП 70.13330.

15.9.2 При расчёте фланцевых соединений в зависимости от конструктивного решения, характера передаваемых усилий и требований эксплуатации следует проверять:

несущую способность болтового соединения;

прочность фланцевых листов при изгибе;

прочность сварных швов, соединяющих фланец с основным элементом.

# 15.10 Соединения с фрезерованными торцами

В соединениях элементов с фрезерованными торцами (в стыках и базах колонн и т.п.) сжимающую силу следует считать полностью передающейся через торцы.

Во внецентренно-сжатых (сжато-изгибаемых) элементах сварные швы и болты, включая высокопрочные, указанных соединений следует рассчитывать на максимальное растягивающее усилие от действия момента и продольной силы при наиболее неблагоприятном их сочетании, а также на сдвигающее усилие от действия поперечной силы.

# 15.11 Монтажные крепления

15.11.1 Монтажные крепления конструкций зданий и сооружений с балками крановых путей, рассчитываемыми на усталость, а также конструкций под железнодорожные составы следует осуществлять сварными или фрикционными.

В монтажных соединениях этих конструкций следует применять болты класса точности В:

для крепления прогонов, элементов фонарной конструкции, связей по верхним поясам ферм (при наличии связей по нижним поясам или жесткой кровли), вертикальных связей по фермам и фонарям, а также элементов фахверка;

для крепления связей по нижним поясам ферм при наличии жёсткой кровли (приваренных к верхним поясам железобетонных или армированных плит из ячеистых бетонов или прикрепленного в каждую волну стального профилированного настила и т.п.);

для крепления стропильных и подстропильных ферм к колоннам и стропильных ферм к подстропильным при условии передачи вертикального опорного давления через столик;

для крепления разрезных балок крановых путей между собой, а также для крепления их нижнего пояса к колоннам, к которым не крепятся вертикальные связи;

для крепления балок рабочих площадок, не подвергающихся воздействию динамических нагрузок;

для крепления второстепенных конструкций.

15.11.2 Для перераспределения изгибающих моментов в элементах рамных систем каркасных зданий в узлах соединения ригелей с колоннами применяются стальные накладки, работающие в пластической стадии. Накладки следует выполнять из сталей с пределом текучести до 345 H/мм².

Усилия в накладках следует определять при минимальном пределе текучести  $\sigma_{y,min} = R_{yn}$  и максимальном пределе текучести  $\sigma_{y,max} = R_{yn} + 100 \text{ H/mm}^2$ .

Накладки, работающие в пластической стадии, должны иметь строганные или фрезерованные продольные кромки.

# 15.12 Опорные части

15.12.1 Неподвижные шарнирные опоры с центрирующими прокладками, тангенциальные, а при весьма больших реакциях — балансирные опоры следует применять при необходимости строго равномерного распределения давления под опорой.

Плоские или катковые подвижные опоры следует применять в случаях, когда нижележащая конструкция должна быть разгружена от горизонтальных усилий, возникающих при неподвижном опирании балки или фермы.

Коэффициент трения в плоских подвижных опорах следует принимать равным 0.3, в катковых -0.03.

15.12.2 Расчёт на смятие в цилиндрических шарнирах (цапфах) балансирных опор следует выполнять (при центральном угле касания поверхностей, равном или бо́льшем  $90^{\circ}$ ) по формуле

$$F/(1,25r l R_{lp} \gamma_c) \le 1,$$
 (199)

где F – давление (сила) на опору;

r, l — соответственно радиус и длина шарнира;

 $R_{lp}$  — расчётное сопротивление местному смятию при плотном касании, принимаемое согласно требованиям 6.1.

15.12.3 Расчёт на диаметральное сжатие катков следует производить по формуле

$$F/(n d l R_{cd} \gamma_c) \le 1, \tag{200}$$

где n — число катков;

d, l – соответственно диаметр и длина катка;

 $R_{cd}$  — расчётное сопротивление диаметральному сжатию катков при свободном касании, принимаемое согласно требованиям 6.1.

# 16 Дополнительные требования по проектированию конструкций опор воздушных линий электропередачи, открытых распределительных устройств и контактных сетей транспорта

16.1 Для конструкций опор воздушных линий электропередачи (ВЛ), открытых распределительных устройств (ОРУ) и контактных сетей транспорта (КС) следует применять стали C235, C245, C255, C285, C345, C345K, C375, согласно приложению В и сталь марки 20 и 09Г2С по действующим стандартам.

В зависимости от назначения и типа их соединений конструкции опор подразделяются на группы (см. приложение В):

группа 1 – сварные специальные опоры больших переходов высотой свыше 60 м;

группа 2 – сварные опоры ВЛ, кроме указанных в группе 1; сварные опоры ошиновки и под выключатели ОРУ независимо от напряжения, сварные опоры под оборудование ОРУ напряжением свыше 330 кВ; конструкции и элементы КС, связанные с натяжением проводов (тяги, штанги, хомуты), а также опоры, указанные в группе 1, при отсутствии сварных соединений;

группа 3 — сварные и болтовые опоры под оборудование ОРУ напряжением до 330 кВ, кроме опор под выключатели; конструкции и элементы несущих, поддерживающих и фиксирующих устройств КС (опоры, ригели жестких поперечин, прожекторные мачты, фиксаторы), а также конструкции группы 2, кроме КС, при отсутствии сварных соединений;

группа 4 – сварные и болтовые конструкции кабельных каналов, детали путей перекатки трансформаторов, трапы, лестницы, ограждения и другие вспомогательные конструкции и элементы ОРУ, ВЛ и КС.

- 16.2 Болты классов точности A и B для опор BЛ высотой до 60 м и конструкций ОРУ и КС следует принимать как для конструкций, не рассчитываемых на усталость, а для фланцевых соединений и опор ВЛ высотой более 60 м как для конструкций, рассчитываемых на усталость, по таблице Г.3.
- 16.3 Литые детали следует проектировать из углеродистой стали марок 35Л и 45Л групп отливок II и III по ГОСТ 977.
- 16.4 При расчетах опор ВЛ, конструкций ОРУ и КС следует принимать коэффициенты условий работы, установленные в 7.1.2, разделах 4 и 14 и по таблице 45.

Для опор ВЛ, ОРУ и КС значение коэффициента надежности по ответственности  $\gamma_n$  следует принимать равным 1,0.

Расчёт на прочность растянутых элементов опор по формуле (5) с заменой в ней значения  $R_v$  на  $R_u / \gamma_u$  не допускается.

16.5 При определении приведенной гибкости по табл. 8 наибольшую гибкость всего стержня  $\lambda_{max}$  следует вычислять по формулам:

для четырехгранного стержня с параллельными поясами, шарнирно опертого по концам,

$$\lambda_{max} = 2l/b; \tag{201}$$

для трехгранного равностороннего стержня с параллельными поясами, шарнирно опертого по концам,

$$\lambda_{max} = 2.5l/b; \tag{202}$$

для свободно стоящей стойки пирамидальной формы (см. рисунок 15)

$$\lambda_{max} = 2\mu h / b_i. \tag{203}$$

Обозначения, принятые в формулах (201) – (203):

l – геометрическая длина сквозного стержня;

b — расстояние между осями поясов наиболее узкой грани стержня с параллельными поясами;

h — высота свободно стоящей стойки;

 $\mu = 1,25 \ (b_s \ / \ b_i)^2 - 2,75(b_s \ / \ b_i) + 3,5 -$  коэффициент для определения расчетной длины, где  $b_s$  и  $b_i$  - расстояния между осями поясов пирамидальной опоры соответственно в верхнем и нижнем основаниях наиболее узкой грани.

Таблица 45

	Коэффициент условий
Элемент конструкций	работы
	γο
1 Сжатые пояса из одиночных уголков стоек свободно стоящей опоры	
в первых двух панелях от башмака при узловых соединениях:	
а) на сварке	0,95
б) на болтах	0,90
2 Сжатый элемент плоской решетчатой траверсы из одиночного равно-	
полочного уголка, прикрепляемого одной полкой (рисунок 22):	
а) пояс, прикрепляемый к стойке опоры непосредственно двумя	0,90
болтами и более, поставленными вдоль пояса траверсы	
б) пояс, прикрепляемый к стойке опоры одним болтом или через	0,75
фасонку	
в) раскос и распорка	0,75
3 Оттяжка из стального каната или пучка высокопрочной проволоки:	
а) для промежуточной опоры в нормальном режиме работы	0,90
б) для анкерной, анкерно-угловой и угловой опор:	
в нормальном режиме работы	0,80
в аварийном режиме работы	0,90

 $\Pi$  р и м е ч а н и е — Указанные в таблице коэффициенты условий работы не распространяются на соединения элементов в узлах.

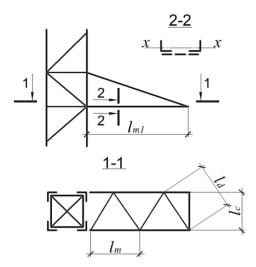


Рисунок 22 - Схема траверсы с треугольной решеткой

16.6 Расчёт на устойчивость при сжатии с изгибом сквозного стержня с решетками постоянного по длине сечения следует выполнять согласно требованиям раздела 9.

Для равностороннего трехгранного сквозного стержня с решетками постоянного по длине сечения относительный эксцентриситет следует вычислять по формулам:

при изгибе в плоскости, перпендикулярной одной из граней,

$$m = 3,46\beta M / (Nb);$$
 (204)

при изгибе в плоскости, параллельной одной из граней,

$$m = 3\beta M / (Nb), \tag{205}$$

где b – расстояние между осями поясов в плоскости грани;

 $\beta$  – коэффициент, равный 1,2 при болтовых соединениях и 1,0 – при сварных соединениях.

- 16.7. При расчёте на устойчивость при сжатии с изгибом сквозного стержня с решетками согласно требованиям 9.3.1 и 9.3.2 значение эксцентриситета *е* при болтовых соединениях элементов следует умножать на коэффициент 1,2.
- 16.8 При проверке устойчивости отдельных поясов стержня сквозного сечения опор с оттяжками при сжатии с изгибом продольную силу в каждом поясе следует определять с учетом дополнительного усилия  $N_{ad}$  от изгибающего момента M, вычисляемого по деформированной схеме.

Для шарнирно опертой по концам решётчатой стойки постоянного по длине прямоугольного сечения (тип 2, таблица 8) опоры с оттяжками значение момента M в середине длины стойки при изгибе её в одной из плоскостей x - x или y - y следует определять по формуле

$$M = M_q + (\beta N / \delta) (f_q + f_n), \tag{206}$$

где  $M_q$  – изгибающий момент в середине длины стойки от поперечной нагрузки, определяемый как в балках;

 $\beta$  – коэффициент, принимаемый согласно 16.6;

N– продольная сила в стойке;

 $f_q$  – прогиб стойки в середине длины от поперечной нагрузки, определяемый как в обычных балках с использованием приведенного момента инерции сечения  $I_{ef}$ ;  $f_n = 0.0013l$  – начальный прогиб стойки в плоскости изгиба;

 $\delta = 1 - 0.1N l^2 / (E I_{ef}).$ 

Здесь: l – длина стойки;  $I_{ef} = A l^2 / \lambda^2_{ef}$ ,

где A — площадь сечения стойки;

 $\lambda_{ef}$  – приведенная гибкость стойки, определяемая по таблице 8 для сечения типа 2 с заменой в формуле (16)  $\lambda_{max}$  на  $\lambda_x$  или  $\lambda_y$  соответственно плоскости изгиба.

При изгибе стойки в двух плоскостях усилие  $N_{ad}$  следует определять по формуле (124); при этом начальный прогиб  $f_n$  следует учитывать только в той плоскости, в которой составляющая усилия  $N_{ad}$  от момента  $M_x$  или  $M_y$  имеет наибольшее значение.

16.9 Поперечную силу Q в шарнирно опертой по концам стойке с решетками постоянного по длине прямоугольного сечения (тип 2, таблица 8) опоры с оттяжками при сжатии с изгибом в одной из плоскостей x - x или y - y следует принимать постоянной по длине стойки и определять по формуле

$$Q = Q_{max} + \frac{3.14 \beta N}{\delta l} (f_q + f_n) , \qquad (207)$$

где  $Q_{max}$  — максимальная поперечная сила от поперечной нагрузки в плоскости изгиба, определяемая как в балках.

Остальные обозначения в формуле (207) следует принимать такими же, как в формуле (206).

 $16.10\,$  Для шарнирно опертой по концам решетчатой стойки постоянного по длине треугольного сквозного сечения (тип 3, таблица 8) опоры с оттяжками при сжатии с изгибом в одной из плоскостей x - x или y - y значение момента M в середине ее длины следует определять по формуле (206), а приведенную гибкость — по таблице 8 для сечения типа 3.

При изгибе стойки в двух плоскостях значение усилия  $N_{ad}$  следует принимать бо́льшим из двух значений, определяемых по формулам:

$$N_{ad} = 1{,}16 M_x / b$$
 или  $N_{ad} = 0{,}58 M_x / b + M_y / b$ . (208)

При учете обоих моментов  $M_x$  и  $M_y$  во второй формуле (208) начальный прогиб стойки в каждой из двух плоскостей следует принимать равным  $f_n = 0{,}001l$ .

- 16.11 Поперечную силу Q в плоскости грани в шарнирно опертой по концам решетчатой стойке треугольного сквозного сечения опоры с оттяжками при сжатии с изгибом следует определять по формуле (207) с учетом приведенной гибкости  $\lambda_{ef}$ , определяемой по таблице 8 для сечения типа 3.
- 16.12 Расчёт на устойчивость сжатых элементов конструкций из одиночных уголков (поясов, решетки) следует выполнять с учетом эксцентричного приложения продольной силы.

Как центрально сжатые по формуле (7) эти элементы следует рассчитывать при условии умножения продольных сил на коэффициенты  $\alpha_m$  и  $\alpha_d$ , принимаемые не менее 1,0.

В пространственных болтовых конструкциях по рисунку 15 (кроме рисунка 15, в и концевых опор) при центрировании в узле элементов из одиночных равнополочных уголков по их рискам при однорядном расположении болтов в элементах решетки и прикреплении раскосов в узле с двух сторон полки пояса значения коэффициентов  $\alpha_m$  и  $\alpha_d$  следует определять:

для поясов при  $\overline{\lambda} \le 3.5$  (при  $\overline{\lambda} > 3.5$  следует принимать  $\overline{\lambda} = 3.5$ ) по формулам: при  $0.55 \le c \ / \ b \le 0.66$  и  $N_{md} \ / \ N_m \le 0.7$ 

$$\alpha_m = 1 + [c/b - 0.55 + \overline{\lambda}(0.2 - 0.05\overline{\lambda})] N_{md} / N_m;$$
(209)
при  $0.4 \le c/b < 0.55$  и  $N_{md} / N_m \le (2.33 c/b - 0.58)$ 

$$\alpha_m = 0.95 + 0.1 \ c / b + [0.34 - 0.62 \ c / b + \overline{\lambda} (0.2 - 0.05 \ \overline{\lambda})] \ N_{md} / N_m;$$
 (210)

для раскосов, примыкающих к рассчитываемой панели пояса, по формулам: при  $0.55 \le c \ / \ b \le 0.66$  и  $N_{md} \ / \ N_m < 0.7$ 

$$\alpha_d = 1,18 - 0,36 \ c / b + (1,8 \ c / b - 0,86) N_{md} / N_m;$$
(211)

при  $0,4 \le c / b < 0,55$  и  $N_{md} / N_m \le (2,33 \ c / b - 0,58)$ 

$$\alpha_d = 1 - 0.04 \ c / b + (0.36 - 0.41 \ c / b) N_{md} / N_m.$$
 (212)

Для пространственных болтовых конструкций по рисунку 15, г, д в формулах (210) и (212) следует принимать  $0.45 \le c / b < 0.55$ .

В формулах (211) и (212) отношение расстояния по полке уголка раскоса от обушка до риски, на которой установлены болты, к ширине полки уголка раскоса принято от 0,54 до 0,6; при отношении, равном 0,5, коэффициент  $\alpha_d$ , вычисленный по формулам (211) и (212), должен быть увеличен на 5 %.

В пространственных сварных конструкциях из одиночных равнополочных уголков по рисунку 15, б, г (кроме концевых опор) с прикреплением раскосов в узле только с внутренней стороны полки пояса при  $N_{md}$  /  $N_m \le 0,7$  значения коэффициентов  $\alpha_m$  и  $\alpha_d$  следует принимать:

при центрировании в узлах элементов по центрам тяжести сечений  $\alpha_m = \alpha_d = 1,0;$ 

при центрировании в узлах осей раскосов на обушок пояса  $\alpha_m = \alpha_d = 1,0+0,12 \; N_{md} \; / N_m.$ 

При расчете конструкций на совместное действие вертикальных и поперечных нагрузок и крутящего момента, вызванного обрывом проводов или тросов, допускается принимать  $\alpha_n = \alpha_d = 1,0$ .

Обозначения, принятые в формулах (209) – (212):

- c расстояние по полке уголка пояса от обушка до риски, на которой расположен центр узла;
- b ширина полки уголка пояса;

 $N_m$  – продольная сила в панели пояса;

- $N_{md}$  сумма проекций на ось пояса усилий в раскосах, примыкающих к одной полке пояса, передаваемая на него в узле и определяемая при том же сочетании нагрузок, как для  $N_m$ ; при расчете пояса следует принимать большее из значений  $N_{md}$ , полученных для узлов по концам панели, а при расчете раскосов для узла, к которому примыкает раскос.
- 16.13. Расчётные длины  $l_{ef}$  и радиусы инерции сечений i при определении гибкости элементов плоских траверс с поясами и решёткой из одиночных уголков (см. рисунок 22) следует принимать равными:

```
для пояса l_{ef}=l_m, i=i_{min} l_{ef}=l_{m1}, i=i_x; для раскоса l_{ef}=l_d, i=i_{min}; для распорки l_{ef}=l_c, i=i_{min},
```

- где  $i_x$  радиус инерции сечения относительно оси, параллельной плоскости решётки траверсы.
- 16.14 Гибкость первого снизу раскоса из одиночного уголка решётчатой свободно стоящей опоры ВЛ не должна превышать 160.
- 16.15 Отклонения верха опор и прогибы траверс не должны превышать значений, приведенных в таблице 46.
- 16.16 В стальных пространственных конструкциях опор ВЛ и ОРУ из одиночных уголков следует предусматривать в поперечных сечениях диафрагмы, которые должны располагаться в стойках свободно стоящих опор не реже, чем через 25 м, и в стойках опор на оттяжках не реже, чем через 15 м. Диафрагмы должны также устанавливаться в местах приложения сосредоточенных нагрузок и переломов поясов.
- 16.17 При расчёте на смятие соединяемых элементов решетки в одноболтовых соединениях с расстоянием от края элемента до центра отверстия вдоль усилия менее 1,5d следует учитывать примечание 2 таблицы 40.

В одноболтовых соединениях элементов, постоянно работающих на растяжение (тяг траверс, элементов, примыкающих к узлам крепления проводов и тросов, и в местах крепления оборудования), расстояние от края элемента до центра отверстия вдоль усилия следует принимать не менее 2d.

16.18 Раскосы, прикрепляемые к поясу болтами в одном узле, должны быть расположены с двух сторон полки поясного уголка.

Таблица 46

	олица 40		Отно	сительный прог	иб траверсы	И
	T.			(к пролету или д		
3.0	Конструкция и направление	Относительное	Вертикальны	<b>ІЙ</b>	Горизонтальный	
п.п.	отклонение верха опоры (к высоте опоры)	в пролете	на консоли	в пролете	на консоли	
1	Концевая и угловая опора ВЛ	1	1	1	Не ог	рани-
	анкерного типа высотой до 60 м вдоль проводов	$\frac{1}{120}$	200	$\frac{1}{70}$	чива	-
2	Опора ВЛ анкерного типа вы- сотой до 60 м вдоль проводов	$\frac{1}{100}$	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{70}$	То	же
3	Промежуточная опора ВЛ (кроме переходной) вдоль проводов	Не ограни- чивается	$\frac{1}{150}$	$\frac{1}{50}$	,	,
4	Переходные опоры ВЛ всех типов высотой свыше 60 м вдоль проводов	1/140	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{70}$	,	,
5	Опора ОРУ вдоль проводов	$\frac{1}{100}$	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{70}$	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{70}$
6	То же, поперек проводов	$\frac{1}{70}$	Не ограни- чивается	Не ограни- чивается	Не ог чива	-
7	Стойка опоры под оборудование	$\frac{1}{100}$	-	-	-	-
8	Балка под оборудование	-	$\frac{1}{300}$	$\frac{1}{250}$	-	-

Примечания

16.19 В болтовых стыках поясных равнополочных уголков число болтов в стыке следует назначать чётным и распределять болты поровну между полками уголка.

Число болтов при однорядном и шахматном их расположении, а также число поперечных рядов болтов при двухрядном их расположении следует назначать не более пяти на одной полке уголка с каждой стороны от стыка.

Указанное число болтов и поперечных рядов следует увеличить до семи при условии уменьшения значения коэффициента  $\gamma_b$ , определяемого по таблице 41, умножением на 0,85.

16.20 Расчёт на устойчивость стенок опор из многогранных труб при числе граней от 8 до 12 следует выполнять по формуле

<sup>1</sup> Отклонение опор ОРУ и траверс опор ВЛ в аварийном и монтажном режимах не нормируется.

<sup>2</sup> Отклонения и прогибы по поз. 7 и 8 должны быть уменьшены, если техническими условиями на эксплуатацию оборудования установлены более жесткие требования.

$$\sigma_1 / (\sigma_{cr} \gamma_c) \le 1,$$
 (213)

где  $\sigma_l$  — наибольшее сжимающее напряжение в сечении опоры при ее расчете по деформированной схеме;

 $\sigma_{cr}$  – критическое напряжение, вычисляемое по формуле

$$\sigma_{cr} = (\beta - \sqrt{\beta^2 - 3.8/\overline{\lambda}_w^2}) \psi R_y \le R_y. \tag{214}$$

В формуле (214) обозначено:

$$\beta = 0.58 + 1.81 / \bar{\lambda}_{w}^{2};$$

 $\overline{\lambda}_{w} = (b/t) \sqrt{R_{v}/E}$  — условная гибкость стенки грани шириной b и толщиной t;

$$\psi = 1 + 0.033 \, \bar{\lambda}_w \, (1 - \sigma_2 / \sigma_1),$$

где  $\overline{\lambda}_w$  следует принимать не более 2,4;

 $\sigma_2$  — наименьшее напряжение в сечении, принимаемое при растяжении со знаком «минус».

Многогранные трубы должны отвечать требованиям 11.2.1 и 11.2.2 для круглых труб с радиусом описанной окружности.

# 17 Дополнительные требования по проектированию конструкций антенных сооружений связи высотой до 500 м

17.1 Для стальных конструкций антенных сооружений (AC) следует применять стали согласно приложению В (кроме сталей С390К, С590, С590К) и сталь марок 20 и 09Г2С по действующим стандартам. При этом следует принимать распределение конструкций по группам:

группа 1 — оттяжки из стальных канатов и цепей различной конфигурации, несущие ванты антенных полотен и антенные провода; элементы (механические детали) оттяжек мачт и антенных полотен, детали крепления оттяжек к фундаментам и к стволам стальных опор; фланцы и фланцевые соединения элементов стволов мачт и башен, включая опорные фланцы и башмаки;

группа 2 – сплошностенчатые и решетчатые стволы мачт и башен, решетка, диафрагмы стволов башенных опор;

группа 3 – лестницы, переходные площадки; металлоконструкции крепления антенного оборудования.

Материалы для соединений следует принимать согласно разделу 5, нормативные и расчетные сопротивления материалов и соединений — согласно разднлу 6 и приложениям B и  $\Gamma$ .

17.2 Для оттяжек и элементов антенных полотен следует применять стальные канаты круглые оцинкованные по группе СС, грузовые нераскручивающиеся одинарной свивки (спиральные) или нераскручивающиеся двойной крестовой свивки с металлическим сердечником (круглопрядные), при этом спиральные канаты следует применять при расчётных усилиях до 325 кН. В канатах следует применять стальную круглую канатную проволоку наибольших диаметров марки 1. Для средне- и сильноагрессивных сред допускается применять канаты, оцинкованные по группе ЖС, с требованиями для канатов группы СС. При увеличении на 25 % по длине обвязок из мягкой оцинкованной проволоки, расположенных по концам канатов, следует применять раскручивающиеся канаты.

Для оттяжек со встроенными изоляторами орешкового типа следует применять стальные канаты с неметаллическими сердечниками, если это допускается радиотехническими требованиями.

Для оттяжек с усилиями, превышающими несущую способность канатов из круглой проволоки, следует применять стальные канаты закрытого типа из зетобразных и клиновидных оцинкованных проволок.

- 17.3 Концы стальных канатов в стаканах или муфтах следует закреплять заливкой цинковым сплавом ЦАМ9-1,5Л.
- 17.4 Для элементов антенных полотен следует применять провода согласно таблице Г.11. Применение медных проволок допускается только в случаях технологической необходимости.
- 17.5 Значение расчётного сопротивления (усилия) растяжению проводов и проволок следует принимать равным значению разрывного усилия, установленному государственными стандартами, делённому на коэффициент надежности по материалу  $\gamma_m$ :

для алюминиевых и медных проводов  $\gamma_m = 2,5$ ;

для сталеалюминиевых проводов при номинальных сечениях, мм<sup>2</sup>:

для биметаллических сталемедных проволок  $\gamma_m = 2,0$ .

17.6 При расчётах конструкций АС следует принимать коэффициенты условий работы, установленные в 4.3; в разделе 14 и в таблице 47.

Таблица 47

Элементы конструкций	Коэффициент условий работы ус
Предварительно напряженные элементы решётки	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 полотен	0,80
6-8 оттяжек в ярусе	0,90
9 и более оттяжек в ярусе	0,95
Заделка концов на коуше зажимами или точечное опрессование	0,75
во втулке	
Оплётка каната на коуше или изоляторе	0,55
Элементы крепления оттяжек, антенных полотен, проводов,	0,90
подкосов к опорным конструкциям и анкерным фундаментам	
Анкерные тяжи без резьбовых соединений при работе их на	0,65
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

17.7 Относительные отклонения опор (к высоте) не должны превышать значений (кроме отклонений опор, для которых установлены иные значения техническим заданием на проектирование):

17.8 Монтажные соединения элементов конструкций, передающие расчётные усилия, следует проектировать на болтах класса точности В и высокопрочных болтах. При знакопеременных усилиях следует принимать соединения на высокопрочных болтах или на монтажной сварке.

Во фланцевых соединениях следует применять высокопрочные болты.

Применение монтажной сварки или болтов класса точности А должно быть согласовано с монтирующей организацией.

17.9 Раскосы с гибкостью более 250 при перекрестной решётке в местах пересечений должны быть скреплены между собой.

Прогибы распорок диафрагм и элементов технологических площадок в вертикальной и горизонтальной плоскостях не должны превышать 1/250 пролета.

- 17.10 В конструкциях решетчатых опор диафрагмы должны устанавливаться на расстоянии между ними не более трех размеров среднего поперечного сечения секции опоры, а также в местах приложения сосредоточенных нагрузок и переломов поясов.
- 17.11 Болты фланцевых соединений труб следует размещать на одной окружности минимально возможного диаметра на равных расстояниях между болтами.
- 17.12 Элементы решетки ферм, сходящиеся в одном узле, следует центрировать на ось пояса в точке пересечения их осей. В местах примыкания раскосов к фланцам их расцентровка должна быть не более трети размера поперечного сечения пояса. При расцентровке на больший размер элементы должны быть рассчитаны с учетом узловых моментов.

В прорезных фасонках для крепления раскосов из круглой стали конец прорези следует засверливать отверстием диаметром в 1,2 раза больше диаметра раскоса.

17.13 Оттяжки в мачтах с решётчатым стволом следует центрировать в точку пересечения осей поясов и распорок. За условную ось оттяжек следует принимать хорду.

Листовые проушины для крепления оттяжек должны подкрепляться ребрами жесткости, предохраняющими их от изгиба.

Конструкции узлов крепления оттяжек, которые не вписываются в транспортные габариты секций ствола мачт, следует проектировать на отдельных вставках в стволе в виде жестких габаритных диафрагм.

- 17.14 Натяжные устройства (муфты), служащие для регулировки длины и закрепления оттяжек мачт, должны крепиться к анкерным устройствам гибкой канатной вставкой. Длина канатной вставки между торцами втулок должна быть не менее 20 диаметров каната.
- 17.15 Для элементов АС следует применять типовые механические детали, прошедшие испытания на прочность и усталость.

Резьбу на растянутых элементах следует принимать согласно действующим стандартам (исполнение впадины резьбы с закруглением).

 $17.16~\mathrm{B}$  оттяжках мачт, на проводах и канатах горизонтальных антенных полотен для гашения вибрации следует предусматривать последовательную установку парных низкочастотных (1 – 2,5  $\Gamma$ ц) и высокочастотных (4 – 40  $\Gamma$ ц) виброгасителей рессорного типа. Низкочастотные гасители следует выбирать в зависимости от частоты основного

тона оттяжки, провода или каната. Расстояние s от концевой заделки каната до места подвески гасителей следует определять по формуле

$$s \ge 0.41 \times 10^{-3} d \sqrt{P/m}$$
, (215)

где d – диаметр каната, провода, мм;

m — масса 1 м каната, провода, кг;

P — предварительное натяжение в канате, проводе, H.

Высокочастотные гасители следует устанавливать выше низкочастотных на расстоянии *s*. При пролетах проводов и канатов антенных полотен, превышающих 300 м, гасители следует устанавливать независимо от расчета.

Для гашения колебаний типа «галопирование» следует изменять свободную длину каната (провода) поводками.

- 17.17 Антенные сооружения радиосвязи необходимо окрашивать согласно требованиям по маркировке и светоограждению высотных препятствий в соответствии с Наставлением по аэродинамической службе в гражданской авиации.
- 17.18 Механические детали оттяжек, арматуры изоляторов, а также метизы должны быть оцинкованными.

# 18 Дополнительные требования по проектированию конструкций зданий и сооружений при реконструкции

#### 18.1 Обшие положения

18.1.1 Оценку остаточного ресурса конструкций зданий и сооружений следует производить на основании анализа имеющейся технической документации, визуального, инструментального освидетельствований, проверочных расчетов несущей способности и деформативности конструктивных элементов, имеющих дефекты или получивших повреждение в процессе эксплуатации. В итоге освидетельствования техническое состояние элементов зданий и сооружений должно быть определено как:

**исправное** — при отсутствии дефектов и выполнении всех требований действующих норм и государственных стандартов;

работоспособное — при наличии дефектов и повреждений локального характера (категории В), которые при последующем развитии не могут оказать влияние на другие элементы и конструкции, но могут повлиять на условия безопасной эксплуатации, т.е. при частичном отступлении от требований норм без нарушения требований по предельным состояниям первой группы (ГОСТ 27751) и при таких нарушениях требований по предельным состояниям второй группы, которые в конкретных условиях не ограничивают нормальную эксплуатацию здания (сооружения);

ограниченно работоспособное — при наличии дефектов и повреждений (категории Б), не представляющих опасности разрушения конструкций, но могущих в дальнейшем вызвать повреждения других элементов и узлов конструкций, или при развитии повреждения перейти в категорию опасных, т.е. в случаях, когда для обеспечения эксплуатации здания (сооружения) необходим контроль за состоянием конструкций, за продолжительностью их эксплуатации или за параметрами технологических процессов (например, ограничение грузоподъемности мостовых кранов);

**аварийное** — при наличии дефектов и повреждений (категории А) особо ответственных элементов и соединений, представляющих опасность разрушения конструкций, т.е.при нарушении или невозможности предотвратить возможное нарушение требований по предельным состояниям первой группы.

18.1.2 При усилении или изменении условий работы сохраняемых конструкций следует обеспечивать как минимум их работоспособное состояние.

Конструкции, находящиеся в ограниченно работоспособном состоянии, при обеспечении необходимого контроля, следует усиливать после проведения обследования.

- 18.1.3 Для конструкций, запроектированных по ранее действовавшим нормам и техническим условиям, проверочный расчет следует проводить в случаях, если за период эксплуатации не менее 15 лет в них не возникли дефекты и повреждения, не изменились условия дальнейшей эксплуатации, нагрузки и воздействия, а при их изменении не увеличились усилия в основных элементах.
- 18.1.4 При усилении конструкций следует предусматривать конструктивные решения и методы производства работ, обеспечивающие плавное включение элементов и конструкций усиления в совместную работу с сохраняемыми конструкциями. В необходимых случаях следует использовать искусственное регулирование усилий и временную разгрузку конструкций.

# 18.2 Расчетные характеристики стали и соединений

- 18.2.1 Оценку качества материала конструкций следует производить по данным заводских сертификатов или по результатам испытаний образцов. Испытания следует выполнять при отсутствии исполнительной документации или сертификатов, недостаточности имеющихся в них сведений или обнаружении повреждений, которые могли быть вызваны низким качеством металла.
- 18.2.2 При исследовании и испытании металла следует определять следующие показатели (в соответствии с требованиями действующих государственных стандартов):

химический состав – массовую долю элементов по таблице В.2 приложения В;

предел текучести, временное сопротивление и относительное удлинение при испытаниях на растяжение (следует проводить испытания с построением диаграммы работы стали);

ударную вязкость для температур, соответствующих группе конструкций и расчётной температуре по таблице В.1 приложения В;

ударную вязкость после деформационного старения для групп конструкций и расчётных температур по таблице В.1 приложения В;

в отдельных случаях макро- и микроструктуру стали (в частности, для конструкций 1-й и 2-й групп приложения В, выполненных из кипящей стали толщиной свыше 12 мм и эксплуатирующихся при отрицательных температурах).

Места отбора проб для определения перечисленных показателей, количество проб и необходимость усиления мест вырезки устанавливает организация, производящая обследование конструкций.

18.2.3 Исследования и испытания металла конструкций, изготовленных до 1932 г., следует проводить в специализированных научно-исследовательских

институтах, где, кроме свойств металла, устанавливается способ производства стали: пудлинговая, конвертерная с продувкой воздухом (бессемеровская или томасовская), мартеновская или электросталь.

18.2.4 Расчетные сопротивления проката, гнутых профилей и труб сохраняемых конструкций следует назначать согласно требованиям 6.1, при этом значения  $R_{yn}$ ,  $R_{un}$  и  $\gamma_m$  следует принимать:

для металла конструкций, изготовленных до 1932 г., — по полученным при испытаниях минимальным значениям предела текучести и временного сопротивления,  $\gamma_m = 1,2$ ;

 $R_y$  для пудлинговой стали должно быть не более 170 H/мм<sup>2</sup>, для конвертерной, мартеновской и электростали – не более 210 H/мм<sup>2</sup>;

для металла конструкций, изготовленных после 1932 г.:

- а) при наличии сертификата по минимальным значениям предела текучести и временного сопротивления в государственных стандартах и технических условиях, по которым изготовлена данная металлопродукция;  $\gamma_m = 1,025$  для проката, изготовленного по нормативной документации, использующей процедуру контроля свойств проката;  $\gamma_m = 1,05$  для проката, изготовленного после 1982 г. до 1988г.;  $\gamma_m = 1,1$  для всего остального проката;
- б) при отсутствии сертификата (по результатам исследований металла согласно 18.2.2, а также по сведениям о виде проката и времени строительства следует определять марку стали и нормативный документ, по которому изготовлена данная металлопродукция) по минимальным значениям предела текучести и временного сопротивления в нормативном документе для данной продукции,  $\gamma_m = 1,1$ ;
- в) в случаях, когда идентифицировать сталь не удалось, по минимальному результату испытаний,  $\gamma_m = 1,1$ ;  $R_y$  не должно быть больше 210 H/мм<sup>2</sup>.

Испытания металла не производятся, если в элементах конструкций нормальные напряжения не выше  $165 \text{ H/мm}^2$ .

18.2.5 Расчётные сопротивления сварных соединений сохраняемых конструкций, подлежащих реконструкции или усилению, следует назначать с учётом марки стали, сварочных материалов, видов сварки, положения швов и способов их контроля, примененных в конструкциях.

При отсутствии установленных нормами необходимых данных следует принимать:

для угловых швов  $R_{wf}=R_{wz}=0,44R_{un};~\beta_f=0,7~$ и  $\beta_z=1,0,$  считая при этом  $\gamma_c=0,8;$ 

для растянутых стыковых швов  $R_{wy} = 0.55R_y$  в конструкциях, изготовленных до 1972 г., и  $R_{wy} = 0.85R_y$  — после 1972 г. Уточнять несущую способность сварных соединений следует по результатам испытаний образцов, взятых из конструкции.

- 18.2.6. Расчётные сопротивления срезу и растяжению болтов, а также смятию элементов, соединяемых болтами, следует определять согласно указаниям 6.5. Если невозможно установить класс прочности болтов, то значения расчётных сопротивлений одноболтовых соединений следует принимать:  $R_{bs} = 150 \text{ H/mm}^2$  и  $R_{bt} = 160 \text{ H/mm}^2$ .
- 18.2.7 Расчётные сопротивления заклепочных соединений следует принимать по таблице 48.

Таблица 48

Напряженное состояние	Условное обозначение	Группа соединения	Расчётное сопротивление заклепочного соединения, Н/мм <sup>2</sup>		
			срезу и растяжению заклепок из стали марок		смятию соединяемых элементов
			Ст2, Ст3	09Γ2	
Срез	$R_{rs}$	В	180	220	-
		С	160	_	_
Растяжение (отрыв головки)	$R_{rt}$	В, С	120	150	-
Смятие	$R_{rp}$	В	_	_	$R_{rp}=2R_{y}$
		C	_	_	$R_{rp}=2R_y$ $R_{rp}=1,7R_y$

Примечания

Если в исполнительной документации отсутствуют указания о способе образования отверстий и материале заклепок и установить их по имеющимся данным не представляется возможным, расчетные сопротивления следует принимать по таблице 48 как для соединений на заклепках группы С из стали марки Ст 2.

Расчёт заклёпочных соединений следует выполнять согласно формулам пункта 14.2.9, принимая  $R_{bs} = R_{rs}$ ;  $R_{bp} = R_{rp}$ ;  $R_{bt} = R_{rt}$ ;  $A_b = A_{bn} = A_r = 0.785 \ d_r^2$ ;  $\gamma_b = 1$ ;  $d_b = d_r$ .

# 18.3 Усиление конструкций

- 18.3.1 Конструкции, эксплуатируемые при положительной температуре и изготовленные из кипящей малоуглеродистой стали, а также из других сталей, у которых по результатам испытаний значения ударной вязкости ниже гарантированных государственными стандартами по сталям для групп конструкций в соответствии с требованиями приложения В, не подлежат усилению или замене при условии, что напряжения в элементах из этих сталей не будут превышать значений, имевшихся до реконструкции. Решение об использовании, усилении или замене этих конструкций, если эксплуатация их не будет соответствовать указанному условию, следует принимать на основании заключения специализированного научно-исследовательского института.
- 18.3.2 Расчётную схему конструкции следует принимать с учетом особенностей её действительной работы, в том числе с учетом фактических отклонений геометрической формы, размеров сечений, условий закрепления и выполнения узлов сопряжения элементов.

Проверочные расчёты элементов конструкций и их соединений следует выполнять с учетом обнаруженных дефектов и повреждений, коррозионного износа, фактических условий сопряжения и опирания. Принимая для позиций 4 и 5 таблицы 1 коэффициент условий работы  $\gamma_c = 1,0$ , расчёт элементов следует выполнять по деформированной схеме.

<sup>1</sup> К группе В следует относить соединения, в которых заклепки поставлены в отверстия, сверлённые в собранных элементах или в деталях по кондукторам; к группе С – соединения, в которых заклёпки поставлены в отверстия, продавленные или сверлённые без кондуктора в отдельных деталях.

<sup>2</sup> При применении заклёпок с потайными или полупотайными головками расчётные сопротивления заклёпочных соединений срезу и смятию следует понижать умножением на коэффициент 0,8. Работа указанных заклёпок на растяжение не допускается.

18.3.3 Конструкции, не удовлетворяющие требованиям 15.7.1-15.7.5, 17.2 и разделов 7–9, 11–14, а также требованиям СП 20.13330 по ограничению вертикальных прогибов, должны быть усилены или заменены, за исключением случаев, указанных в данном разделе.

Отклонения от геометрической формы, размеров элементов и соединений от номинальных, превышающие допускаемые действующими стандартами и СП 70.13330, но не препятствующие нормальной эксплуатации, не устраняются при условии обеспечения несущей способности конструкций с учётом требований 18.3.2.

18.3.4 Не следует усиливать элементы конструкций, если:

их вертикальные и горизонтальные прогибы и перемещения превышают предельные значения, установленные СП 20.13330, но не препятствуют нормальной эксплуатации, исходя из технологических требований;

их гибкость превышает предельные значения, установленные в 10.4, но отклонения положения конструкций не превышают значений, установленных СП 70.13330, и усилия в элементах не будут возрастать в процессе дальнейшей эксплуатации, а также в тех случаях, когда возможность использования таких элементов проверена расчётом или испытаниями.

- 18.3.5 При усилении конструкций следует учитывать возможность предварительного напряжения и активного регулирования усилий (в том числе за счёт сварки, изменений конструктивной и расчётной схем), а также упругопластическую работу стали, закритическую работу тонкостенных элементов и обшивок конструкций в соответствии с действующими нормами.
- 18.3.6 Конструкции усиления и методы его выполнения должны предусматривать меры по снижению нежелательных дополнительных деформаций элементов в процессе усиления в соответствии с 4.3.5.

Несущая способность конструкций в процессе выполнения работ по усилению должна обеспечиваться с учетом влияния ослаблений сечений дополнительными отверстиями под болты и влияния сварки.

В зависимости от степени нагруженности элементов усиление конструкции должно производиться под полной нагрузкой, с частичной разгрузкой или с полной разгрузкой.

18.3.7 Прерывистые фланговые швы следует применять в конструкциях 2-й, 3-й и 4-й групп (согласно приложению В), эксплуатируемых при расчетной температуре не ниже минус 45°C в неагрессивной или слабоагрессивной среде, для обеспечения совместной работы деталей усиления и существующей конструкции.

Во всех случаях применения угловых швов, как правило, следует назначать минимально необходимые катеты. Концевые участки швов следует проектировать с катетом большим, чем катет промежуточных участков, и устанавливать их размеры в соответствии с расчётом.

- 18.3.8 При усилении элементов конструкций применяют комбинированные соединения: заклёпочные с фрикционными или заклёпочные с болтами класса точности А.
- 18.3.9 В элементах групп конструкций 1, 2, 3 или 4 (согласно приложению В), подверженных при усилении нагреву вследствие сварки, расчётное напряжение  $\sigma_d$  не должно превышать значений  $0.2R_y$ ;  $0.4R_y$ ;  $0.6R_y$  или  $0.8R_y$  соответственно.

Напряжение  $\sigma_d$  следует определять от нагрузок, действующих во время усиления, для неусиленного сечения с учётом фактического состояния конструкций (ослаблений сечения, искривлений элемента и др.).

При превышении указанных напряжений необходимы разгрузка конструкций или подведение временных опор.

- 18.3.10 При расчёте элементов конструкций, усиленных путем увеличения сечения следует учитывать разные расчётные сопротивления материалов конструкции и усиления. Следует принимать одно расчётное сопротивление, равное меньшему из них, если они отличаются не более чем на 15 %.
- 18.3.11 Расчет на устойчивость сжатых элементов сплошного сечения в плоскости действия моментов выполняется по формуле

$$N/(\varphi_e A R_{y,ef} \gamma_c) \le 1, \tag{216}$$

где  $\varphi_e$  – коэффициент, определяемый по таблице Д.3 в зависимости от условной гибкости усиленного элемента  $\bar{\lambda}$  и приведенного относительного эксцентриситета  $m_{ef} = \eta m_f$ ;

А – площадь усиленного сечения;  $\eta$  коэффициент влияния формы сечения по таблице Д.2;

 $\gamma_c$  – коэффициент условий работы, принимаемый не более 0,9.

$$m_f = e_f \ (A / W_c) \tag{217}$$

здесь  $W_c$  — момент сопротивления для наиболее сжатого волокна;

 $e_f$  — эквивалентный эксцентриситет, учитывающий особенности работы усиленного стержня и определяемый по формуле

$$e_f = e + f^* + k_w f_w \,,$$
 (218)

где  $f^*$  и  $f_w$  – подсчитываются по формуле

$$f_* = f_0 \left( 1 - \alpha_N \frac{\sum I_r}{I_0 + \sum I_r} \right), \tag{219}$$

- Здесь  $f_0$  начальный прогиб усиливаемого элемента; в расчетах сжатых стержней на устойчивость значение  $f_0$  определяется от расчетных начальных нагрузок; в расчетах на деформативность от нормативных начальных нагрузок;
  - $\Sigma I_r$  сумма моментов инерции элементов усиления, присоединяемых одновременно, относительно их собственных центральных осей, перпендикулярных плоскости изгиба;
- $\alpha_N = N_3 / (N_3 N_0)$  коэффициент, учитывающий влияние продольной силы.

При расчете изгибаемых элементов  $\alpha_N = 1$ .

При малых значениях собственных моментов инерции элементов усиления ( $\Sigma I_r/I < 0.1$ ) деформации не учитывают и  $f^* = f_0$ .

При присоединении элементов усиления к плоским поверхностям усиливаемого элемента, например, параллельным плоскости изгиба, также принимается  $f^* = f_0$ .

В формуле (218):

- $f_w$  дополнительный остаточный прогиб, возникающий вследствие приварки элементов усиления; если сварочный прогиб  $f_w$  является разгружающим фактором (знак  $f_w$  не совпадает со знаком суммы  $e+f^*$ ) и приводит к уменьшению абсолютной величины эквивалентного эксцентриситета, то значение  $k_w$  принимается равным 0,5; в противном случае  $k_w=1$ ;
- e эксцентриситет продольной силы относительно центральной оси усиленного сечения после усиления; в тех случаях, когда эксцентриситет продольной силы остается неизменным, его значение определяется выражением  $e = e_0 e_A$ , где  $e_A$  смещение центра тяжести сечения при усилении, принимаемое со своим знаком (рис. 23, а и б).

В общем случае сжатия с изгибом, а также в случае приложения дополнительных продольных или поперечных сил после усиления, величина e определяется выражением e = M/N, где M – расчетный момент относительно центральной оси усиленного сечения.

При несимметричном усилении центрально-сжатого (первоначально) элемента в качестве  $e_0$  случайный эксцентриситет учитывается с таким знаком, чтобы учесть наиболее неблагоприятный случай.

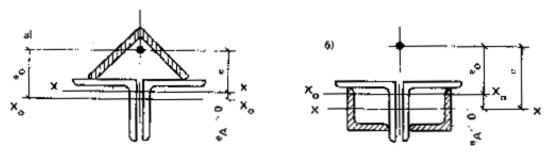


Рисунок 23 – К определению эксцентриситета продольной силы при положительном (а) и отрицательном (б) значениях

При расчёте на устойчивость элементов при центральном сжатии и сжатии с изгибом следует принимать для усиленного сечения в целом приведенное значение расчётного сопротивления, вычисляемое по формуле

$$R_{v,ef} = R_v \sqrt{k} . ag{220}$$

 $R_{y,e\!f} = R_y \sqrt{k}$  , (220) где  $R_y$  — расчётное сопротивление основного металла, определяемое согласно требованиям 18.2.4;

k – коэффициент, вычисляемый по формуле:

$$k = \left[ \frac{R_{ya}}{R_{v}} \left( 1 - \frac{A}{A_{a}} \right) + \frac{A}{A_{a}} \right] \left[ \frac{R_{ya}}{R_{v}} \left( 1 - \frac{I}{I_{a}} \right) + \frac{I}{I_{a}} \right].$$
 (221)

Здесь  $R_{va}$  – расчётное сопротивление металла усиления;

A, I — соответственно площадь и момент инерции неусиленного сечения элемента относительно оси, перпендикулярной плоскости проверки устойчивости;

 $A_a$ ,  $I_a$  — то же, усиленного сечения элемента в целом.

18.3.12 Расчёт на прочность и устойчивость элементов, усиленных способом увеличения сечений следует выполнять с учётом напряжений, существовавших в элементе в момент усиления (с учётом разгрузки конструкций). При этом следует учитывать начальные искривления элементов, смещение центра тяжести усиленного сечения и искривления, вызванные сваркой.

Искривления от сварки при проверке устойчивости элементов при центральном сжатии и сжатии с изгибом следует учитывать введением дополнительного коэффициента условий работы  $\gamma_{c,ad} = 0.8$ .

Проверку на прочность элементов, для которых согласно 18.3.10 принято одно расчётное сопротивление, кроме расчета по формулам (50), (51) и (105), следует выполнять на полное расчётное усилие без учёта напряжений, существовавших до усиления, а при проверке стенок балок на местную устойчивость следует использовать дополнительный коэффициент условий работы  $\gamma_{c,ad} = 0.8$ .

18.3.13 Расчёт на прочность элементов конструкций, усиливаемых методом увеличения сечений, следует выполнять по формулам:

- а) для центрально-растянутых симметрично усиливаемых элементов (5);
- б) для центрально-сжатых симметрично усиливаемых элементов

$$N/(AR_{\nu}\gamma_{\nu}\gamma_{c}) \le 1, \tag{222}$$

где  $\gamma_{N} = 0.95$ 

- при усилении без использования сварки;

 $\gamma_N = 0.95 - 0.25 \, \sigma_d \, / \, R_y - \,$  при усилении с использованием сварки;

в) для несимметрично усиливаемых центрально-растянутых, центрально-сжатых и внецентренно-сжатых элементов

$$\frac{1}{R_{\nu}\gamma_{M}\gamma_{c}}\left(\frac{N}{A} + \frac{M_{x}}{I_{x}}y + \frac{M_{y}}{I_{v}}x\right) \le 1,$$
(223)

где  $\gamma_M = 0.95$  для конструкций группы 1;

 $\gamma_M = 1$  для конструкций групп 2, 3 и 4;

при  $N/(AR_y) \ge 0.6$  следует принимать  $\gamma_M = \gamma_N$ , здесь  $\gamma_N$  следует определять как в формуле (222).

Изгибающие моменты  $M_x$  и  $M_y$  следует определять относительно главных осей усиленного сечения.

18.3.14. Не следует усиливать существующие стальные конструкции, выполненные с отступлением от требований 14.1.7, 14.1.10, 14.2.2, 15.1, 15.2.1, 15.2.3, 15.3.3-15.3.5, 15.4.2, 15.4.5, 15.5.2, 15.5.4, 15.11.1, 16.14, 16.16, 17.8-17.11, 17.16, при условии, что:

отсутствуют вызванные этими отступлениями повреждения элементов конструкций;

исключены изменения в неблагоприятную сторону условий эксплуатации конструкций;

несущая способность и жесткость обоснованы расчётом с учётом требований 18.3.2, 18.3.4, 18.3.9;

выполняются мероприятия по предупреждению усталостного и хрупкого разрушения конструкций, на которые распространяются указания 12.1.1, 12.1.3 и раздела 13.

При выполнении этих условий для проверок устойчивости центрально-сжатых элементов следует принимать тип сечения «b» вместо типа «c» (см. таблицу 7 и таблицу  $\Pi$ .1).

### Приложение A Основные буквенные обозначения величин

A — площадь сечения брутто;

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

 $A_d$  – площадь сечения раскосов;

 $A_f$  – площадь сечения полки (пояса);

 $A_n$  — площадь сечения нетто;

 $A_{w}$  — площадь сечения стенки;

 $A_{wf}$  – площадь сечения по металлу углового шва;

A<sub>wz</sub> – площадь сечения по металлу границы сплавления;

B – бимомент;

E — модуль упругости;

F – сила;

G – модуль сдвига;

*I* – момент инерции сечения брутто;

 $I_b$  — момент инерции сечения ветви;

 $I_m; I_d$  — моменты инерции сечения пояса и раскосов фермы;

 $I_r$  — момент инерции сечения ребра, планки;

 $I_{rl}$  – момент инерции сечения продольного ребра;

 $I_t$  — момент инерции при свободном кручении;

 $I_x$ ;  $I_y$  — моменты инерции сечения брутто относительно осей x-x и y-y соответственно;

 $I_{xn}$ ;  $I_{yn}$  — то же, сечения нетто;

 $I_{\omega}$  – секториальный момент инерции сечения;

M – момент, изгибающий момент;

 $M_x$ ;  $M_y$ — моменты относительно осей x - x и y - y соответственно;

N — продольная сила;

 $N_{ad}$  — дополнительное усилие;

 $N_{bm}$  — продольная сила от момента в ветви колонны;

Q — поперечная сила, сила сдвига;

 $Q_{fic}$  — условная поперечная сила для соединительных элементов;

 $Q_s$  — условная поперечная сила, приходящаяся на систему планок, расположенных в одной плоскости;

 $R_{ba}$  — расчётное сопротивление растяжению фундаментных болтов;

 $R_{bh}$  — расчётное сопротивление растяжению высокопрочных болтов;

 $R_{bp}$  — расчётное сопротивление смятию одноболтового соединения;

 $R_{bs}$  — расчётное сопротивление срезу одноболтового соединения;

 $R_{bt}$  — расчётное сопротивление растяжению одноболтового соединения;

- $R_{bun}$  нормативное сопротивление стали болтов, принимаемое равным временному сопротивлению  $\sigma_{\rm B}$  по государственным стандартам и техническим условиям на болты;
- $R_{bu}$  расчётное сопротивление растяжению U-образных болтов;
- $R_{byn}$  нормативное сопротивление стали болтов, принимаемое равным пределу текучести  $\sigma_{\rm T}$  по государственным стандартам и техническим условиям на болты;
- $R_{cd}$  расчётное сопротивление диаметральному сжатию катков (при свободном касании в конструкциях с ограниченной подвижностью);
- $R_{dh}$  расчётное сопротивление растяжению высокопрочной проволоки;
- $R_{lp}$  расчётное сопротивление местному смятию в цилиндрических шарнирах (цапфах) при плотном касании;
- $R_p$  расчётное сопротивление стали смятию торцевой поверхности (при наличии пригонки);
- $R_s$  расчётное сопротивление стали сдвигу;
- $R_u$  расчётное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по временному сопротивлению;
- $R_{un}$  временное сопротивление стали, принимаемое равным минимальному значению  $\sigma_{B}$  по государственным стандартам и техническим условиям на сталь;
- $R_{\nu}$  расчётное сопротивление стали усталости;
- $R_{wf}$  расчётное сопротивление угловых швов срезу (условному) по металлу шва;
- $R_{wu}$  расчётное сопротивление стыковых сварных соединений растяжению, сжатию, изгибу по временному сопротивлению;
- $R_{wun}$  нормативное сопротивление металла шва по временному сопротивлению;
- $R_{ws}$  расчётное сопротивление стыковых сварных соединений сдвигу;
- $R_{wy}$  расчётное сопротивление стыковых сварных соединений растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести;
- $R_{wz}$  расчётное сопротивление угловых швов срезу (условному) по металлу границы сплавления;
- $R_y$  расчётное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести;
- $R_{yf}$  то же, для полки (пояса);
- $R_{vw}$  то же, для стенки;
- $R_{yn}$  предел текучести стали, принимаемый равным значению предела текучести  $\sigma_{\rm T}$  по государственным стандартам и техническим условиям на сталь;
  - S статический момент сдвигаемой части сечения брутто относительно нейтральной оси;
- $W_x$ ;  $W_y$  моменты сопротивления сечения брутто относительно осей x x и y y соответственно;

```
W_c; W_t — моменты сопротивления сечения для сжатой и растянутой полки соответственно;
```

 $W_{xn}$ ;  $W_{yn}$  — моменты сопротивления сечения нетто относительно осей x - x и y — y соответственно;

 $W_{\omega n}$  — секториальный момент сопротивления сечения нетто;

b — ширина;

 $b_{ef}$  – расчётная ширина;

 $b_f$  — ширина полки (пояса);

 $b_r$  — ширина выступающей части ребра, свеса;

 $c_x$ ;  $c_y$  — коэффициенты для расчёта с учётом развития пластических деформаций при изгибе относительно осей x-x, y-y соответственно;

d – диаметр отверстия болта;

 $d_b$  – наружный диаметр стержня болта;

e — эксцентриситет силы;

h – высота;

 $h_{ef}$  – расчётная высота стенки;

 $h_w$  – высота стенки;

i – радиус инерции сечения;

 $i_{min}$  — наименьший радиус инерции сечения;

 $i_x$ ;  $i_y$  — радиусы инерции сечения относительно осей x-x и y-y соответственно;

 $k_f$  — катет углового шва;

l — длина, пролет;

 $l_c$  — длина стойки, колонны, распорки;

 $l_d$  — длина раскоса;

 $l_{ef}$  – расчётная длина;

 $l_{m}$  — длина панели пояса фермы или колонны;

 $l_s$ — длина планки;

 $l_w$  – длина сварного шва;

 $l_x$ ;  $l_y$  — расчётные длины элемента в плоскостях, перпендикулярных осям x-x и y-y соответственно;

m – относительный эксцентриситет,  $m = eA / W_c$ ;

r – радиус;

t — толщина;

 $t_f$  — толщина полки (пояса);

 $t_w$  — толщина стенки;

 $\alpha_f$  — отношение площадей сечений полки (пояса) и стенки,  $\alpha_f = A_f / A_w$ ;

 $\beta_f$ ;  $\beta_z$  — коэффициенты для расчёта углового шва соответственно по металлу шва и по металлу границы сплавления;

 $\gamma_b$  – коэффициент условий работы болтового соединения;

 $\gamma_c$  – коэффициент условий работы;

*у* − коэффициент надежности по нагрузке;

 $\gamma_{m}$  — коэффициент надежности по материалу;

 $\gamma_n$  – коэффициент надежности по ответственности;

 $\gamma_u -$ коэффициент надежности в расчётах по временному сопротивлению;

 $\gamma_s$  — коэффициент надежности по устойчивости системы;

 $\eta$  – коэффициент влияния формы сечения;

 $\lambda$  – гибкость,  $\lambda = l_{ef} / i$ ;

 $\overline{\lambda}$  — условная гибкость,  $\overline{\lambda} = \lambda \sqrt{R_v/E}$ ;

 $\lambda_{ef}$  — приведённая гибкость стержня сквозного сечения;

 $\overline{\lambda}_{ef}$  — условная приведённая гибкость стержня сквозного сечения,  $\overline{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{R_v/E}$ ;

 $\bar{\lambda}_f$  — условная гибкость свеса пояса,  $\bar{\lambda}_f = (b_{ef}/t_f) \ \sqrt{R_y/E}$ ;

 $\overline{\pmb{\lambda}}_{f,1}$  — условная гибкость поясного листа,  $\overline{\pmb{\lambda}}_{f,1} = (b_{e\!f,1}/t_f) \ \sqrt{\pmb{R}_y/\pmb{E}}$  ;

 $\bar{\lambda}_{w}$  — условная гибкость стенки,  $\bar{\lambda}_{w} = (h_{ef}/t_{w}) \sqrt{R_{v}/E}$ ;

 $\bar{\lambda}_{uf}$  — предельная условная гибкость свеса пояса (поясного листа);

 $\overline{\lambda}_{uw}$  — предельная условная гибкость стенки;

 $\lambda_{x}$ ;  $\lambda_{y}$  — расчётные гибкости элемента в плоскостях, перпендикулярных осям x-x и y-y соответственно;

 $|\sigma|_{-}$  абсолютная величина нормального напряжения;

*о*<sub>loc</sub> – местное напряжение;

 $\sigma_{x}$ ;  $\sigma_{y}$  — нормальные напряжения, параллельные осям x-x и y-y соответственно;

 $\tau$  – касательное напряжение;

 $\varphi$  – коэффициент устойчивости при центральном сжатии;

 $\varphi_{x(y)}$  — коэффициент устойчивости при сжатии;

 $\varphi_b$  — коэффициент устойчивости при изгибе;

 $\varphi_e$  — коэффициент устойчивости при сжатии с изгибом;

 $\varphi_{exy}$  — коэффициент устойчивости при сжатии с изгибом в двух плоскостях;

 $\omega_k$  – секториальная координата.

# Приложение Б Физические характеристики материалов для стальных конструкций

Таблица Б.1 – Физические характеристики материалов для стальных конструкций

Характеристики	Значение
Плотность $\rho$ , кг/м <sup>3</sup> :	
проката и стальных отливок	7850
отливок из чугуна	7200
Коэффициент линейного расширения $\alpha$ , ${}^{0}C^{-1}$	0,12·10-4
Модуль упругости $E$ , $H/мм^2$	
прокатной стали, стальных отливок	$2,06\cdot10^{5}$
отливок из чугуна марок:	
СЧ15	$0.83 \cdot 10^5$
СЧ20, СЧ25, СЧ30	$0,98\cdot10^{5}$
пучков и прядей параллельных проволок	$1,96\cdot10^{5}$
канатов стальных:	
спиральных и закрытых несущих	$1,67\cdot10^5$
двойной свивки	$1,47\cdot10^5$
двойной свивки с неметаллическим сердечником	$1,27\cdot10^5$
Модуль сдвига прокатной стали и стальных отливок $G$ , $H/мм^2$	$0,79 \cdot 10^5$
Коэффициент поперечной деформации (Пуассона) $\nu$	0,3

Примечание — Значения модуля упругости даны для канатов, предварительно вытянутых усилием, равным не менее 60 % разрывного усилия для каната в целом.

Таблица Б.2 – Физические характеристики проводов и проволоки

Наименование материалов	Марка и номинальное сечение, мм <sup>2</sup>	Модуль упругости $E$ , $H/мм^2$	Коэффициент линейного расширения $\alpha$ , ${}^{\circ}$ С $^{-1}$
Алюминиевые провода по ГОСТ 839Е	A, АНП; 16 ÷ 800	$0,630\cdot10^{5}$	0,23·10-4
Медные провода по ГОСТ 839E	M; 4 ÷ 800	1,300·10 <sup>5</sup>	0,17·10-4
Сталеалюминевые провода по ГОСТ 839E при отношении площадей алюминия к стали, равном:	АС, АСК; АСКП, АСКС		
$6 \div 6,25$	10 и более	$0.825 \cdot 10^{5}$	0,192·10-4
0,65	95	1,460·10 <sup>5</sup>	0,139·10-4
$4,29 \div 4,39$	120 и более	$0,890\cdot10^{5}$	0,183 10-4
$7,71 \div 8,04$	150 и более	$0,770 \cdot 10^5$	$0,198 \cdot 10^{-4}$
1,46	185 и более	$1,140\cdot 10^5$	0,155 10-4
12,22	330	$0,665\cdot10^{5}$	0,212·10-4
18,2 ÷ 18,5	400 и 500	$0,665\cdot10^{5}$	0,212·10-4
Биметаллическая сталемедная проволока по	БСМ 1		
ГОСТ 3822 диаметром, мм:	20 125	4.050.405	0.425.40.4
1,6 ÷ 4	2,0 ÷ 12,5	1,870.105	0,127·10-4
6	28,2	$1,900\cdot10^{5}$	0,124·10-4
Примечание – Значения массы проводов и	проволоки следует при	інимать по ГОС	Т 839Е и ГОСТ 3822.

### Приложение В Материалы для стальных конструкций и их расчетные сопротивления

### Группы стальных конструкций

Группа 1. Сварные конструкции\* либо их элементы, работающие в особо тяжелых условиях (согласно ГОСТ 25546), в том числе максимально стесняющих развитие пластических деформаций, или подвергающиеся непосредственному воздействию динамических\*\*, вибрационных или подвижных нагрузок [балки крановых путей; балки рабочих площадок; балки путей подвесного транспорта; элементы конструкций бункерных и разгрузочных эстакад, непосредственно воспринимающих нагрузки от подвижных составов; главные балки и ригели рам при динамической нагрузке; пролетные строения транспортёрных галерей; фасонки ферм; стенки, окрайки днищ, кольца жесткости, плавающие крыши, покрытия резервуаров и газгольдеров; бункерные балки; оболочки параболических бункеров; стальные оболочки свободно стоящих дымовых труб; сварные специальные опоры больших переходов линий электропередачи (ВЛ) высотой более 60 м; элементы оттяжек мачт и оттяжечных узлов].

Группа 2. Сварные конструкции либо их элементы, работающие при статической нагрузке при наличии растягивающих напряжений [фермы; ригели рам; балки перекрытий и покрытий; косоуры лестниц; оболочки силосов; опоры ВЛ, за исключением сварных опор больших переходов; опоры ошиновки открытых распределительных устройств подстанций (ОРУ); опоры транспортёрных галерей; прожекторные мачты; элементы комбинированных опор антенных сооружений (АС) 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 и [4] при наличии сварных монтажных соединений.

**Группа 3.** Сварные конструкции либо их элементы, работающие при статической нагрузке, преимущественно на сжатие [колонны; стойки; опорные плиты; элементы настила перекрытий; конструкции, поддерживающие технологическое оборудование; вертикальные связи по колоннам с напряжениями в расчетных сечениях связей свыше 0,4Ry; 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 АС; колонны бетоновозных эстакад; прогоны покрытий и другие сжатые и сжато-изгибаемые элементы], а также конструкции и их элементы группы 2 при отсутствии сварных соединений.

**Группа 4**. Вспомогательные конструкции зданий и сооружений (связи, кроме указанных в группе 3; элементы фахверка; лестницы; трапы; площадки; ограждения; металлоконструкции кабельных каналов; вспомогательные элементы сооружений и т.п.), а также конструкции и их элементы группы 3 при отсутствии сварных соединений.

#### Примечания

1 При назначении стали для конструкций зданий и сооружений I уровня ответственности по ГОСТ 27751 номер группы конструкций следует уменьшать на единицу (для групп 2 – 4).

2 При толщине проката t > 40 мм номер группы конструкций следует уменьшать на единицу (для групп 2 – 4); при толщине проката  $t \le 6$  мм — увеличивать на единицу (для групп 1 – 3).

<sup>\*</sup> Конструкция или её элемент считаются имеющими сварные соединения, если они расположены в местах действия значительных расчетных растягивающих напряжений ( $\sigma > 0,3R_y$ ;  $\sigma > 0,3R_{wf}$  или  $\sigma > 0,3R_{wz}$ ) либо в местах, где возможно разрушение сварного соединения, например, из-за значительных остаточных напряжений, что может привести к непригодности к эксплуатации конструкции в целом.

<sup>\*\*</sup> Конструкции относятся к подвергающимся воздействию динамических нагрузок, если отношение абсолютного значения нормального напряжения, вызванного динамической нагрузкой, к суммарному растягивающему напряжению от всех нагрузок в том же сечении  $\alpha > 0,2$ .

ТаблицаВ.1 – Нормируемые показатели ударной вязкости проката

	1 d o 3 h q d D.1 Hopsin pyemble nokusu telin jaupiton biskoeth ii bokutu								
Расчётная		Предел текучести проката, $H/мм^2$							
	Гигина		$R_{yn} < 290$	)	290 ≤ R	$R_{yn} < 390$	$390 \le R_3$	$_{vn}$ < 490	$R_{yn} \ge 490$
температура, °С	Группа Конструкций			Показат	ели ударної	й вязкости	KCV, Дж/с	cm <sup>2</sup>	
	Конструкции		пр	и темпер	атуре испы	таний на уд	царный изг	иб, ⁰С	
		+20	0	-20	-20	-40	-40	-60	-60
<i>t</i> ≥ –45	1, 2, 3	34	_	_	34	_	34	-	40
$-45 > t \ge -55$	1	_	_	34	-	34	34	_	40
	2, 3	_	34	_	34	_	34	_	40
t < -55	1, 2, 3	_	_	34	_	34	_	34	40

Примечания

- 1 KCV ударная вязкость образцов с V-образным надрезом.
- 2 В толстолистовом прокате испытываются поперечные образцы, в фасонном и сортовом прокате родольные.
- 3 В электросварных трубах нормы распространяются на ударную вязкость центра сварного шва и линии сплавления. Ударная вязкость принимается для образцов с острым надрезом.

Таблица В.2 – Требования по химическому составу

Нормативные сопротивления стали,	Содержані	ие элементов	C <sub>3</sub> , %	
Н/мм²	C	P	S	(не более)
$R_{yn} < 290$	0,22	0,040	0,025**	_
$290 \le R_{yn} < 390$	0,14	0,025	0,025**	0,45
$390 \leq R_{yn} < 490$	0,12	0,017***	0,010***	0,46
$490 \le R_{yn} < 590$	0,13	0,015	0,010	0,47
$R_{yn} \geq 590$	0,15	0,015	0,004	0,51

<sup>\*</sup> Предельные отклонения по химическому составу в готовом прокате.

Примечания

1 Углеродный эквивалент (С<sub>э</sub>, %) следует определять по формуле:

$$C_9 = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Si}{24} + \frac{Cr}{5} + \frac{Ni}{40} + \frac{Cu}{13} + \frac{V + Nb}{14} + \frac{Mo}{4} + \frac{P}{2}$$

где C, Mn, Si, Cr, Ni, Cu, V, Nb, Mo, P - массовые доли элементов, %.

- 2 Для сталей с нормативным сопротивлением  $290 \le R_{yn} < 390 \text{ H/мм}^2$  повышение содержания углерода до 0.17% по согласованию с организацией составителем норм.
- 3 Для двутавров с параллельными гранями полок принимают содержание углерода для сталей C345-1 и C355-1 до 0,18%; стали C390 до 0,16%; стали C440 до 0,17%.

<sup>\*\*</sup> В случае термической обработки, направленной на измельчение зерна, S  $\leq$  0,025%.

<sup>\*\*\*</sup>  $S + P \le 0.020\%$ .

Таблица В.3 – Нормативные и расчетные сопротивления при растяжении, сжатии и изгибе листового, широкополосного универсального, сортового проката и труб [3 ÷ 7]

листового, широкополосного универсального, сортового проката и труо [3 ÷ 7]								
Сталь	Толщина	Нормативное сопротивление		Расчетное сопр				
	проката, мм	проката и тру	б, H/мм <sup>2</sup>	проката и тр	уб, H/мм <sup>2</sup>			
	141141	$R_{yn}$	Run	$R_{y}$	$R_u$			
C235	От 2,0 до 4,0 вкл.	235	360	230 / 225	350 / 345			
C245	От 2,0 до 20 вкл.	245	370	240 / 235	360 / 350			
C255	От 2,0 до 3,9 вкл.	255	380	250 / 245	370 / 360			
	" 4,0 " 10 "	245	380	240 / 235	370 / 360			
	Св. 10 до 20 "	245	370	240 / 235	360 / 350			
	" 20 до 40 "	235	370	230 / 225	360 / 350			
C345	От 2,0 до 10 вкл.	345	490	340 / 330	480 / 470			
	" 10 " 20 "	325	470	320 / 310	460 / 450			
	" 20 " 40 "	305	460	300 / 290	450 / 440			
	" 40 " 60 "	285	450	280 / 270	440 / 430			
	" 60 " 80 "	275	440	270 / 260	430 / 420			
	" 80 "160 "	265	430	260 / 250	420 / 410			
С345К	От 4,0 до 10 вкл.	345	470	340 / 330	460 / 450			
C355	От 8,0 до 16 вкл.	355	470	350 / 340	460 / 450			
	" 16 " 40 "	345	470	340 / 330	460 / 450			
	" 40 " 60 "	335	470	330 / 320	460 / 450			
	" 60 " 80 "	325	470	320 / 310	460 / 450			
	" 80 "100 "	315	470	310 / 300	460 / 450			
	" 100 " 160 "	295	470	285 / 280	460 / 450			
C355-1;	От 8,0 до 16 вкл.	345	470	350 / 340	460 / 450			
С355-К	" 16 " 40 "	345	470	340 / 330	460 / 450			
	" 40 " 50 "	335	470	330 / 320	460 / 450			
С355П	От 8,0 до 16 вкл.	355	470	350 / 340	460 / 450			
	" 16 " 40 "	345	470	340 / 330	460 / 450			
C390;	От 8,0 до 50 вкл.	390	520	380 / 370	505 / 495			
C390-1								
C440	От 8,0 до 50 вкл.	440	540	430 / 420	525 / 515			
C550	От 8,0 до 50 вкл.	540	640	525 / 515	625 / 610			
C590	От 8,0 до 50 вкл.	590	685	575 / 560	670 / 650			

<sup>\*</sup> За нормативное сопротивление приняты гарантированные значения предела текучести и временного сопротивления, приводимые в государственных стандартах или технических условиях. В тех случаях, когда эти значения в государственных стандартах или технических условиях приведены только в одной системе единиц — (кгс/мм²), нормативные сопротивления (H/мм²) вычислены умножением соответствующих величин на 9,81 с округлением до 5 H/мм². Значения нормативных сопротивлений, отличные от приведённых в таблице В.3, следует применять по согласованию с организацией — составителем СП.

<sup>\*\*</sup> Значения расчётных сопротивлений получены делением нормативных сопротивлений на коэффициенты надёжности по материалу, определённые в соответствии с таблицей 3, с округлением до 5  $H/mm^2$ . В числителе представлены значения расчётных сопротивлений проката по нормативной документации, в которой используется процедура контроля свойств проката ( $\gamma_m = 1,025$ ), в знаменателе – расчётное сопротивление остального проката при  $\gamma_m = 1,050$ .

Таблица В.4— Нормативные и расчетные сопротивления при растяжении, сжатии и изгибе фасонного проката в виде двутавров с параллельными гранями полок

фасонного проката в виде двутавров с параллельными гранями полок								
Сталь	Толщина полки профилей, мм	Нормативное сог проката, І		Расчетное со проката	опротивление а, Н/мм <sup>2</sup>			
Сталь	профилен, им	$R_{yn}$	$R_{un}$	$R_{y}$	$R_u$			
	≤ 20	245	370	240	360			
C245	Св. 20 до 40 вкл.	235	370	230	360			
	" 40 " 60 "	215	370	210	360			
	≤ 10	255	380	250	370			
	Св. 10 до 20 вкл.	245	370	240	360			
	" 20 " 40 "	235	370	230	360			
C255	" 40 " 60 "	235	370	230	360			
	" 60 " 80 "	225	370	220	360			
	" 80 " 100 "	215	370	210	360			
	> 100	200	360	195	350			
	≤ 10	345	480	335	470			
C345	Св. 10 до 20 вкл.	325	470	315	460			
C343	" 20 " 40 "	305	460	300	450			
" 40 " 60 "	285	450	280	440				
	≤ 10	345	490	335	480			
C345-A	Св. 10 до 20 вкл.	325	470	315	460			
C343-A	" 20 " 40 "	305	460	300	450			
	" 40 " 60 "	285	450	280	440			
	≤ 20	355	470	345	460			
	Св.20 до 40 вкл.	345	470	335	460			
C355	" 40 " 60 "	335	470	325	460			
C333	" 60 " 80 "	325	460	315	450			
	" 80 " 100 "	315	460	305	450			
	> 100	295	460	290	450			
	≤ 20	355	470	345	460			
C355-A	Св.20 до 40 вкл.	345	470	335	460			
	" 40 " 60 "	335	470	325	460			
	Св. 30 до 60 вкл.	370	490	360	480			
C390	" 60 " 80 "	360	480	350	470			
2370	" 80 " 100 "	350	480	340	470			
	> 100	330	470	320	460			
	≤ 20	440	600	430	585			
	Св. 20 до 30 вкл.	430	560	420	545			
C440	" 30 " 80 "	420	520	410	505			
	" 80 " 100 "	400	520	390	505			
	> 100	380	500	370	490			

Таблица В.5 – Нормативные и расчётные сопротивления при растяжении, сжатии и изгибе

фасонного проката

фасонного проката								
Сталь	Толщина проката <sup>*</sup> , мм	Нормативное сопротивление ** проката, Н/мм²		Расчетное сопротивление *** проката, Н/мм²				
		$R_{yn}$	$R_{un}$	$R_y$	$R_u$			
C245	От 4,0 до 20 вкл.	245	370	240 / 235	360 / 350			
	" 20 " 40 "	235	370	230 / 225	360 / 350			
C255	От 4,0 до 10 вкл.	255	380	250 / 245	370 / 360			
	" 10 " 20 "	245	370	240 / 235	360 / 350			
	" 20 до 40 "	235	370	230 / 225	360 / 350			
C345	От 4,0 до 10 вкл.	345	480	340 / 330	470 / 460			
	" 10 " 20 "	325	470	320 / 310	460 / 450			
	" 20 " 40 "	305	460	300 / 290	450 / 440			
С345К	От 4,0 до 10 вкл.	345	470	340 / 330	460 / 450			
C355	От 8,0 до 16 вкл.	355	470	350 / 340	460 / 450			
	" 16 " 40 "	345	470	340 / 330	460 / 450			
C355-1	От 8,0 до 16 вкл.	355	470	350 / 340	460 / 450			
	" 16 " 40 "	345	470	340 / 330	460 / 450			
C390	От 8,0 до 10 вкл.	390	520	380 / 370	505 / 495			
	" 10 " 20 "	380	500	370 / 360	480 / 475			
	" 20 до 40 "	370	490	360 / 350	480 / 470			

<sup>\*</sup> За толщину фасонного проката следует принимать толщину полки.

Таблица В.6- Расчётные сопротивления проката смятию торцевой поверхности, местному смятию в цилиндрических шарнирах, диаметральному сжатию катков

		Расчетное сопротивление, Н/мм	
		смятию	диаметральному сжатию
Временное сопротив-	торцевой поверх-	местному в цилиндрических	катков (при свободном
ление, H/мм <sup>2</sup>	ности (при наличии	шарнирах (цапфах) при	касании в конструкциях с
	пригонки)	плотном касании $R_{lp}$	ограниченной подвижно-
	$R_p$		стью) $R_{cd}$
360	351 / 343	176 / 171	9 / 9
370	361 / 352	180 / 176	9 / 9
380	371 / 362	185 / 181	9/9
390	380 / 371	190 / 185	10 / 10
400	390 / 381	195 / 190	10 / 10
430	420 / 409	210 / 204	10 / 10
440	429 / 419	215 / 209	11 / 11
450	439 / 428	220 / 214	11 / 11
460	449 / 438	224 /219	11 / 11
470	459 / 448	229 / 224	11 / 11
480	468 / 457	234 / 228	12 / 12
490	478 / 467	239 / 233	12 / 12
510	498 / 486	249 / 243	12 / 12
540	527 / 514	263 / 257	13 / 13
570	556 / 543	278 / 271	14 / 14
590	576 / 562	288 / 281	14 / 14

Пр и мечание — В таблице указаны значения расчётных сопротивлений, вычисленные по формулам раздела 6 при  $\gamma_m = 1,025$  (в числителе) и  $\gamma_m = 1,050$  (в знаменателе).

<sup>\*\*</sup> За нормативное сопротивление приняты гарантированные значения предела текучести и временного сопротивления, приводимые в государственных стандартах или технических условиях. В тех случаях, когда эти значения в государственных стандартах или технических условиях приведены только в одной системе единиц – (кгс/мм²), нормативные сопротивления (H/мм²) вычислены умножением соответствующих величин на 9,81 с округлением до 5 H/мм². Значения нормативных сопротивлений, отличные от приведённых в таблице В.5, следует применять по согласованию с организацией – составителем СП.

<sup>\*\*\*</sup> Значения расчётных сопротивлений получены делением нормативных сопротивлений на коэффициенты надёжности по материалу, определённые в соответствии с таблицей 3, с округлением до 5  $H/mm^2$ . В числителе представлены значения расчётных сопротивлений проката по нормативной документации, в которой используется процедура контроля свойств проката ( $\gamma_m = 1,025$ ), в знаменателе – расчётное сопротивление остального проката при  $\gamma_m = 1,050$ .

Таблица В.7 – Расчётные сопротивления отливок из углеродистой стали

Напряженное	Условное обозна-				
состояние	чение	15Л	25Л	35Л	45Л
Растяжение, сжатие и изгиб	$R_u$	150	180	210	250
Сдвиг	$R_s$	90	110	130	150
Смятие торцевой поверхности (при	$R_p$	230	270	320	370
наличии пригонки)					
Смятие местное в цилиндри-	$R_{lp}$	110	130	160	180
ческих шарнирах (цапфах) при					
плоском касании					
Диаметральное сжатие катков при	$R_{cd}$	6	7	8	10
свободном касании (в конструкциях с					
ограниченной подвижностью)					

П р и м е ч а н и е − Расчетные сопротивления отливок из низколегированной стали, поставляемой по другим стандартам и ТУ, в том числе зарубежного производства, следует назначать по согласованию с организацией − составителем СП.

Таблица В.8 – Расчётные сопротивления отливок из серого чугуна

Напряженное состояние	Условное обозна- чение	Расчётные сопротивления, Н/мм <sup>2</sup> , отливок из серого чугуна марок			тливок СЧ 30
Растяжение центральное и изгиб	$R_t$	55	65	85	100
Сжатие центральное и изгиб	$R_c$	160	200	230	250
Сдвиг	$R_s$	40	50	65	75
Смятие торцевой поверхности (при наличии пригонки)	$R_p$	240	300	340	370

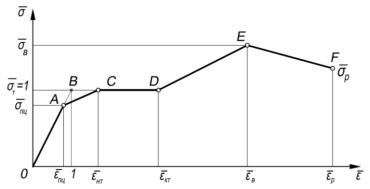


Рисунок В.1 – Обобщенная расчетная диаграмма работы строительных сталей

Таблица В.9 – Характеристики сталей для обобщенной расчетной диаграммы работы (см. рисунок В.1)

	(em. pheynox b.1)						
Параметр	Стали						
диаграммы	C245, C255	C285	C345, C345K, C375	C390	C440	C590, C590K	
$\overline{\varepsilon_{\rm nu}}$	0,8	0,8	0,8	0,9	0,9	0,9	
$\overline{\sigma_{\text{пц}}}$	0,8	0,8	0,8	0,9	0,9	0,9	
$\overline{\mathcal{E}_{\mathtt{HT}}}$	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	
$\overline{\sigma_{_{\mathtt{T}}}}$	1	1	1	1	1	1	
$\overline{\mathcal{E}_{_{ m KT}}}$	14,0	15,0	16,0	17,0	17,0	18, 0	
$\overline{\mathcal{E}_{\mathtt{B}}}$	141,6	123	88,3	67,1	49,6	26,2	
$\overline{\sigma_{_{\mathtt{E}}}}$	1,653	1,54	1,415	1,345	1,33	1,16	
$\overline{arepsilon_{ m p}}$	251	211	153	115	87,2	51,1	
$\overline{\sigma_{\rm p}}$	1,35	1,31	1,26	1,23	1,20	1,10	

### Приложение Г

# Материалы для соединений стальных конструкций

Таблина Г.1 – Материалы для сварки, соответствующие стали

таблицат.т-	та олица т.т – материалы для сварки, соответствующие стали								
	Материалы для сварки по действующим стандартам								
	В углекислом газе или в его смеси с аргоном	Под флюсом		Порошковой проволокой	Покрытыми электродами				
Сталь		Maj	эка						
	автомат	роволоки для чческой ванной сварки	флюса	порошковой проволоки	Тип электрода				
$R_{yn} < 290 \text{ H/mm}^2$		Св-08А	AH-348-A AH-60*		Э42, Э42A				
<i>Kyn</i> ~ 290 H/MM		Св-08ГА	ПФК-56С**** UF-02; UF-03*****	ПП-АН-3	Э46, Э46А				
200H/2 < P	Св-08Г2С	Св-10ГА**	AH-17-M AH-43 AH-47	ПП-АН-8	Э50,				
$290 \text{H/mm}^2 \le R_{yn} < < 590 \text{H/mm}^2$		Св-10Г2** Св-10НМА	AH-47 AH-348-A*** ΠΦΚ-56C**** UF-02; UF-03*****		Э50A				
$R_{yn} \geq 590 \text{ H/mm}^2$	Св-08Г2С Св-08ХГСМА	Св-10НМА	АН-17-М ПФК-56С****	ПП-АН-3 ПП-АН-8	Э60				
	Св-10ХГ2СМА	Св-08ХН2ГМЮ	UF-02; UF-03*****	1111-A17-8	Э70				

Флюс АН-60 и электроды типа Э42, Э46, Э50 следует применять для конструкций групп 2, 3 при расчётных температурах  $t \ge -45$  °C.

П р и м е ч а н и е - 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 Г.2 – Нормативные и расчетные сопротивления металла швов сварных соединений с угловыми швами

C	Сварочные материалы					
тип электрода	тип электрода марка проволоки		$R_{wf,}$ H/mm <sup>2</sup>			
Э42, Э42A	Э42, Э42А Св-08, Св-08А		180			
Э46, Э46A	Св-08ΓΑ,	450	200			
Э50, Э50A	Св-08Г2С, Св-10ГА, ПП-АН-8, ПП-АН-3	490	215			
Э60	Св-08Г2С*, Св-10НМА, Св-10Г2	590	240			
Э70	Св-10ХГ2СМА, Св-08ХН2ГМЮ	685	280			
Э85	Э85 -		340			
* Только для швов с кате	гом $k_f \leq 8$ мм в конструкциях из стали с пределом	текучести 440 Н/м	м <sup>2</sup> и более.			

<sup>\*\*</sup> Не применять в сочетании с флюсом АН-43.
\*\*\* Для флюса АН-348-А требуется дополнительный контроль механических свойств металла шва при сварке соединений элементов всех толщин при расчётных температурах t < -45 °C и толщин свыше 32 мм – при расчётных температурах  $t \ge -45$  °C.

<sup>\*\*\*</sup> Kерамический флюс по [8].

<sup>\*\*\*\*\*</sup> Керамический флюс UF-02 по [9] и UF-03 по [10].

Таблица Г.3 – Требования к болтам при различных условиях их применения

	Класс прочности болтов и требования к ним по действующим стандартам									
	в конструкциях,									
Расчётная	не рассчитываемі	ых на усталость	рассчитываемых	на усталость						
температура		при работе	болтов на							
t, °C	растяжение или срез	срез	растяжение или срез	срез						
	5.6	5.6	5.6	5.6						
≥ –45	_	5.8	_	_						
	8.8	8.8	8.8	8.8						
	10.9	10.9	10.9	10.9						
	_	12.9	_	12.9						
	5.6	5.6	5.6	5.6						
$-45 > t \ge -55$	8.8	8.8	8.8*	8.8						
	10.9	10.9	10.9 *	10.9						
	-	12.9	-	12.9						
	5.6	5.6	-	5.6						
	8.8 <sup>a)</sup>	8.8	8.8*	8.8						
< -55	10.9 <sup>a)</sup>	10.9	10.9 *	10.9						
	_	12.9	_	12.9						
* С требованием	испытания на разрыв на	косой шайбе.								

Таблица Г.4 – Марки стали фундаментных болтов и условия их применения

Конструкции	Марки стали при расчётной температуре, t °C			
	≥ –45	$-45 > t \ge -55$	< -55	
Конструкции,	Ст3пс2,	Ст3пс4,	_	
кроме опор воздушных линий	Ст3сп2	Ст3сп4	_	
электропередачи, распределительных	20	_	_	
устройств и контактной сети	-	09Г2С-4	09Γ2C-4	
Для U-образных болтов, а также	Ст3пс4,	_	_	
фундаментных болтов опор воздушных	Ст3сп4	_	_	
линий электропередачи,	_	09Г2С-4	09Г2С-6	
распределительных устройств и				

Таблица Г.5 – Нормативные сопротивления стали болтов и расчётные сопротивления одноболтовых соединений срезу и растяжению, H/мм<sup>2</sup>

однооолговых соединении срезу и растижению, пим									
Класс прочности болтов	Rbun	$R_{byn}$	$R_{bs}$	$R_{bt}$					
5.6	500	300	210	225					
5.8	500	400	210	_					
8.8	830	664	332	451					
10.9	1040	936	416	561					
12.9	1220	1098	427	_					

Таблица Г.6 – Расчётные сопротивления смятию элементов, соединяемых болтами

Временное сопротивление стали	Расчетные сопротивления $R_{bp}$ , $H/mm^2$ , смятию элементов, соединяемых болтами			
соединяемых элементов $R_{un}$ , $H/мм^2$	класса точности А	класса точности В		
360	560	475		
370	580	485		

Окончаниение табл. Г.6

Окончиниение тиол. 1.0		
380	590	500
390	610	515
430	670	565
440	685	580
450	700	595
460	720	605
470	735	620
480	750	630
490	765	645
510	795	670
540	845	710
570	890	750
590	920	775

 $\Pi$  р и м е ч а н и е — Значения расчётных сопротивлений, указанные в таблице, вычислены по формулам раздела 4 настоящего СП с округлением до 5  $H/mm^2$ .

Таблица Г.7 – Расчётные сопротивления растяжению фундаментных болтов

	T T	F 4
Номинальный	Расчетные сопротивления $R_{ba}$ , H/м	$10^{-2}$ , болтов из стали марок
диаметр болтов, мм	Ст3пс4, Ст3пс2, Ст3сп4, Ст3сп2	09Г2С-4, 09Г2С-6
12, 16, 20	200	265
24, 30	190	245
36	190	230
42, 48, 56	180	230
64, 72, 80	180	220
90, 100	180	210
110, 125, 140	165	210

<sup>\*</sup> Расчётные сопротивления болтов из других марок сталей следует вычислять по формулам раздела 6 настоящего СП.

Т а б л и ц а  $\Gamma$ .8 – Нормативные и расчётные сопротивления растяжению высокопрочных болтов из стали 40X

Номинальный диаметр резьбы $d$ , мм	$R_{bun}$ , $H/MM^2$	$R_{bh}$ , $H/MM^2$					
16, 20, (22), 24, (27)	1078	755					
30	900	630					
36	800	560					
42	650	455					
48 600 420							
Примечание – Размеры, заключенные в скобки, применять не следует.							

Таблица Г.9 – Площади сечения болтов

1 4 0 31 1	1ци 1.7	потощиди	cc iciiii	TOULTOD						
<b>d</b> , mm	16	(18)	20	(22)	24	(27)	30	36	42	48
$A_b$ , cm <sup>2</sup>	2,01	2,54	3,14	3,80	4,52	5,72	7,06	10,17	13,85	18,09
$A_{bn}$ , cm <sup>2</sup>	1.57	1.92	2,45	3.03	3,53	4,59	5.61	8.16	11.20	14.72

Примечания

Примечания

<sup>1</sup> Сталь должна поставляться по 1-й группе.

<sup>2</sup> Значения расчётных сопротивлений, указанные в таблице, вычислены по формулам пункта 6.6 настоящего СП с округлением до 5 H/мм<sup>2</sup>.

<sup>1</sup> Площади сечения болтов диаметром свыше 48 мм следует принимать по действующим стандартам.

<sup>2</sup> Размеры, заключенные в скобки, следует применять только в конструкциях опор ВЛ и ОРУ.

# Приложение Д

# Коэффициенты для расчета на устойчивость центрально и внецентренно сжатых элементов

Таблица Д.1 — Коэффициенты устойчивости при центральном сжатии

Условная	Коэффициенты ф			Условная	Коэффициенты ф		
гибкость	Į	іля типасечени	Я	гибкость	,	для типасечения	
$\overline{\lambda}$	а	b	С	$\overline{\lambda}$	а	b	С
0,4	1000	1000	984	5,4	20	51	255
0,6	994	986	956	5,6	24	42	241
0,8	981	967	929	5,8		226	
1,0	968	948	901	6,0		211	
1,2	953	927	872	6,2		198	
1,4	938	905	842	6,4		186	
1,6	920	881	811	6,6		174	
1,8	900	855	778	6,8		164	
2,0	877	826	744	7,0	155		
2,2	851	794	709	7,2		147	
2,4	821	760	672	7,4	139		
2,6	786	723	635	7,6		132	
2,8	747	683	598	7,8		125	
3,0	704	643	562	8,0		119	
3,2	660	602	527	8,5		105	
3,4	616	562	493	9,0		094	
3,6	572	524	460	9,5		084	
3,8	526	487	430	10,0		076	
4,0	475	453	402	10,5		069	
4,2	431	422	375	11,0		063	
4,4	393	392	351	11,5		057	
4,6	35	59	329	12,0		053	
4,8	33	30	308	12,5		049	
5,0	30	)4	289	13,0		045	
5,2	28	31	271	14,0	039		
Ппи		Quanauna raah	diminantan a n	тоблина уралин	1000 pee		

П р и м е ч а н и е — Значения коэффициентов  $\phi$  в таблице увеличены в 1000 раз.

Таблица Д.2 – Коэффициенты влияния формы сечения  $\eta$ 

	$1~a~o~\pi~u~u~a~$ Д.2 — Коэффициенты влияния формы сечения $\eta$										
Тип		Схема сечения и эксцентриситет $\frac{A_f}{A_w}$									
сечен ия	Схема сечения и эксцентриситет		$0 \le \overline{\lambda} \le 5$		$\overline{\lambda} > 5$						
КИ		1.±w	$0,1 \le m \le 5$	$5 < m \le 20$	$0,1 \le m \le 5$ $5 < m \le 20$						
1		_	1,0	1,0	1,0						
2	$\frac{t}{h} = 0.25$	_	0,85	0,85	0,85						
3		_	$0.75 + 0.02\overline{\lambda}$	$0,75+0,02\overline{\lambda}$	0,85						
4	$\frac{t}{h} = 0.25$	_	$(1,35-0,05m)-0,01(5-m)\overline{\lambda}$	1,1	1,1						
5		0,25	$(1,45-0,05m)-0,01(5-m)\overline{\lambda}$	1,2	1,2						
	$A_w$ $0,5A_w$ $0,5A_w$	0,5	$(1,75-0,1m)-0,02(5-m)\overline{\lambda}$	1,25	1,25						
	$\frac{a_1}{h} \leqslant 0.15$	≥1,0	$(1,90-0,1\mathbf{m})-0,02(6-\mathbf{m})\overline{\lambda}$	$1,4-0,02\overline{\lambda}$	1,3						
6	$ \begin{array}{c c} A_f \bullet & & \\ \hline A_w & & \\ \hline \end{array} $ $ \begin{array}{c c} a_1 \\ \hline h \\ \end{array} \leqslant 0.15 $	_	$\eta_5 \left[ 1 - 0.3(5 - m) \frac{a_1}{h} \right]$	$oldsymbol{\eta}_{\scriptscriptstyle 5}$	$oldsymbol{\eta}_5$						
7	$\frac{\bar{a}_1}{h} \leqslant 0.15$	_	$\eta_5 \left(1 - 0.8 \frac{a_1}{h}\right)$	$\eta_5 \left(1 - 0.8 \frac{a_1}{h}\right)$	$\eta_{5}\left(1-0.8\frac{a_{1}}{h}\right)$						

### Окончаниение табл. 70

Тип	Схема сечения и эксцентриситет	$A_{\epsilon}$	Значения $\eta$ при				
сече-		$\frac{A_f}{A_w}$	$0 \le \overline{\lambda} \le 5$		$\overline{\lambda} > 5$		
кин		$A_{w}$	$0,1 \le m \le 5$	$5 < m \le 20$	$0,1 \le m \le 5$	$5 < m \le 20$	
8			$(0.75 + 0.05m) + 0.01(5 - m)\overline{\lambda}$	1,0	1,0	)	
	0,54,,	0,5	$(0.5+0.1m)+0.02(5-m)\overline{\lambda}$	1,0	1,0	)	
		≥1	$(0,25+0,15m)+0,03(5-m)\overline{\lambda}$	1,0	1,0	)	
9			$(1,25-0,05m)-0,01(5-m)\overline{\lambda}$	1,0	1,0		
		≥1	$(1,5-0,1m)-0,02(5-m)\bar{\lambda}$	1,0	1,0		
10	$A_f$	0,5	1,4	1,4	1,4	1,4	
	$A_{w} = 0.5A_{w}$	1,0	$1,6-0,01(5-m)\overline{\lambda}$	1,6	1,35+0,05 <i>m</i>	1,6	
	$0.5A_f$ $0.25A_f$	2,0	$1,8-0,02(5-\boldsymbol{m})\overline{\lambda}$	1,8	1,3+0,1 <i>m</i>	1,8	
11	$A_f$ 0,5 $A_f$ 0	0,5	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	
	$0.5A_w$ 0.5 $A_w$	1,5	$2.0 + 0.25\mathbf{m} + 0.1\overline{\lambda}$	_	_		
		2,0	$3.0+0.25\boldsymbol{m}+0.1\overline{\lambda}$	_	_	_	

Примечания

<sup>1</sup> Для типов сечений 5 -7 при подсчете значений  $A_f/A_w$  площадь вертикальных элементов полок не следует учитывать.

<sup>2</sup> Для типов сечений 6 -7 значения  $\eta_5$  следует принимать равными значениям  $\eta$  для типа 5 при тех же значениях  $A_f/A_w$ .

Таблица Д.3 – Коэффициенты устойчивости  $\varphi_e$  при внецентренном сжатии сплошностенчатых стержней в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии

Условная гибкость	Значение $\varphi_e$ при приведенном относительном эксцентриситете $m_{ef}$								
$\frac{1}{\lambda}$	0,1	0,25	0,5	0,75	1,0	1,25	1,5	1,75	2,0
0,5	967	922	850	782	722	669	620	577	538
1,0	925	854	778	711	653	600	563	520	484
1,5	875	804	716	647	593	548	507	470	439
2,0	813	742	653	587	536	496	457	425	397
2,5	742	672	587	526	480	442	410	383	357
3,0	667	597	520	465	425	395	365	342	320
3,5	587	522	455	408	375	350	325	303	287
4,0	505	447	394	356	330	309	289	270	256
4,5	418	382	342	310	288	272	257	242	229
5,0	354	326	295	273	253	239	225	215	205
5,5	302	280	256	240	224	212	200	192	184
6,0	258	244	223	210	198	190	178	172	166
6,5	223	213	196	185	176	170	160	155	149
7,0	194	186	173	163	157	152	145	141	136
8,0	152	146	138	133	128	121	117	115	113
9,0	122	117	112	107	103	100	098	096	093
10,0	100	097	093	091	090	085	081	080	079
11,0	083	079	077	076	075	073	071	069	068
12,0	069	067	064	063	062	060	059	059	058
13,0	062	061	054	053	052	051	051	050	049
14,0	052	049	049	048	048	047	047	046	045

Продолжение таблицы Д.3

Условная гибкость	Значение $\varphi_{\rm e}$ при приведенном относительном эксцентриситете $m_{\rm ef}$								
$\frac{1}{\lambda}$	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5
0,5	469	417	370	337	307	280	260	237	222
1,0	427	382	341	307	283	259	240	225	209
1,5	388	347	312	283	262	240	223	207	195
2,0	352	315	286	260	240	222	206	193	182
2,5	317	287	262	238	220	204	190	178	168
3,0	287	260	238	217	202	187	175	166	156
3,5	258	233	216	198	183	172	162	153	145
4,0	232	212	197	181	168	158	149	140	135
4,5	208	192	178	165	155	146	137	130	125
5,0	188	175	162	150	143	135	126	120	117
5,5	170	158	148	138	132	124	117	112	108
6,0	153	145	137	128	120	115	109	104	100
6,5	140	132	125	117	112	106	101	097	094
7,0	127	121	115	108	102	098	094	091	087
8,0	106	100	095	091	087	083	081	078	076
9,0	088	085	082	079	075	072	069	066	065
10,0	075	072	070	069	065	062	060	059	058
11,0	063	062	061	060	057	055	053	052	051
12,0	055	054	053	052	051	050	049	048	047
13,0	049	048	048	047	045	044	043	042	041
14,0	044	043	043	042	041	040	040	039	039

Окончание таблицы Д.3

Условная гибкость			ри приве	денном (	относит	ельном эк	сцентрис	итете <i>m</i> <sub>ef</sub>
$\overline{\lambda}$	7,0	8,0	9,0	10	12	14	17	20
0,5	210	183	164	150	125	106	090	077
1,0	196	175	157	142	121	103	086	074
1,5	182	163	148	134	114	099	082	070
2,0	170	153	138	125	107	094	079	067
2,5	158	144	130	118	101	090	076	065
3,0	147	135	123	112	097	086	073	063
3,5	137	125	115	106	092	082	069	060
4,0	127	118	108	098	088	078	066	057
4,5	118	110	101	093	083	075	064	055
5,0	111	103	095	088	079	072	062	053
5,5	104	095	089	084	075	069	060	051
6,0	096	089	084	079	072	066	057	049
6,5	089	083	080	074	068	062	054	047
7,0	083	078	074	070	064	059	052	045
8,0	074	068	065	062	057	053	047	041
9,0	064	061	058	055	051	048	043	038
10,0	057	055	052	049	046	043	039	035
11,0	050	048	046	044	040	038	035	032
12,0	046	044	042	040	037	035	032	029
13,0	041	039	038	037	035	033	030	027
14,0	038	037	036	036	034	032	029	026

Примечания

Таблица Д.4 – Коэффициенты устойчивости *ф*<sub>ℓ</sub> при внецентренном сжатии сквозных стержней в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии

Условная		Значение $\varphi_e$ при относительном эксцентриситете $m$							
приведенная		311a 1c	iiiic qe i	ipii ornoci	ПСЛВПО	м эксце.	птрист	icic m	
гибкость	0,1	0,25	0,5	0,75	1,0	1,25	1,5	1,75	2,0
$\frac{\overline{\lambda}}{\lambda}_{ef}$									
0,5	908	800	666	571	500	444	400	364	333
1,0	872	762	640	553	483	431	387	351	328
1,5	830	727	600	517	454	407	367	336	311
2,0	774	673	556	479	423	381	346	318	293
2,5	708	608	507	439	391	354	322	297	274
3,0	637	545	455	399	356	324	296	275	255
3,5	562	480	402	355	320	294	270	251	235
4,0	484	422	357	317	288	264	246	228	215
4,5	415	365	315	281	258	237	223	207	196
5,0	350	315	277	250	230	212	201	186	178
5,5	300	273	245	223	203	192	182	172	163
6,0	255	237	216	198	183	174	165	156	149
6,5	221	208	190	178	165	157	149	142	137
7,0	192	184	168	160	150	141	135	130	125
8,0	148	142	136	130	123	118	113	108	105
9,0	117	114	110	107	102	098	094	090	087
10,0	097	094	091	090	087	084	080	076	073
11,0	082	078	077	076	073	071	068	066	064
12,0	068	066	064	063	061	060	058	057	056
13,0	060	059	054	053	052	051	050	049	049
14,0	050	049	048	047	046	046	045	044	043

<sup>1</sup> Значения коэффициентов  $\varphi_e$  в таблице увеличены в 1000 раз.

<sup>2</sup> Значения  $\varphi_e$  следует принимать не выше значений  $\varphi$ .

Продолжение таблицы Д.4

Условная приведенная			Вначение	$arphi_e$ при от	носительном	и эксцентри	ситете і	m	
гибкость $\overline{\lambda}_{ef}$	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5
0,5	286	250	222	200	182	167	154	143	133
1,0	280	243	218	197	180	165	151	142	131
1,5	271	240	211	190	178	163	149	137	128
2,0	255	228	202	183	170	156	143	132	125
2,5	238	215	192	175	162	148	136	127	120
3,0	222	201	182	165	153	138	130	121	116
3,5	206	187	170	155	143	130	123	115	110
4,0	191	173	160	145	133	124	118	110	105
4,5	176	160	149	136	124	116	110	105	096
5,0	161	149	138	127	117	108	104	100	095
5,5	147	137	128	118	110	102	098	095	091
6,0	135	126	119	109	103	097	093	090	085
6,5	124	117	109	102	097	092	088	085	080
7,0	114	108	101	095	091	087	083	079	076
8,0	097	091	085	082	079	077	073	070	067
9,0	082	079	075	072	069	067	064	062	059
10,0	070	067	064	062	060	058	056	054	052
11,0	060	058	056	054	053	052	050	048	046
12,0	054	053	050	049	048	047	045	043	042
13,0	048	047	046	045	044	044	042	041	040
14,0	043	042	042	041	041	040	039	039	038

Окончание таблицы Д.4

Условная								
приведенная		Зна	ичение $\varphi_e$ г	три относит	ельном эксі	ентриситет	e m	
гибкость	7,0	8,0	9,0	10	12	14	17	20
$\frac{\overline{\lambda}}{\lambda}_{ef}$	7,0	0,0	2,0	10	12	11	17	20
0,5	125	111	100	091	077	067	058	048
1,0	121	109	098	090	077	066	055	046
1,5	119	108	096	088	077	065	053	045
2,0	117	106	095	086	076	064	052	045
2,5	113	103	093	083	074	062	051	044
3,0	110	100	091	081	071	061	051	043
3,5	106	096	088	078	069	059	050	042
4,0	100	093	084	076	067	057	049	041
4,5	096	089	079	073	065	055	048	040
5,0	092	086	076	071	062	054	047	039
5,5	087	081	074	068	059	052	046	039
6,0	083	077	070	065	056	051	045	039
6,5	077	072	066	061	054	050	044	037
7,0	074	068	063	058	051	047	043	036
8,0	065	060	055	052	048	044	041	035
9,0	056	053	050	048	045	042	039	035
10,0	050	047	045	043	041	038	036	033
11,0	044	043	042	041	038	035	032	030
12,0	040	039	038	037	034	032	030	028
13,0	038	037	036	035	032	030	028	026
14,0	037	036	035	034	031	029	027	025

Примечания

<sup>1</sup> Значения коэффициентов  $\varphi_e$  в таблице увеличены в 1000 раз. 2 Значения  $\varphi_e$  следует принимать не выше значений  $\varphi$ .

Т а б л и ц а Д.5 — Приведенные относительные эксцентриситеты  $m_{ef}$  для внецентренно-сжатых

стержней с шарнирно-опёртыми концами Значение  $m_{ef}$  при  $m_{ef,1}$ , равном Эпюры  $\bar{\lambda}$ моментов 0,1 0,5 1,0 1,5 2,0 3,0 5,0 7,0 10,0 20,0 4,0 1 0,10 0,30 0,68 1,12 1,60 2,62 3,55 4,55 6,50 9,40 19,40 2 0,10 0,17 0,39 0,68 1,03 1,80 2,75 3,72 5,65 8,60 18,50 0,55 3 0,10 0,10 0,22 0,36 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 0,15 6 0.10 0.10 0.10 0.10 0.10 0,18 0,40 1,25 3,00 11,40 7 0,10 0,10 0,10 0,50 1,70 9,50 0,10 0,10 0,10 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 2 0,10 0,22 0,46 0,73 1,05 1,88 2,75 5,65 8,60 18,50 3,72  $\delta = -0.5$ 3 0,10 0,17 0,38 0,58 0,80 1,33 2,00 2,77 4,60 7,40 17,20 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 0,26 0,41 0,57 0,95 2,95 4,70 0,10 1,38 1,80 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 0,10 0,32 0,70 1,12 1,60 2,62 2,55 4,55 6,50 9,40 19,40 2 0,90 1,28 0,10 0,28 0,60 1,96 2,75 3,72 5,65 8,40 18,50  $\delta = 0$ 0,27 0,55 0,84 17,20 3 0,10 1,15 1,75 2,43 3,17 4,80 7,40  $M_1 \oplus M_2$ 4 0,10 0,26 0,52 0,78 1,10 2,20 2,83 4,00 6,30 15,40 1,60 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 0,78 0,10 0,32 0,52 1,10 1,55 1,90 2,60 3,75 5,50 13,00 0,10 0,40 0,80 1,23 1,68 2,62 3,55 4,55 6,50 9,10 19,40 1 2 0,10 0,40 0,78 1,20 1,60 2,30 5,85 8,60 18,50 3,15 4,10  $\delta = 0.5$ 0,10 0,40 0,77 1,17 1,55 2,30 3,10 3,90 5,55 8,13 18,00 3 4 0,10 0,75 5,30 7,60 17,50 0,40 1,13 1,55 2,30 3,05 3,80 5 0,10 0,40 0,75 1,10 1,55 2,30 3,00 3,80 5,30 7,60 17,00 0,10 0,40 0,75 1,10 1,50 6 2,30 3,00 3,80 5,30 7,60 16,50

Обозначения, принятые в таблице Д.5:

0.10

$$m_{ef,1} = \eta \frac{M_1}{N} \cdot \frac{A}{W_c}; \quad \delta = \frac{M_2}{M_1}$$

1.10

1.40

2.30

3.00

3.80

5.30

7.60

16.00

0,75

0.40

# Коэффициент $c_{max}$ для расчета на устойчивость сжатых стержней тонкостенного открытого сечения

1 Коэффициент  $c_{max}$  для типов 1, 2, 3 сечений, приведенных на рисунках в таблице Д.6, следует вычислять по формуле

$$c_{\text{max}} = \frac{2}{1 + \delta B + \sqrt{(1 - \delta B)^2 + \frac{16}{\mu} \left(\alpha - \frac{e_x}{h}\right)^2}},$$
 (Д.1)

где:

$$\begin{cases}
\delta = 4\rho / \mu; \\
B = 1 + 2(\beta / \rho)(e_x / h); \\
\mu = 8\omega + 0.156I_t \lambda_y^2 / (Ah^2);
\end{cases}$$
(Д.2)

 $\alpha = a_x / h$  — отношение расстояния  $a_x$  между центром тяжести и центром изгиба сечения к высоте сечения h;

 $e_x = M_x / N$  — эксцентриситет приложения сжимающей силы относительно оси x - x, принимаемый со своим знаком (в таблице Д.6 показан со знаком «плюс»); A — площадь сечения.

В формулах (Д.2) обозначено:

$$\rho = (I_x + I_y) / (Ah^2) + \alpha^2;$$

 $\omega = I_{\omega}/(I_{y}h^{2})$  – здесь  $I_{\omega}$  - секториальный момент инерции сечения;

 $I_t = (k/3)\Sigma b_i t_i^3$  — момент инерции сечения при свободном кручении,

 $b_i$  и  $t_i$  – соответственно ширина и толщина листов, образующих сечение, включая стенку; k=1,29 – для двутаврового сечения с двумя осями симметрии; k=1,25 – для двутаврового сечения с одной осью симметрии; k=1,20 – для таврового сечения, k=1,12 – для швеллерного ( $\Pi$ -образного) сечения.

2 Коэффициент  $c_{max}$  при расчёте на устойчивость стержня П-образного сечения на центральное сжатие (тип 4 при обозначениях, принятых в таблице Д.6, и  $I_y > I_x$ ) следует вычислять по формуле (Д.1) при  $e_x = 0$  и  $\beta = 0$  (тогда B = 1), учитывая при этом, что

$$A = h t_f (2 + \eta);$$

$$I_{\omega} = t_f h^3 b^2 (3 + 2 \eta) / [12 (6 + \eta)] = A h^2 b^2 (3 + 2 \eta) / [12 (6 + \eta)(2 + \eta)];$$

$$I_y = h t_f b^2 (6 + \eta) / 12 = A b^2 (6 + \eta) / [12 (2 + \eta)];$$

$$I_x = t_f h^3 (1 + 2 \eta) / [3 (2 + \eta)] = A h^2 (1 + 2 \eta) / [3 (2 + \eta)^2].$$

3 Коэффициент  $c_{max}$  при расчёте на устойчивость стержня швеллерного сечения (тип 5 при обозначениях, принятых в таблице Д.6, и  $I_x > I_y$ ), следует вычислять по формуле (Д.3)

$$c_{\text{max}} = \frac{2}{1 + \delta + \sqrt{(1 - \delta)^2 + \frac{16}{\mu} \left(\frac{a_y}{b}\right)^2}},$$
 (Д.3)

где:

$$\delta = 4\rho/\mu$$
;

$$\mu = 8\omega + 0.156I_t\lambda_x^2/(Ab^2) + \alpha^2;$$

 $\alpha = a_y/b$  — отношение расстояния  $a_y$  между центром тяжести и центром изгиба сечения к ширине сечения b — см. таблицу Д.6;

$$a_y = 4 \eta_1 b (3 \eta_1 + 1) / [(2 \eta_1 + 1) (6 \eta_1 + 1)];$$

$$\rho = (I_x + I_y) / (Ab^2) + \alpha^2;$$

 $I_t = 0,37 \Sigma b_i t_i^{3}$ ;  $b_i$  и  $t_i$  – соответственно ширина и толщина листов, образующих сечение;

$$\omega = \mathbf{I}_{\omega} / (\mathbf{I}_{x} b^{2}) - \text{см.}$$
 таблицу Д.б.

При этом:

 $A = h t_w (2\eta_l + 1);$ 

 $I_{\omega} = \eta_{I}t_{w} h^{3}b^{2} (3\eta_{I} + 2) / [12 (6\eta_{I} + 1)];$   $I_{y} = 2\eta_{I}t_{w} hb^{2} b^{2} (\eta_{I}^{2} + 2,5\eta_{I} + 1) / (2\eta_{I} + 1)^{2};$   $I_{x} = t_{w} h^{3} (6\eta_{I} + 1) / 12.$ 

Формулы для определения  $\omega$ ,  $\alpha$  и  $\beta$  или их значения приведены в таблице Д.6. Таблица Д.6 – Коэффициенты  $\omega$ ,  $\alpha$ ,  $\beta$ 

1 4 0	олица д.6 – <b>коэффициенты а</b> Сечение	, α, ρ		
NoNo	тип	$\omega$	$\alpha$	β
1	0°24 0°24 0°24 0°24 0°24 0°24 0°24 0°24	0,25	0	0
2		$\frac{I_1I_2}{I_y^2}$	$\frac{I_1h_1 - I_2h_2}{I_yh}$	По формуле (Ж.12) приложения Ж
3	y y N V V V V V V V V V V V V V V V V V	0	$\frac{m{h}_1}{m{h}}$	То же
4		$\frac{3+2\boldsymbol{\eta}}{\left(6+\boldsymbol{\eta}\right)^2}$	$\frac{4(3+\boldsymbol{\eta})}{(2+\boldsymbol{\eta})(6+\boldsymbol{\eta})}$	0
5		$\frac{\eta_1(3\eta_1+2)}{(6\eta_1+1)^2}$	$\frac{4\eta_1(3\eta_1+1)}{(2\eta_1+1)(6\eta_1+1)}$	0

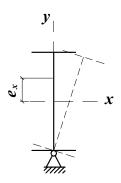
Обозначения, принятые в таблице Д.6:

 $I_1$  и  $I_2$  – моменты инерции соответственно большего и меньшего поясов относительно оси симметрии сечения у-у.

 $\eta = b t_w / h t_f$ ,  $\eta_I = b t_f / h t_w$ , где  $t_w$  – толщина стенки;  $t_f$  – толщина полок.

4 Расчет на устойчивость внецентренно-сжатых элементов двутаврового сечения с двумя осями симметрии, непрерывно подкрепленных вдоль одной из полок (рисунок Д.1), следует выполнять по формулам (6) и (7) настоящего СП, в которых коэффициент  $c_{max}$  следует вычислять по формуле

$$c_{max} = \frac{1 + I_x / I_y + \alpha / 9.87}{1 + 4 \left[ \left( i_x^2 + i_y^2 \right) / h^2 + e_x / h \right]}.$$
 (Д.4)



**Рисунок** Д.1 – Схема сечения элемента, подкрепленного вдоль полки

Коэффициент  $\alpha$  следует определять по формуле (Ж.4) приложения Ж.

При определении  $\alpha$  значение  $l_{ef}$  следует принимать равным расстоянию между сечениями элемента, закрепленными от поворота относительно продольной оси (расстояние между узлами крепления связей, распорок и т.п.).

Эксцентриситет  $e_x = M_x/N$  в формуле (Д.4) считается положительным, если точка приложения силы смещена в сторону свободной полки; для центрально-сжатых элементов  $e_x = 0$ .

При определении  $e_x$  за расчётный момент  $M_x$  следует принимать наибольший момент в пределах расчётной длины  $l_{ef}$  элемента.

# Приложение Е

# Коэффициенты для расчета элементов конструкций с учётом развития пластических деформаций

Таблица Е.1 – Коэффициенты  $c_x$ ,  $c_y$ , n

таоли	ца Е.1 — Коэффициенты $c_{x}$ , $c_{y}$ , $n$		I		
				Наибольши	
Тип	Схема сечения	$A_{f}$	значен	ия коэффи	
сечения		$\frac{A_f}{A_w}$	$C_X$	$c_{y}$	п при
		$A_{w}$			$M_{\rm y}=0^{*}$
	y	0,25	1,19		
		0,5	1,12	1,47	1,5
1	$\begin{bmatrix} x \\ A_w \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} x \\ x \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} x \\ x \end{bmatrix}$	1,0	1,07		
	$A_f = y$	2,0	1,04		
		0,5	1,40		
2	$ \begin{array}{c c} x & A_f \\ \hline A_w & y \\ \hline 0,5A_f \end{array} $	1,0	1,28	1,47	2,0
	$A_{w} = y \cdot 0.5A_{f}$	2,0	1,18		
		0,25	1,19	1,07	
		0,5	1,12	1,12	
3	$ \begin{array}{c c} x &                                   $	1,0	1,07	1,19	1,5
	$0.5A \sim y A_f$	2,0	1,04	1,26	
-		0,5	1,40	1,12	
	$x - \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$	1,0	1,28	1,12	2,0
4	$0.25A_f$ $y$ $0.5A_w$	2,0	1,18	1,31	
5	$ \begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	-	1,47	1,47	a) 2,0 б) 3,0

Окончание таблицы Е.1

Тип	Схема сечения	4	3Н2	Наибольши ачения коэффи	
сечения		$\frac{A_f}{A_w}$	$c_x$	$c_y$	$n$ при $M_y = 0^*$
	$A_f$ $y$	0,25 0,5		1,04 1,07	
6	$\begin{array}{c c} x & -x \\ 0.5A_{w} & 0.5A_{w} \end{array}$	1,0	1,47	1,12	3,0
	y , , , , , , , , , , , , , , , , , , ,	2,0		1,19	
7	$x - \bigcup_{y}^{y} - x$	-	1,26	1,26	1,5
8	a) $x - y - A_f x$ $x - y - x$	-	1,60	1,47	a) 3,0 6) 1,0
9	a) $y A_f$ $x X$ $x X$ $x X$	0,5 1,0	1,60	1,07 1,12	a) 3,0 б) 1,0
	$y = 0.5A_w \mid y$	2,0		1,19	

<sup>\*</sup> При  $M_y \neq 0$  следует принимать n = 1,5, за исключением сечения типа 5,а, для которого n = 2, и типа 5,6, для которого n = 3.

Таблица Е.2 – Коэффициенты *а1, а2, а3* для расчета на изгиб прямоугольных плит, опертых по четырем и трем сторонам

	10 10 12 10 to 10 points:												
Панти			При b/a										
Плиты		1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	> 2
Опертые по четырем	$\alpha_{I}$	0,048	0,055	0,063	0,069	0,075	0,081	0,086	0,091	0,094	0,098	0,100	0,125
сторонам	$\alpha_2$	0,048	0,049	0,050	0,050	0,050	0,050	0,049	0,048	0,048	0,047	0,046	0,037
Опертые						При	$a_1/d_1$						
по трем		0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	2,0	> 2		
сторонам	$\alpha_3$	0,060	0,074	0,088	0,097	0,107	0,112	0,120	0,126	0,132	0,133		

Обозначения, принятые в таблице Е.2:

Примечания

<sup>1</sup> При определении коэффициентов для промежуточных значений  $A_f/A_w$  допускается линейная интерполяция.

<sup>2</sup> Значение коэффициентов  $c_x$ ,  $c_y$  следует принимать не более 1,15 $\gamma$ , где  $\gamma$  - коэффициент надежности по нагрузке, определяемый как отношение расчётного значения эквивалентной (по значению изгибающего момента) нагрузки к нормативному.

b — длинная сторона;  $a_{l}$  — короткая сторона;  $d_{l}$  — длина свободной стороны;  $a_{l}$  — длина стороны, перпендикулярной к свободной

### Приложение Ж

# Коэффициент устойчивости при изгибе $\varphi_b$

Ж.1 Коэффициент  $\varphi_b$  для расчёта на устойчивость изгибаемых элементов двутаврового, таврового и швеллерного сечения следует определять в зависимости от расстановки связей, раскрепляющих сжатый пояс, вида нагрузки и места ее приложения. При этом предполагается, что нагрузка действует в плоскости наибольшей жесткости ( $I_x > I_y$ ), а опорные сечения закреплены от боковых смещений и поворота.

Ж.2 Для балки и консоли двугаврового сечения с двумя осями симметрии коэффициент  $\varphi_b$  следует принимать равным:

при  $\varphi_1 \le 0.85$ 

$$\varphi_b = \varphi_1; \tag{X.1}$$

при  $\varphi_1 > 0.85$ 

$$\varphi_b = 0.68 + 0.21 \, \varphi_1 \le 1, \tag{\text{W.2}}$$

где значение  $\varphi_1$  следует вычислять по формуле

$$\varphi_1 = \psi \frac{I_y}{I_x} \left(\frac{h}{l_{ef}}\right)^2 \frac{E}{R_y}.$$
 (Ж.3)

В формуле (Ж.3) обозначено:

 $\psi$  – коэффициент, вычисляемый согласно требованиям Ж.3 настоящего приложения; h – полная высота сечения прокатного двутавра или расстояние между осями поясов (пакетов поясных листов) составного двутавра;

 $l_{\it ef}$  — расчётная длина балки или консоли, определяемая согласно требованиям 8.4.2 настоящих норм.

Ж.3 Значение коэффициента  $\psi$  в формуле (Ж.3) следует вычислять по формулам таблиц Ж.1 и Ж.2 в зависимости от количества закреплений сжатого пояса, вида нагрузки и места её приложения, а также от коэффициента  $\alpha$ , равного:

а) для прокатных двутавров

$$\alpha = 1.54 \frac{I_t}{I_v} \left(\frac{l_{ef}}{h}\right)^2, \tag{W.4}$$

где  $I_t$  — момент инерции при свободном кручении, определяемый согласно приложению Д; h — полная высота сечения;

б) для составных двутавров из листов со сварными или фрикционными поясными соединениями

$$\alpha = 8 \left( \frac{l_{ef} t_f}{h b_f} \right)^2 \left( 1 + \frac{a t^3}{b_f t_f^3} \right), \tag{W.5}$$

где обозначено:

для сварных двутавров из трех листов:

 $t_f$  и  $b_f$  – толщина и ширина пояса балки;

h – расстояние между осями поясов;

a = 0.5h;

t – толщина стенки ( $t = t_w$ );

для составных двугавров с фрикционными поясными соединениями:

 $t_f$  — суммарная толщина листов пояса и полки поясного уголка;

 $b_f$  – ширина листов пояса;

h – расстояние между осями пакетов поясных листов;

a — ширина вертикальной полки поясного уголка за вычетом толщины его полки;

t – суммарная толщина стенки и вертикальных полок поясных уголков.

Если на участке балки  $l_{ef}$  эпюра  $M_x$  по своему очертанию отличается от приведённых в таблице Ж.1, то допускается значение у определять по формулам для наиболее близкой по очертанию эпюры  $M_x$ , в которую может быть вписана фактическая эпюра.

В случаях, когда у консоли балки сжатый пояс закреплён от бокового перемещения в конце или по ее длине, значение  $\psi$  допускается принимать равным:

при сосредоточенной нагрузке, приложенной к растянутому поясу на конце консоли,  $\psi = 1,75 \psi_1$ , где значение  $\psi_1$  следует принимать согласно примечанию к таблице Ж.1:

в остальных случаях – как для консоли без закреплений.

Ж.4 Для разрезной балки двугаврового сечения с одной осью симметрии (рисунок Ж.1) коэффициент  $\varphi_b$  следует определять по таблице Ж.3, где значения  $\varphi_1, \varphi_2$  и nследует вычислять по формулам:

$$\varphi_1 = \psi_a \frac{I_y}{I_x} \cdot \frac{2hh_1}{l_{ef}^2} \cdot \frac{E}{R_y}; \tag{K.6}$$

$$\varphi_2 = \psi_a \frac{I_y}{I_x} \cdot \frac{2hh_2}{l_{ef}^2} \cdot \frac{E}{R_y}; \qquad (\text{W}.7)$$

$$n = \frac{I_1}{I_1 + I_2} \,. \tag{K.8}$$

В формулах (Ж.6) - (Ж.8) обозначено:

 $\psi_a$  - коэффициент, вычисляемый по формуле

$$\psi_a = \left(B + \sqrt{B^2 + C}\right)D; \tag{Ж.9}$$
  $h$  – расстояние между осями поясов;

 $h_1$  и  $h_2$  – расстояние от центра тяжести сечения до оси соответственно более развитого и менее развитого поясов;

 $l_{ef}$  – расчётная длина балки, определяемая согласно требованиям п. 8.4.2настоящего СП;

 $I_1$  и  $I_2$  – моменты инерции сечения более развитого и менее развитого поясов относительно оси симметрии сечения балки соответственно.

Таблица Ж.1 – Коэффициент у для балок двугаврового сечения с двумя осями симметрии

Количество		Э И	Пояс,		иент $\psi$ при значениях $\alpha$		
закреплений сжатого пояса в пролете	Вид нагрузки в пролете	Эпюра $M_x$ на участке $l_{e\!f}$	к которому приложена нагрузка,	$0,1 \le \alpha \le 40$	$40 < \alpha \le 400$		
Без закреплений	Сосредоточенная	$l_{ef} = l$	Сжатый Растянутый	$   \begin{array}{c}     1,75 + 0.09 \alpha \\     5,05 + 0.09 \alpha   \end{array} $	$3,3 + 0,053\alpha - 4,5 \cdot 10^{-5}\alpha^{2}$ $6,6 + 0,053\alpha - 4,5 \cdot 10^{-5}\alpha^{2}$		
	Равномерно распределенная	$l_{ef} = l$	Сжатый Растянутый	$1,60 + 0,08\alpha$ $3,80 + 0,08\alpha$	$3,15 + 0,04\alpha - 2,7 \cdot 10^{-5}\alpha^{2}$ $5,35 + 0,04\alpha - 2,7 \cdot 10^{-5}\alpha^{2}$		
Два и более, делящие пролет <i>l</i> на равные части	Любая		Любой	$2,25 + 0,07\alpha$	$3,6 + 0,04\alpha - 3,5 \cdot 10^{-5}\alpha^2$		
Одно в середине	Сосредоточенная в середине	$l_{ef}$	Любой		1,75 ψ1		
	Сосредоточенная в четверти	$l_{ef}$	Сжатый Растянутый		1,14ψ <sub>1</sub> 1,60ψ <sub>1</sub>		
	Равномерно распределенная	l <sub>ef</sub> l	Сжатый Растянутый		$1,14\psi_1$ $1,30\psi_1$		
П р и м е ч а н и е – Значение $\psi_1$ следует принимать равным $\psi$ при двух и более закреплениях сжатого пояса в пролете.							

Таблица Ж.2 – Коэффициент  $\psi$  для жестко заделанных консолей двутаврового сечения с двумя осями симметрии

	Пояс, к которому	Коэффициент $\psi$ при от	сутствии закреплений	
Вид нагрузки	приложена	сжатого пояса и г	при значениях $lpha$	
	нагрузка	$4 \le \alpha \le 28$	$28 < \alpha \le 100$	
Сосредоточенная	Растянутый	$1,0+0,16\alpha$	$4,0+0,05\alpha$	
на конце консоли	Сжатый	$6,2 + 0,08\alpha$	$7,0+0,05\alpha$	
Равномерно распределённая	Растянутый	$1,42\sqrt{\alpha}$		

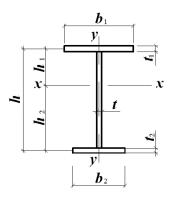


Рисунок Ж.1 – Схема двутаврового сечения с одной осью симметрии

T а б л и ц а Ж.3 — **Коэффициент**  $\varphi_b$ 

таолица ж.э –	коэффицисі	$\psi_b$							
Сжатый пояс	k	Коэффициент $\varphi_b$ при значении $\varphi_2$							
	до 0,85	свыше 0,85							
Более развитый	<i>φ</i> <sub>1</sub> ≤ 1	$\varphi_1 \left[ 0.21 + 0.68 \left( \frac{n}{\varphi_1} + \frac{1-n}{\varphi_2} \right) \right] \le 1$							
Менее развитый	$\varphi_2$	$0,68 + 0,21\varphi_2 \le 1$							

Ж.5 Значения B, C и D в формуле (Ж.9) следует определять по таблицам Ж.4 и Ж.5 в зависимости от коэффициентов:

$$\delta = n + 0.734\beta; \tag{\text{W}.10}$$

$$\mu = n + 1{,}145\beta; \tag{\text{\pi.11}}$$

$$\beta = (2n - 1) \left\{ 0.47 - 0.035 \left( \frac{b_1}{h} \right) \left[ 1 + \frac{b_1}{h} - 0.072 \left( \frac{b_1}{h} \right)^2 \right] \right\}; \tag{\text{$K.12$}}$$

$$\eta = (1 - n) \left[ 9,87n + 0,385 \frac{I_t}{I_2} \left( \frac{l_{ef}}{h} \right)^2 \right], \tag{\text{W}.13}$$

где значения  $n, b_1, h, I_2, l_{ef}$  следует принимать согласно настоящему приложению, а  $I_t$  – согласно приложению Д.

Коэффициент  $\alpha$  в таблице Ж.5 следует определять по формуле (Ж.4).

Таблица Ж.4 – Коэффициент В

Схема сечения и место	Коэ	ффициент В при нагрузк	e
приложения нагрузки	сосредоточенной в середине пролета	равномерно распределенной	Вызывающей чистый изгиб
ŢŢ	δ	μ	β
<del>+</del> +	δ-1	μ – 1	β
<del>-</del> +	1 - δ	1 – μ	- <i>β</i>
<u> </u>	<i>-</i> δ	- <i>μ</i>	- β

Таблица Ж.5 – Коэффициенты С и Д

D	Коэффициент (	С при сечении	Karla D
Вид нагрузки	двутавровом $(n \le 0.9)$	тавровом $(n = 1,0)$	Коэффициент <i>D</i>
Сосредоточенная в середине пролета	$0,330\eta$	$0,0826\alpha$	3,265
Равномерно распределенная	$0,\!481\eta$	$0,1202\alpha$	2,247
Вызывающая чистый изгиб	$0{,}101\eta$	$0,0253\alpha$	4,315

Ж.6 Для двутаврового сечения при 0.9 < n < 1.0 коэффициент  $\psi_a$  следует определять линейной интерполяцией между значениями, полученными по формуле (232) для двутаврового сечения при n = 0.9 и для таврового при n = 1.

Для таврового сечения при сосредоточенной или равномерно распределенной нагрузке и  $\alpha$  < 40 коэффициенты  $\psi_a$  следует умножать на  $(0.8 + 0.004 \alpha)$ .

В балках с менее развитым сжатым поясом при n>0,7 и  $5\le l_{ef}/b_2\le 25$  значение коэффициента  $\varphi_2$  необходимо уменьшить умножением на  $(1,025-0,015\ l_{ef}/b_2)$  и следует принимать при этом не более 0,95. Значения  $l_{ef}/b_2>25$  в таких балках не допускаются.

Ж.7 Для балки швеллерного сечения коэффициент  $\varphi_b$  следует принимать равным  $\varphi_b = 0.7 \varphi_1$ , где  $\varphi_1$  следует определять как для балок двоякосимметричного двутаврового сечения, используя формулы (Ж.3) и (Ж.4), где значения  $I_x$ ,  $I_y$ ,  $I_t$  следует принимать для швеллера.

### Приложение И

## Коэффициенты расчетной длины $\mu$ участков ступенчатых колонн

V.1 Коэффициент расчётной длины  $\mu_1$  для защемлённого в основании нижнего участка одноступенчатой колонны следует принимать:

при верхнем конце колонн, свободном от закреплений, - по таблице И.1;

при закреплении верхнего конца от поворота, но возможности его свободного смещения – по таблице И.2;

при закреплении верхнего конца от смещения по формуле

$$\mu_1 = \sqrt{\frac{\mu_{12}^2 + \mu_{11}^2(\beta - 1)}{\beta}},\tag{H.1}$$

где  $\mu_{12}$  и  $\mu_{11}$  – коэффициенты расчётной длины нижнего участка колонны при нагрузках F1 = 0 и F2 = 0 соответственно, определяемые при шарнирном опирании верхнего конца по таблице И.3, а при закреплении от поворота — по таблице И.4.

В таблицах И.1 – И.4 обозначено:

$$\alpha_1 = \frac{l_2}{l_1} \sqrt{\frac{I_1}{\beta I_2}} \qquad \text{if} \qquad n = \frac{I_2 l_1}{I_1 l_2},$$

где  $I_1$ ,  $I_2$ ,  $l_1$ ,  $l_2$  — моменты инерции сечений и длины нижнего и верхнего участков колонны соответственно;

$$\beta = (F_1 + F_{2})/F_2.$$

И.2 Коэффициент расчётной длины  $\mu_2$  для верхнего участка одноступенчатой колонны во всех случаях следует определять по формуле

$$\mu_2 = \mu_1 / \alpha_1 \le 3. \tag{H.2}$$

И.3 Коэффициент расчётной длины  $\mu_1$  для защемлённого в основании нижнего участка двухступенчатой колонны (рисунок И.1,а) при условиях закрепления верхнего конца, указанных в таблице И.5, следует определять по формуле

$$\mu_{1} = \sqrt{\frac{\beta_{1}\mu_{m1}^{2} + (\beta_{2}\mu_{m2}^{2} + \mu_{m3}^{2})(1 + \delta_{2})^{2}I_{1}/I_{m1}}{1 + \beta_{1} + \beta_{2}}},$$
(И.3)

где  $\beta_1 = F_1 / F_3$ ;  $\beta_2 = F_2 / F_3$ ;  $\delta_2 = l_2 / l_1$ ;

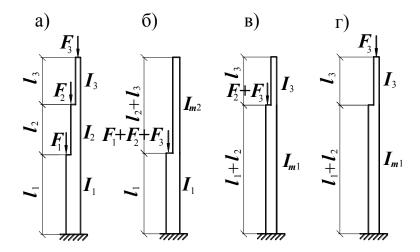
 $\mu_{m1}$ ,  $\mu_{m2}$ ,  $\mu_{m3}$  – коэффициенты, определяемые по таблице И.5 как для одноступенчатых колонн по рисунку И.1,б,в,г);

 $I_{m1} = (I_1 l_1 + I_2 l_2) / (l_1 + l_2)$  — приведённое значение момента инерции сечения участка длиной  $(l_1 + l_2)$ .

Здесь  $F_1$ ,  $F_2$ ,  $F_3$  – продольные силы, приложенные к верху нижнего, среднего и верхнего участков колонн с моментами инерции  $I_1$ ,  $I_2$ ,  $I_3$  и длинами  $l_1$ ,  $l_2$ ,  $l_3$  соответственно.

Приведённое значение момента инерции сечения участка длиной  $(l_2 + l_3)$  на рисунке И.1,6 следует определять по формуле

$$I_{m2} = (I_2 l_2 + I_3 l_3) / (l_2 + l_3).$$



**Рисунок И.1** – Схема двухступенчатой колонны (а) и условные схемы загружений при приложении сил  $F_1$ ,  $F_2$  и  $F_3$  соответственно к нижнему (б), к среднему (в), к верхнему (г) участкам

И.4 Коэффициенты расчётной длины:  $\mu_2$  для среднего участка двухступенчатой колонны длиной  $l_2$  и  $\mu_3$  для верхнего участка колонны длиной  $l_3$  следует определять по формулам:

$$\mu_2 = \mu_1 / \alpha_2;$$
 (H.4)

$$\mu_3 = \mu_1 / \alpha_3 \le 3,$$
(M.5)

где

$$\alpha_2 = \frac{l_2}{l_1} \sqrt{\frac{I_1(F_2 + F_3)}{I_2(F_1 + F_2 + F_3)}};$$

$$\alpha_3 = \frac{l_3}{l_1} \sqrt{\frac{I_1 F_3}{I_3 (F_1 + F_2 + F_3)}}$$
.

Таблица И.1 – Коэффициенты расчетной длины  $\mu$ 1 для одноступенчатых колонн с верхним концом, свободным от закреплений

Расчетная	$\alpha_1$		фициси							Коэффи					,,		-				
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
$\mathbf{F}_{2}$	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
$rac{1}{2}$ $F_1$	0,4	2,0	2,04	2,08	2,11	2,23	2,18	2,21	2,25	2,28	2,32	2,35	2,42	2,48	2,54	2,60	2,66	2,80	-	-	-
	0,6	2,0	2,11	2,20	2,28	2,36	2,44	2,52	2,59	2,66	2,73	2,80	2,93	3,05	3,17	3,28	3,39	-	-	-	-
	0,8	2,0	2,25	2,42	2,56	2,70	2,83	2,96	3,07	3,17	3,27	3,36	3,55	3,74	-	-	-	-	-	-	-
7	1,0	2,0	2,50	2,73	2,94	3,13	3,29	3,44	3,59	3,74	3,87	4,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-
11111	1,5	3,0	3,43	3,77	4,07	4,35	4,61	4,86	5,05	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1	2,0	4,0	4,44	4,90	5,29	5,67	6,03	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
$F_1 + F_2$	2,5	5,0	5,55	6,08	6,56	7,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
<b>1</b> 1 <b>1</b> 2	3,0	6,0	6,65	7,25	7,82	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Таблица И.2 – Коэффициенты расчетной длины  $\mu_1$  для одноступенчатых колонн с верхним концом, закрепленным только от поворота

Расчетная схема	Α α1		Коэффициент $\mu_1$ при значении $n$																		
		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	1,92	1,86	1,80	1,76	1,70	1,67	1,64	1,60	1,57	1,55	1,50	1,46	1,43	1,40	1,37	1,32	1,18	1,10	1,05
$ F_2 $	0,2	2,0	1,93	1,87	1,82	1,76	1,71	1,68	1,64	1,62	1,59	1,56	1,52	1,48	1,45	1,41	1,39	1,33	1,20	1,11	-
<u> </u>	0,4	2,0	1,94	1,88	1,83	1,77	1,75	1,72	1,69	1,66	1,62	1,61	1,57	1,53	1,50	1,48	1,45	1,40	-	-	-
	0,6	2,0	1,95	1,91	1,86	1,83	1,79	1,77	1,76	1,72	1,71	1,69	1,66	1,63	1,61	1,59	-	-	-	-	-
I = I I I I I I I I I I I I I I I I I I	0,8	2,0	1,97	1,94	1,92	1,90	1,88	1,87	1,86	1,85	1,83	1,82	1,80	1,79	-	-	-	-	-	-	-
	1,0	2,0	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
<b> </b>	1,5	2,0	2,12	2,25	2,33	2,38	2,43	2,48	2,52	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	2,0	2,0	2,45	2,66	2,81	2,91	3,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	2,5	2,5	2,94	3,17	3,34	3,50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
•	3,0	3,0	3,43	3,70	3,93	4,12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Таблица И.3 – Коэффициенты расчетной длины  $\mu_{12}$  и  $\mu_{11}$  для одноступенчатых колони с неподвижным шарнирно-опертым верхним концом

Расчетная	1	тиффесо	иенты рас	стион д	JIHIIBI $\mu_{12}$	н ран дан				и <sub>11</sub> при $l_2/l_1$		арпирпо-	опертым	Берхиим	концом	
схема	$\frac{I_2}{I_2}$							11		*						
	$I_1$	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
								Коэ	ффициент	Γ <b>μ</b> 12						
	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
	0,06	0,91	1,47	1,93	2,26	2,57	2,74	3,05	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
$  \vec{r}     I_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
11111	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
$F_{5}$	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
12	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	2,10
								Коэ	ффициент	Γ <b>μ</b> 11						
	0,04	0,67	0,67	0,83	1,25	1,43	1,55	1,65	1,70	1,75	1,78	1,84	1,87	1,88	1,90	1,92
	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
$\mathbf{F}_{1}$	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
	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
	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
	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
1-1	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 И.4 – Коэффициенты расчетной длины  $\mu_{12}$  и  $\mu_{11}$  для одноступенчатых колонн с неподвижным верхним концом, закрепленным от поворота

Расче	лица етная ема	$I_2$	Коэффициенты $\mu_{12}$ и $\mu_{11}$ при $l_2/l_1$														
CAC	oma	$\overline{I_1}$	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
	1								Коз	ффициент	Γ <b>μ</b> 12						
	$\mathbf{F}_{2}$	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
	$\mathbf{I}_{I_2}$	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
<b>1</b>	$I_1$	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
		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
	$F_{2}$	0,3	0,62	0,68	0,74	0,85	0,95	1,06	1,18	1,28	2,39	1,48	1,67	1,82	1,96	2,12	2,20
	$ T_2 $	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
									Коэ	ффициент	Γ <b>μ</b> 11						
4	<u> </u>	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
12	$I_2$	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
	$\boldsymbol{F}_1$	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
<b>1</b>	$\ _{I_{\cdot}}$	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
		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
	$F_{i}$	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
	<b>1-</b> 1	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

Таблица И.5 – **Коэффициенты µ**<sub>m1</sub>, **µ**<sub>m2</sub>, **µ**<sub>m3</sub>

Условия закрепления		Значения коэ	ффициентов
верхнего конца	$\mu_{m1}$	$\mu_{m2}$	$\mu_{m3}$
колонны	I	три условной схеме за	гружения по рисунку
	И.1,б	И.1,в	И.1,г
Свободен от			$\mu_1$
закреплений	2,0	2,0	$(\mu_{ m l}$ – по таблице И.1 при
			$\alpha_1 = \frac{\boldsymbol{l}_3}{\boldsymbol{l}_1 + \boldsymbol{l}_2} \sqrt{\frac{\boldsymbol{I}_{m1}}{\boldsymbol{I}_3}})$
Закреплён от	$\mu_{ m l}$	$ \mu_1 $	$\mu_{ m l}$
поворота, допускает			$(\mu_1$ – по таблице И.2 при
смещение	$(\mu_{ m l}$ — по таблице	е И.2 при $\alpha_1 = 0$ )	$\alpha_1 = \frac{\boldsymbol{l}_3}{\boldsymbol{l}_1 + \boldsymbol{l}_2} \sqrt{\frac{\boldsymbol{I}_{m1}}{\boldsymbol{I}_3}})$
Закреплён шарнирно,	$\mu_{11}$	$\mu_{11}$	$\mu_{12}$
не допускает	$(\mu_{11} - по 7)$	габлице И.3)	$(\mu_{12}$ – по таблице И.3)
смещения			
Закреплён от	$\mu_{11}$	$ \mu_{11} $	$\mu_{12}$
поворота и смещения	$(\mu_{11} - по$	таблице И.4)	$(\mu_{12}$ – по таблице И.4)

# Приложение К

**К расчету элементов на усталость** Таблица К.1 – Группы элементов и соединений при расчете на усталость

		в и соединений при расчете на усталость	
<b>№</b> п.п.	Схема элемента и расположение расчетного сечения	Характеристика элемента	Группа элементов
1		Основной металл с прокатными или обработанными механическим путем кромками То же, с кромками, обрезанными машинной газовой резкой	2
2		Основной металл с обработанными механическим путем кромками, при разной ширине и радиусе перехода г, мм: 200	1 4
3		Основной металл во фрикционных соединениях	1
4	a)	Основной металл в болтовом (болты класса точности А) соединении в сечениях по отверстию: а) при парных накладках б) при односторонних накладках	4 5
5		Переход и закругление (класс чистоты газовой резки 1 или фрезеровка) при $\alpha \ge 72^0, r \ge 0.5b$	2
6		Фасонки прямоугольной формы, приваренные встык или в тавр к элементам конструкций без механической обработки перехода от фасонки к элементу	7

Продолжение таблицы К.1

	олжение таблицы К.1	T	
<b>№</b> п.п.	Схема элемента и расположение расчетного сечения	Характеристика элемента	Группа элементов
7		Фасонки, приваренные встык или в тавр к стенкам и поясам балок, а также к элементам ферм при $\alpha \le 45^0$	4
8		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	4
10	2/≤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:  а) при стыковании элементов одинаковой толщины и ширины б) то же, разной толщины и ширины	2
12		Сварные стыковые соединения:     листового элемента на подкладном листе     (нагрузка перпендикулярна сварному     шву)     труб на подкладном кольце     прокатных профилей в стык	4 4 4

Продолжение таблицы К.1

IIpc	одолжение таблицы К.І	T	
<b>№</b> п.п.	Схема элемента и расположение расчетного сечения	Характеристика элемента	Группа элементов
13	la	Сварные сечения двугаврового, таврового и других типов, сваренные непрерывными продольными швами при действии усилия вдоль оси шва	2
14	0	Основной металл со вспомогательным элементом, прикрепленным продольными швами, при $\alpha$ :  до $45^{\circ}$ 900	4 7
15		Обрыв поясного листа без механической обработки поперечного (лобового) шва	7
16	a a	Основной металл с поперечным швом; сварной шов двусторонний с плавным переходом к основному металлу	4
17	I la	Основной металл растянутых поясов балок и элементов ферм вблизи диафрагм и ребер, приваренных угловыми швами	5
18	$\begin{vmatrix} a \\ b \end{vmatrix} = \frac{5t}{t}$	Основной металл в месте перехода к поперечному (лобовому) угловому шву	6 5

Окончание таблицы К.1

<b>№</b> п.п.	Схема элемента и расположение расчетного сечения	Характеристика элемента	Группа элементов
19	a)   \( \delta \)   \	Основной металл в соединениях с фланговыми швами (в местах перехода от элемента к концам фланговых швов):  а) с двойными фланговыми швами б) с фланговыми и лобовыми швами в) при передаче усилия через основной металл г) щеки анкеров для крепления стальных канатов	8 7 7 8
20		Основной металл трубы растянутого раскоса при отношении толщины к наружному диаметру трубы пояса $t_m/d_m \geq 1/14$ $1/20 \leq t_m/d_m < 1/14$	7 8
21	$\alpha = 45-60^{\circ}$	Основной металл трубы растянутого раскоса при отношении диаметров раскоса и пояса $d_d$ $/d_m = 0,4\div0,7$ и отношении толщины к наружному диаметру трубы пояса: $t_m/d_m \geq 1/14$ $1/20 \leq t_m/d_m < 1/14$ $1/35 < t_m/d_m < 1/20$	6 7 8

### Библиография

- [1] Федеральный закон от 22 июля 2008 г. № 123-ФЗ «Технический регламент о требованиях пожарной безопасности»
- [2] СП 53-101-98 Изготовление и контроль качества стальных строительных конструкций
- [3] ТУ 1381-042-00186654-2012 Трубы стальные электросварные прямошовные диаметром 530-1420 мм улучшенной свариеваемости и хладостойкости для строительных металлических конструкций
- [4] ТУ 1319-001-53570464-2012 Трубы стальные бесшовные для строительных металлических конструкций
- [5] ТУ 14-159-332-2013 Трубы стальные бесшовные горячедеформированные для строительных металлических конструкций
- [6] ТУ 1380-123-05757848-2014 Трубы стальные электросварные прямошовные диаметром 12,7-530 мм для строительных металлических конструкций

- [7] ТУ 1381-103-05757848-2013 Трубы стальные электросварные прямошовные диаметром 508-1422 мм для строительных металлических конструкций
- [8] ТУ 59295-001-56315282-2004 Керамический флюс ПФК-56С для автоматической сварки стыковых соединений конструкций пролетных строений стальных мостов
  - [9]ТУ 5929-052-00186654-2013 Флюс сварочный агломерированный марки UF-02 [10] ТУ 5929-053-00186654-2013 Флюс сварочный агломерированный марки UF-03

УДК 69+624.014.2.04 (083.74)

OKC 01.080.10

Ключевые слова: стальные строительные конструкции зданий и сооружений, особые условия эксплуатации стальных конструкций, расчетные характеристики материалов и фланцевые соединения, фрезерованные напряженно соединений, торцы, деформированное состояние элементов, упругая, упруго-пластическая и пластическая работа, методика, устойчивость, прочность, коэффициенты, узлы, стержни, центральновнецентренно-сжатые, изгибаемые элементы, проектирование конструкций, предотвращение хрупкого разрушения, группы стальных конструкций, элементы конструкций, колонны, стойки, фермы, связи, прогоны, балки, балки крановых путей, листовые конструкции, висячие конструкции, конструкций опор воздушных линий электропередачи, открытых распределительных устройств и контактных сетей транспорта, антенные сооружения

### АО «НИЦ «Строительство»

Заместитель генерального директора по науке

А.В. Звездов

Директор ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко

И.И. Ведяков

Вед.научн.сотрудник

М.И. Гукова