ГОСУДАРСТВЕННЫЙ КОМИТЕТ СОВЕТА МИНИСТРОВ СССР
ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА
(ГОССТРОЙ СССР)

СТРОИТЕЛЬНЫЕ НОРМЫ И ПРАВИЛА

Часть II, раздел В

ЗАМЕНЕН СНиП II-23-81 (чем)
ОСНОВАНИЕ от 1.01.1982 г.
(наименование источника, его №, номер, тр., дата)

Глава 3

СТАЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ
НОРМЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

СНиП II-В.3-72

ИЗМЕНЕН (дополнен) ... (чем)
В части пунктов 5.2 и 10.34, таблиц 2 и 50 пунктов
ОСНОВАНИЕ: 1) Пост. Госстроя от 12.09.75 г. N 150 (наименование, дата, № тр.)
2) Пост. Госстроя СССР от 24.06.76 г. № 94 (БСТ № 10, 1976 г.)
(БСТ № 12, 1976 г.)
3) БСТ № 2, 1979 г.
4) БСТ № 4, 1979 г.
5) БСТ № 4, 1980 г.
6) БСТ № 9, 1980 г.
7) БСТ № 10, 1981 г.

Москва 1974

gost.e-ecolog.ru

Издание официальное

ГОСУДАРСТВЕННЫЙ КОМИТЕТ СОВЕТА МИНИСТРОВ СССР
ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА
(ГОССТРОЙ СССР)

СТРОИТЕЛЬНЫЕ НОРМЫ И ПРАВИЛА

Часть II, раздел В

Глава 3

СТАЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ
НОРМЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

СНиП II-В.3-72

Утверждены
Государственным комитетом Совета Министров СССР
по делам строительства
29 декабря 1972 г.

Москва
Стройиздат
1974

УДК 69(083.75) : 624.014.2.04

Глава СНиП II-В.3-72 «Стальные конструкции. Нормы проектирования» разработана в развитие главы СНиП II-А.10-71 «Строительные конструкции и основания. Основные положения проектирования».

С введением в действие настоящей главы СНиП утрачивают силу:

глава СНиП II-В.3-62 «Стальные конструкции. Нормы проектирования» (издания 1963 и 1969 гг.);

глава СНиП I-В.12-62 «Металлы и металлические изделия» (издания 1963 и 1964 гг.);

«Указания по проектированию стальных конструкций с применением гнутых профилей» (СН 247-63);

«Временные указания по применению высокопрочных болтов при изготовлении и монтаже стальных строительных конструкций» (СН 299-64);

«Указания по эффективному применению низколегированной стали в строительных металлоконструкциях» (СН 316-65);

«Указания по проектированию, изготовлению и монтажу стальных конструкций транспортерных галерей» (СН 341-65);

«Временные указания по проектированию стальных конструкций из сталей высокой прочности» (СН 347-66);

«Указания по проектированию, изготовлению и монтажу строительных стальных конструкций, предназначенных для эксплуатации в условиях низких температур» (СН 363-66);

изменение главы СНиП II-В.3-62* «Стальные конструкции. Нормы проектирования», утвержденное постановлением Госстроя СССР от 23 июня 1971 г. № 67;

письмо Госстроя СССР от 25 октября 1971 г. № НК-3507-1 «О применении проката из углеродистой стали в стальных строительных конструкциях в связи с вводом в действие с 1 января 1972 г. ГОСТ 380—71».

Настоящие нормы разработаны Центральным ордена Трудового Красного Знамени научно-исследовательским институтом строительных конструкций (ЦНИИСК) им В. А. Кучеренко, Центральным ордена Трудового Красного Знамени научно-исследовательским и проектным институтом строительных металлоконструкций (ЦНИИпроектстальконструкция) Госстроя СССР и Московским ордена Трудового Красного Знамени инженерно-строительным институтом (МИСИ) им. В. В. Куйбышева Минвуза СССР.

Все возможные изменения ГОСТов должны учитываться при пользовании настоящей главой.

Редакторы — *инженеры* Ф. М. ШЛЕМИН, В. Г. КРИВОШЕЯ (Госстрой СССР), *д-р техн. наук проф.* В. А. БАЛДИН, *канд. техн. наук* И. Л. ПИМЕНОВ (ЦНИИСК Госстроя СССР), *инж.* М. Я. ЛАУТ (ЦНИИПроектстальконструкция Госстроя СССР), *д-р техн. наук проф.* К. К. МУХАНОВ (МИСИ им. В. В. Куйбышева)

© Стройиздат, 1974.

С $\frac{30213-522}{047(01)-74}$ Инструкт.-нормат. III вып. — 1/1—73

Государственный комитет Совета Министров СССР по делам строительства (Госстрой СССР)	Строительные нормы и правила	СНиП II-В. 3-72
	Стальные конструкции. Нормы проектирования	Взамен: глав СНиП II-В.3-62 и I-В.12-62; СН 247-63; СН 299-64; СН 316-65; СН 341-65; СН 347-66; СН 363-66

1. ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ

1.1. Настоящие нормы распространяются на проектирование стальных конструкций зданий и сооружений.

Примечания: 1. Настоящие нормы не распространяются на проектирование стальных конструкций железнодорожных, автодорожных и городских мостов.

2. При проектировании стальных конструкций, находящихся в особых условиях эксплуатации (например, конструкций доменных печей, мачт и башен, листовых конструкций различного назначения, конструкций зданий, подвергающихся интенсивным температурным воздействиям или воздействиям агрессивных сред, конструкций гидротехнических сооружений и т. п.), конструкций уникальных зданий и сооружений, а также специальных видов конструкций (например, предварительно-напряженных, пространственных и т. п.) должны учитываться дополнительные требования, отражающие особенности работы этих конструкций, предусмотренные соответствующими нормативными документами, утвержденными или согласованными Госстроем СССР.

1.2. При проектировании стальных конструкций зданий и сооружений следует соблюдать также требования соответствующих нормативных документов, утвержденных или согласованных Госстроем СССР.

1.3. При проектировании стальных конструкций надлежит:

а) соблюдать требования технических правил по экономному расходованию основных строительных материалов;

б) выбирать оптимальные в технико-экономическом отношении схемы сооружений, сечения элементов и классы стали;

в) компоновать здания и сооружения, как правило, из унифицированных типовых или стандартных элементов;

г) применять экономичные профили проката;

д) применять прогрессивные конструкции (предварительно-напряженные, вантовые, тонколистовые и комбинированные, конструкции из двух марок стали, конструкции, выполняющие как несущие, так и ограждающие функции, пространственные системы из стандартных элементов и др.);

е) предусматривать возможность поточного изготовления конструкций и их крупноблочного монтажа;

ж) предусматривать применение заводских и монтажных соединений прогрессивных типов (механизированная сварка под флюсом или в защитном газе, контактная сварка, соединения на высокопрочных болтах, клееболтовые соединения и др.).

1.4. При проектировании стальных конструкций надлежит выполнять требования, предусмотренные главой СНиП по защите строительных конструкций от коррозии и другими нормативными документами.

Увеличение толщины листовой и профильной стали или толщины стенок труб в целях увеличения срока службы конструкций допускается лишь в случаях невозможности защиты их от коррозии. Увеличение толщины стали должно быть обосновано соответствующим расчетом. Все конструкции, как правило, должны быть доступны для наблюдения, очистки, окраски, а также не должны задерживать влагу и затруднять проветривание. Замкнутые профили должны быть герметизированы.

Внесены Центральным ордена Трудового Красного Знамени научно-исследовательским институтом строительных конструкций им. В. А. Кучеренко Госстроя СССР	Утверждены Государственным комитетом Совета Министров СССР по делам строительства 29 декабря 1972 г.	Срок введения 1 июля 1973 г.

1.5. Прочность и устойчивость стальных конструкций должны быть обеспечены как в процессе эксплуатации, так и при транспортировании и монтаже.

1.6. Стальные конструкции следует рассчитывать как единые пространственные системы. При разделении таких систем на отдельные плоские конструкции следует учитывать совместную работу смежных элементов.

При расчете стальных конструкций надлежит, как правило, учитывать физическую нелинейность, возникающую при работе конструкций в упруго-пластической стадии, и геометрическую нелинейность, вызванную перемещением элементов конструкций.

Эти расчеты надлежит выполнять в соответствии с указаниями нормативных документов или руководств, утвержденных или согласованных в установленном порядке.

1.7. Классы и марки стали, типы электродов и материалы для механизированной сварки, а также в необходимых случаях дополнительные требования к поставляемой стали, предусмотренные ГОСТами или техническими условиями, должны указываться на рабочих (КМ) и деталировочных (КМД) чертежах стальных конструкций и в документации по заказу.

2. МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ И СОЕДИНЕНИЙ

2.1. В зависимости от механических свойств при растяжении все стали, применяемые для стальных конструкций, подразделяются на условные классы прочности, именуемые в дальнейшем тексте «классами стали»: С 38/23, С 44/29, С 46/33, С 52/40, С 60/45, С 70/60, С 85/75 согласно табл. 1.

Таблица 1.

Классы стали для строительных конструкций

Класс стали	Механические свойства при растяжении		
	временное сопротивление $\sigma_в$ в кгс/см²	предел текучести* $\sigma_т$ в кгс/см²	относительное удлинение δ_5 в %
	Не ниже		
С 38/23	3800	2300	25
С 44/29	4400	2900	21
С 46/33	4600	3300	21
С 52/40	5200	4000	19
С 60/45	6000	4500	16
С 70/60	7000	6000	12
С 85/75	8500	7500	10

* При отсутствии выраженной площадки текучести за предел текучести принимается напряжение, соответствующее остаточному относительному удлинению 0,2% ($\sigma_{0,2}$).

Примечание. Цифры в индексе класса обозначают: числитель — минимальная величина временного сопротивления на разрыв по ГОСТ (в кгс/мм²), знаменатель — минимальная величина предела текучести по ГОСТ (в кгс/мм²).

2.2. Марки стали, соответствующие указанным в п. 2.1 классам стали, приведены в приложении 1.

Физические характеристики материалов, применяемых для стальных конструкций (объемный вес, коэффициент линейного расширения, модуль упругости и коэффициент поперечной деформации), приведены в приложении 2.

2.3. В зависимости от ответственности конструкций и условий их эксплуатации все конструкции разбиваются на 9 групп. Группы и примерный перечень конструкций, а также данные для выбора марок стали приведены в приложении 1.

2.4. Выбор марок стали в пределах каждой группы и каждого диапазона расчетных температур производится на основании данных технико-экономических расчетов.

При соответствующем технико-экономическом обосновании стали марок, рекомендуемых для конструкций I группы, допускается применять для конструкций всех последующих групп при соответствующих диапазонах расчетных температур; стали марок, рекомендуемых для конструкций II группы, допускается применять для конструкций всех последующих групп. При этом характеристика ударной вязкости должна соответствовать требованиям к стали для данной группы конструкций при данных расчетных температурах.

При соответствующем технико-экономическом обосновании стали марок, применяемых при низких расчетных температурах, могут быть использованы в той же группе конструкций при более высоких расчетных температурах.

2.5. Сталь, применяемая для металлических конструкций, должна удовлетворять требованиям соответствующих ГОСТов или технических условий. Условия поставки стали для

сварных конструкций должны оговариваться на рабочих (КМ) и деталировочных (КМД) чертежах стальных конструкций и в документации по заказу.

2.6. Отливки (опорные части и т. п.) для стальных конструкций надлежит проектировать из углеродистой стали марок 15Л, 25Л, 35Л и 45Л, удовлетворяющей требованиям групп отливок 2 или 3 по ГОСТ 977—65*, а также из серого чугуна марок Сч 12-28, Сч 15-32, Сч 18-36, Сч 21-40, Сч 24-44 и Сч 28-48, удовлетворяющего требованиям ГОСТ 1412—70.

2.7. Для сварки стальных конструкций следует применять материалы, соответствующие классу свариваемых сталей и обеспечивающие требуемые свойства сварных соединений и надлежащую технологию их выполнения. Перечень материалов для механизированной и ручной сварки и указания по их применению приведены в приложении 3.

2.8. Заклепки надлежит применять из углеродистой стали марки Ст 2, удовлетворяющей требованиям ГОСТ 499—70, а также из низколегированной стали марки 09Г2, удовлетворяющей требованиям ГОСТ 5058—65*.

2.9. Болты грубой, нормальной и повышенной точности из углеродистых и легированных сталей классов и марок по табл. 1 ГОСТ 1759—70* надлежит применять:

а) в соединениях, воспринимающих сдвигающие или растягивающие усилия, определяемые по расчету, при расчетной температуре минус 40° С и выше:

болты классов 4.6 и 5.6 грубой точности по ГОСТ 15589—70* или ГОСТ 15591—70* и нормальной точности по ГОСТ 7798—70* или ГОСТ 7796—70*, изготовленные по технологии 3 приложения 1 с дополнительными испытаниями по пп. 1, 3, 4 и 7 табл. 10 ГОСТ 1759—70*;

б) в соединениях, воспринимающих сдвигающие или растягивающие усилия, определяемые по расчету, при расчетной температуре минус 65° С и выше:

болты класса 8.8 нормальной точности по ГОСТ 7798—70* или ГОСТ 7796—70* и повышенной точности по ГОСТ 7805—70* или ГОСТ 7808—70* из стали марок 35Х и 38ХА с дополнительными испытаниями по пп. 1, 3 и 7 табл. 10 ГОСТ 1759—70*.

Примечания: 1. При соответствующем технико-экономическом обосновании болты класса 5.6 разрешается заменять на болты класса 4.8 по ГОСТ 1759—70*. Болты класса 4.8 должны применяться с дополнительными испытаниями по пп. 1 и 5 табл. 10 ГОСТ 1759—70* и с расчетными сопротивлениями по классу 5.6 табл. 7, пониженными на 5%.

2. При заказе болтов классов 4.6 и 4.8, в соответствии с п. 1.4 ГОСТ 1759—70*, необходимо указать, что не допускается применение кипящих или автоматных сталей.

3. При заказе болтов класса 8.8, в соответствии с п. 1.7 ГОСТ 1759—70*, требуется указать, кроме класса, также и марки стали 35Х или 38ХА.

4. В соответствии с п. 1.9 ГОСТ 1759—70*, при технико-экономическом обосновании, по соглашению между потребителем и изготовителем, для болтов допускается применение и других марок стали с гарантиями по ударной вязкости в соответствии с приложением 1;

в) в соединениях, не воспринимающих сдвигающих усилий, определяемых по расчету, при расчетной температуре минус 40° С и выше разрешается применять болты с подголовником грубой или нормальной точности в соответствии с классами прочности и дополнительными испытаниями по п. 2.9, а;

г) в нерасчетных соединениях при температуре минус 65° С и выше разрешается применять болты с подголовником грубой и нормальной точности классов прочности по п. 2.9, а без дополнительных испытаний.

2.10. Анкерные болты надлежит применять из углеродистых и низколегированных сталей:

а) при расчетной температуре минус 40° С и выше — из стали марки ВСт3кп2 (ГОСТ 380—71*) или, при соответствующем обосновании, из стали марок 09Г2С и 10Г2С1 (ГОСТ 5058—65*);

б) при расчетной температуре от минус 40° С до минус 65° С — из стали марок 09Г2С и 10Г2С1 по ГОСТ 5058—65* с гарантиями по ударной вязкости не ниже 3 кгс·м/см^2 при температуре испытания минус 40° С.

2.11. Высокопрочные болты надлежит применять из углеродистой стали 35 по ГОСТ 1050—60** или из легированных сталей 40Х по ТУ 14-4-87-72, 40ХФА и 38ХС по ГОСТ 4543—71, термически обработанных в готовом изделии (болте). Временное сопротивление разрыву после термической обработки должно быть не ниже 8000 кгс/см^2 — для болтов из стали 35, 11 000 кгс/см^2 — для болтов из стали 40Х, 13 500 кгс/см^2 — для болтов из стали 40ХФА и 38ХС.

3. РАСЧЕТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ МАТЕРИАЛОВ И СОЕДИНЕНИЙ

РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ

3.1. Расчетные сопротивления прокатной стали, отливок, а также сварных, заклепочных и болтовых соединений следует принимать по табл. 2—7.

Примечания: 1. Значения расчетных сопротивлений растяжению прокатной стали, отливок, сварных, заклепочных и болтовых соединений получены делением (с округлением) значений нормативных сопротивлений на коэффициенты безопасности по материалам K.

2. Значения расчетных сопротивлений прокатной стали срезу и смятию получены делением (с округлением) нормативных сопротивлений на коэффициенты безопасности по материалам K и умножением на соответствующие коэффициенты перехода.

3. При применении для угловых швов сварочных материалов, соответствующих стали более высокого класса (см. п. 3 приложения 3), расчетные сопротивления сварных соединений следует принимать как для более высокого класса стали, но не выше чем $1{,}4R_y^{св}$ (где $R_y^{св}$ — расчетное сопротивление по табл. 5, соответствующее классу стали данной конструкции). При этом необходимо произвести проверку прочности на срез основного металла на границе сплавления со швом.

4. Для заклепочных и болтовых соединений (табл. 6 и 7) значения расчетных сопротивлений растяжению и срезу принимаются по классу или марке стали заклепок или болтов, значения расчетных сопротивлений смятию — по классу стали соединяемых элементов конструкций.

5. В необходимых случаях приведенные в табл. 2—7 значения расчетных сопротивлений понижаются умножением на коэффициенты условий работы m элементов стальных конструкций по табл. 8.

6. Для особо ответственных конструкций значения расчетных сопротивлений понижаются в необходимых случаях делением на коэффициент надежности $K_н$ согласно указаниям соответствующих глав СНиП и издаваемых в развитие настоящей главы СНиП нормативных документов.

7. При расчете конструкций на выносливость расчетные сопротивления понижаются умножением на коэффициент γ по указаниям п. 8.2.

3.2. За расчетное сопротивление растяжению высокопрочной стальной проволоки, применяемой в виде пучков или прядей, принимается значение временного сопротивления разрыву проволоки, установленное соответствующими ГОСТами, деленное на коэффициент безопасности по материалу 1,6.

3.3. Расчетное сопротивление (усилие) при растяжении стального каната принимается равным значению разрывного усилия каната в целом, установленному ГОСТами или заводскими сертификатами, деленному на коэффициент безопасности по материалу 1,6.

3.4. Значения расчетных сопротивлений (усилий) высокопрочной стальной проволоки и стальных канатов в необходимых случаях понижаются умножением на коэффициенты условий работы (m) соединений конструкций и сооружений, устанавливаемые соответствующими главами СНиП или издаваемыми в развитие настоящей главы СНиП нормативными документами.

Таблица 2

Расчетные сопротивления R прокатной стали

Напряженное состояние	Условное обозначение	Расчетные сопротивления в кгс/см² прокатной стали класса						
		С38/23	С44/29	С46/33	С52/40*	С60/45	С70/60	С85/75
Растяжение, сжатие и изгиб	R	2100 (2600)	2600 (3000)	2900 3100	3400	3800	4400	5300
Срез	$R_{ср}$	1300	1500	1700	2000	2300	2600	3100
Смятие торцовой поверхности (при наличии пригонки)	$R_{см.т}$	3200	3900	4300	5100	5700	6500	8000
Смятие местное в цилиндрических шарнирах (цапфах) при плотном касании	$R_{см.м}$	1600	2000	2200	2500	2900	3300	3900
Диаметральное сжатие катков при свободном касании (в конструкциях с ограниченной подвижностью)	$R_{с.к.}$	80	100	110	130	150	180	200

Примечания: 1. В скобках указаны расчетные сопротивления стали растяжению для конструкций, эксплуатация которых возможна и после достижения металлом предела текучести.

2. Указанные в табл. 2 значения расчетных сопротивлений установлены для прокатной стали при толщинах, не превышающих величин, приведенных в приложении 1. При этом для прокатных двутавровых и швеллерных профилей за толщину стали принимается толщина стенки.

Продолжение табл. 2

3. При толщине прокатной стали, превышающей величины, приведенные в приложении 1, а также для марок стали, не указанных в этом приложении, значения расчетных сопротивлений растяжению, сжатию и изгибу (основные) назначаются в соответствии со значениями предела текучести или временного сопротивления разрыву, устанавливаемыми ГОСТами, техническими условиями или соглашениями между потребителем и поставщиком и принимаемыми за нормативные сопротивления стали. При этом коэффициенты безопасности по материалам увеличиваются на 5% по сравнению со значениями, принятыми при назначении расчетных сопротивлений, приведенных в табл. 2. Производные расчетные сопротивления определяются путем умножения значения основного расчетного сопротивления на соответствующие коэффициенты перехода.

4. Расчетные сопротивления прокатной стали класса С38/23 (кроме марки 09Г2С) принимаются при толщинах: а) от 31 до 40 мм R=1900 кгс/см²; б) от 41 до 160 мм R=1700 кгс/см².

Таблица 3

Расчетные сопротивления R отливок из углеродистой стали

Напряженное состояние	Условное обозначение	Расчетные сопротивления в кгс/см² отливок из углеродистой стали марки			
		15Л	25Л	35Л	45Л
Растяжение, сжатие и изгиб	R	1500	1800	2100	2500
Срез	$R_{ср}$	900	1100	1300	1500
Смятие торцовой поверхности (при наличии пригонки)	$R_{см.т}$	2300	2700	3200	3700
Смятие местное в цилиндрических шарнирах (цапфах) при плотном касании . .	$R_{см.м}$	1100	1300	1600	1800
Диаметральное сжатие катков при свободном касании (в конструкциях с ограниченной подвижностью) . . .	$R_{с.к}$	60	70	80	100

Таблица 4

Расчетные сопротивления R отливок из серого чугуна

Напряженное состояние	Условное обозначение	Расчетные сопротивления в кгс/см² отливок из серого чугуна марки		
		Сч 12-28, Сч 15-32	Сч 18-36, Сч 21-40	Сч 24-44, Сч 28-48
Сжатие центральное и при изгибе	$R_с$	1600	1800	2100
Растяжение при изгибе .	$R_и$	450	600	800
Срез	$R_{ср}$	350	450	600
Смятие торцовой поверхности (при наличии пригонки)	$R_{см.т}$	2400	2700	3200

Таблица 5

Расчетные сопротивления $R^{св}$ сварных соединений

Сварные соединения	Напряженное состояние	Условное обозначение	Расчетные сопротивления в кгс/см² сварных соединений в конструкциях из стали класса						
			С38/23	С44/29	С46/33	С52/40	С60/45	С70/60	С85/75
Встык	Сжатие	$R_с^{св}$	2100	2600	2900	3400	3800	4400	5300
	Растяжение:								
	а) автоматическая сварка; полуавтоматическая и ручная сварка с физическим контролем качества швов	$R_р^{св}$	2100 (2600)	2600 (3000)	2900 (3100)	3400	3800	4400	5300
	б) полуавтоматическая и ручная сварка . . .	$R_р^{св}$	1800	2200	2500	—	—	—	—

Продолжение табл. 5

Сварные соединения	Напряженное состояние	Условное обозначение	Расчетные сопротивления в кгс/см² сварных соединений в конструкциях из стали класса						
			С38/23	С44/29	С46/33	С52/40	С60/45	С70/60	С85/75
Встык	Срез	$R_{ср}^{св}$	1300	1500	1700	2000	2300	2600	3100
Угловые швы	Срез	$R_{у}^{св}$	1500	1800	2000	2200	2400	2800	3400

Примечания: 1. В скобках указаны расчетные сопротивления растяжению сварных соединений встык, эксплуатация которых возможна и после достижения металлом предела текучести.

2. Сварные соединения всех видов должны подвергаться визуальному контролю качества швов (наружный осмотр, измерение швов), а физический контроль качества швов (рентгено- и гаммаграфирование, ультразвуковая дефектоскопия, магнитографический способ) является дополнением к визуальному.

3. Для элементов из стали разных классов расчетное сопротивление сварного соединения встык принимается равным расчетному сопротивлению соединения встык из менее прочной стали.

4. Расчетные сопротивления сварных соединений встык установлены для швов, выполненных двухсторонней сваркой или односторонней с подваркой корня шва.

5. При применении в соединяемых элементах конструкций проката более толстого, чем указано в приложении 1, расчетные сопротивления сварных соединений устанавливаются в соответствии с расчетными сопротивлениями основного металла (примечание 3 к табл. 2).

Таблица 6

Расчетные сопротивления $R^{закл}$ заклепочных соединений

Напряженное состояние и группа соединения	Условное обозначение	Расчетные сопротивления в кгс/см²					
		срезу и растяжению заклепок из стали марки		смятию соединяемых элементов конструкций из стали класса			
		Ст. 2	09Г2	С38/23	С44/29	С46/33	С52/40
Срез В	$R_{ср}^{закл}$	1800	2200	—	—	—	—
Срез С		1600	—	—	—	—	—
Смятие В	$R_{см}^{закл}$	—	—	4200	5200	5800	6800
Смятие С		—	—	3800	—	—	—
Растяжение (отрыв головок) .	$R_{р}^{закл}$	1200	1500	—	—	—	—

Примечания: 1. К группе В относятся соединения, в которых заклепки поставлены в отверстия:

а) сверленные на проектный диаметр в собранных элементах;

б) сверленные на проектный диаметр в отдельных элементах и деталях по кондукторам;

в) сверленные или продавленные на меньший диаметр в отдельных деталях с последующим рассверливанием до проектного диаметра в собранных элементах.

К группе С относятся соединения, в которых заклепки поставлены в продавленные отверстия или в отверстия, сверленные без кондуктора в отдельных деталях (без последующего рассверливания).

2. При применении заклепок с потайными или полупотайными головками значения расчетных сопротивлений заклепочных соединений срезу и смятию понижаются умножением на коэффициент 0,8. Работа указанных заклепок на растяжение не допускается.

3. При применении в соединяемых элементах конструкций проката более толстого, чем указано в приложении 1, расчетные сопротивления смятию устанавливаются в соответствии с указаниями примечания 3 к табл. 2.

Таблица 7

Расчетные сопротивления $R^б$ болтовых соединений

Болты	Соединения	Напряженное состояние и группа соединения	Условное обозначение	Расчетные сопротивления в кгс/см²									
				растяжению и срезу болтов из стали						смятию соединяемых элементов конструкций из стали класса			
				класса			марки						
				4.6	5.6	8.8	ВСт3кп2	09Г2С	10Г2С1	С38/23	С44/29	С46/33	С52/40
Повышенной точности	Одноболтовые и многоболтовые	Растяжение	$R^б_р$	—	—	4000	—	—	—	—	—	—	—
		Срез В	$R^б_{ср}$	—	—	3000	—	—	—	—	—	—	—
		Смятие В	$R^б_{см}$	—	—	—	—	—	—	3800	4700	5200	6100
Нормальной точности	Одноболтовые	Растяжение	$R^б_р$	1700	2100	4000	—	—	—	—	—	—	—
		Срез	$R^б_{ср}$	1500	1700	3000	—	—	—	—	—	—	—
		Смятие	$R^б_{см}$	—	—	—	—	—	—	3800	4700	5200	6100
	Многоболтовые	Растяжение	$R^б_р$	1700	2100	4000	—	—	—	—	—	—	—
		Срез	$R^б_{ср}$	1300	1500	2500	—	—	—	—	—	—	—
		Смятие	$R^б_{см}$	—	—	—	—	—	—	3400	4200	4600	—
Грубой точности	Одноболтовые	Растяжение	$R^б_р$	1700	2100	—	—	—	—	—	—	—	—
		Срез	$R^б_{ср}$	1500	1700	—	—	—	—	—	—	—	—
		Смятие	$R^б_{см}$	—	—	—	—	—	—	3800	—	—	—
	Многоболтовые	Растяжение	$R^б_р$	1700	2100	—	—	—	—	—	—	—	—
		Срез	$R^б_{ср}$	1300	1500	—	—	—	—	—	—	—	—
		Смятие	$R^б_{см}$	—	—	—	—	—	—	3400	—	—	—
Анкерные	—	Растяжение	$R^а_р$	—	—	—	1400	1700	1900	—	—	—	—

Примечания: 1. Характеристику группы В болтового соединения см. в примечании 1 к табл. 6.
2. При применении в соединяемых элементах конструкций проката более толстого, чем указано в приложении 1, расчетные сопротивления смятию устанавливаются в соответствии с указаниями примечания 3 к табл. 2.

Таблица 8

Коэффициенты условий работы m элементов стальных конструкций

Элементы конструкций	m
1. Сплошные балки и сжатые элементы ферм перекрытий под залами театров, клубов, кинотеатров, под трибунами, под помещениями магазинов, книгохранилищ и архивов и т. п. при весе перекрытий, равном или большем полезной нагрузки	0,9
2. Сжатые основные элементы (кроме опорных) решетки ферм покрытий и перекрытий (например, стропильных и аналогичных им ферм) при гибкости их $\lambda \geqslant 60$	0,8
3. Сжатые раскосы пространственных решетчатых конструкций из одиночных уголков, прикрепляемых к поясам одной полкой:	
а) при помощи сварных швов или двух и более болтов или заклепок, поставленных вдоль уголка:	
при перекрестной решетке с совмещенными в смежных гранях узлами (рис. 9, *б*)	0,9
при елочной и перекрестной решетке с несовмещенными в смежных гранях узлами (рис. 9, *в* и 9, *г*)	0,8
б) при помощи одного болта или одной заклепки	0,75
4. Подкрановые балки под краны грузоподъемностью 5 т и более тяжелого и весьма тяжелого режима работы	0,9
5. Колонны жилых и общественных зданий и опор водонапорных башен	0,9
6. Сжатые элементы из одиночных уголков, прикрепляемые одной полкой (для неравнобоких уголков только узкой полкой), за исключением элементов конструкций, указанных в п. 3 настоящей таблицы, и плоских ферм из одиночных уголков	0,75

Примечания: 1. Коэффициенты условий работы, установленные в пп. 1 и 2, а также в пп. 2 и 6, одновременно не учитываются.

2. Коэффициенты условий работы, установленные в пп. 2, 3 и 6, не распространяются на крепления соответствующих элементов конструкций в узлах.

3. Для сжатых раскосов пространственных решетчатых конструкций (п. 3) при треугольной решетке с распорками (рис. 9, *а*) коэффициент условий работы не учитывается.

4. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА ОСЕВЫЕ СИЛЫ И ИЗГИБ

ЦЕНТРАЛЬНО-РАСТЯНУТЫЕ И ЦЕНТРАЛЬНО-СЖАТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

4.1. Прочность элементов, подверженных центральному растяжению или сжатию силой N, проверяется по формуле

$$\frac{N}{F_{нт}} \leqslant R, \qquad (1)$$

где R — расчетное сопротивление стали растяжению или сжатию;

$F_{нт}$ — площадь сечения элемента нетто.

4.2. Устойчивость центрально-сжатых элементов проверяется по формуле

$$\frac{N}{\varphi F} \leqslant R, \qquad (2)$$

где φ — коэффициент продольного изгиба, принимаемый по приложению 4, табл. 53 в функции наибольшей гибкости $\lambda = \frac{l}{r}$;

F — площадь сечения элемента брутто;

l — расчетная длина элемента;

r — радиус инерции сечения.

4.3. Стержни из одиночных уголков рассчитываются на центральное сжатие по п. 4.2. При определении гибкости этих стержней радиус инерции сечения уголка r принимается:

а) если стержни прикреплены только по концам — минимальный;

б) при наличии промежуточного закрепления (распорки, шпренгели, связи и т. п.), предопределяющего направление выпучивания уголка в плоскости, параллельной одной из полок, — относительно оси, параллельной второй полке уголка.

4.4. Центрально-сжатые элементы со сплошными стенками открытого П-образного сечения при $\lambda_x < 3\lambda_y$, где λ_x и λ_y — гибкости элемента относительно осей x и y (рис. 1), рекомендуется укреплять планками или решеткой; при этом должны быть соблюдены указания пп. 4.5 и 4.7.

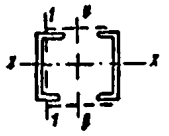
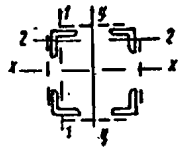
При отсутствии планок или решетки такие элементы, помимо проверки по формуле (2), следует проверять на устойчивость при изгибно-крутильной форме потери устойчивости.

4.5. Для составных центрально-сжатых стержней, ветви которых соединены планками или решетками, коэффициент продольного из-

гиба φ относительно свободной оси (перпендикулярной плоскости планок или решеток) должен определяться по приведенной гибкости $\lambda_{пр}$, вычисляемой по формулам табл. 9.

Таблица 9

Приведенные гибкости $\lambda_{пр}$

Сечения стержня	Соединительные элементы	Приведенные гибкости
	Планки	$\lambda_{пр}=\sqrt{\lambda_y^2+\lambda_1^2}$ (3)
	Решетки	$\lambda_{пр}=\sqrt{\lambda_y^2+K_1\frac{F}{F_{p1}}}$ (4)
	Планки	$\lambda_{пр}=\sqrt{\lambda^2+\lambda_1^2+\lambda_2^2}$ (5)
	Решетки	$\lambda_{пр}=\sqrt{\lambda^2+F\left(\frac{K_1}{F_{p1}}+\frac{K_2}{F_{p2}}\right)}$ (6)

Обозначения, принятые в табл. 9:

λ_y — гибкость всего стержня относительно свободной оси;

λ — наибольшая гибкость всего стержня;

λ_1 и λ_2 — гибкость отдельных ветвей при изгибе их в плоскостях, перпендикулярных осям соответственно *1—1* и *2—2*, на участках между приваренными планками (в свету) или между центрами крайних заклепок;

F — площадь сечения всего стержня;

F_{p1} и F_{p2} — площади сечения раскосов решеток, лежащих в плоскостях, перпендикулярных осям соответственно *1—1* и *2—2*;

K_1 и K_2 — коэффициенты, принимаемые в зависимости от величины угла α_1 или α_2 между раскосом и ветвью (рис. 2) в плоскостях соответствующих решеток:

$\alpha_1(\alpha_2)$	30°	40°	45—60°
$K_1(K_2)$	45	31	27

Примечание. Формулы (3) и (5) справедливы при отношении погонных жесткостей планки и ветви $i_{пл}/i_в \geqslant 5$; при $i_{пл}/i_в < 5$ должно быть учтено влияние гибкости планки на величину приведенной гибкости.

Гибкость отдельных ветвей λ_1 и λ_2 на участке между планками должна быть не более 40.

При наличии в одной из плоскостей вместо планок сплошного листа (например, по рис. 1) гибкость ветви вычисляется по радиусу инерции полусечения относительно его оси, перпендикулярной к плоскости планок.

В составных стержнях с решетками, помимо проверки устойчивости стержня в целом, следует обеспечивать устойчивость отдельных ветвей на участках между узлами.

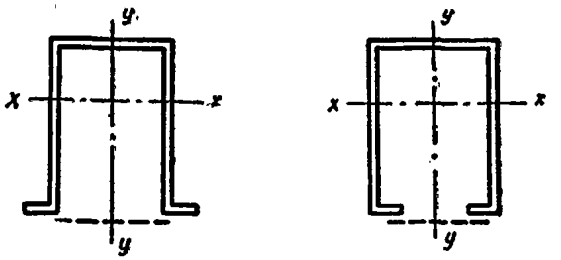


Рис. 1. П-образные сечения элементов

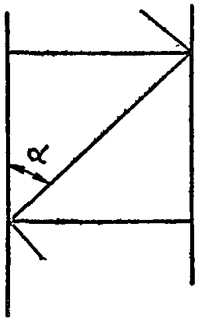


Рис. 2. Схема для определения угла наклона раскоса соединительной решетки

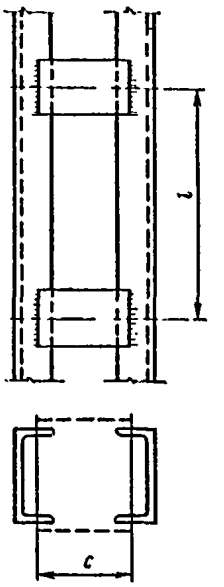


Рис. 3. Составной стержень на планках

4.6. Составные элементы из уголков, швеллеров и т. п., соединенных вплотную или через прокладки, рассчитываются как сплошностенчатые при условии, что наибольшие расстояния между их соединениями (прокладками, шайбами и т. п.) не превышают:

для сжатых элементов — $40\,r$;

для растянутых элементов — $80\,r$,

где r — радиус инерции уголка или швеллера относительно оси, параллельной плоскости расположения прокладок.

При этом в пределах длины сжатого элемента следует ставить не менее двух прокладок. За длину сжатого элемента пояса сквозных конструкций (например, ферм) принимается его расчетная длина из плоскости фермы.

4.7. Соединительные элементы (планки или решетки) центрально-сжатых составных стержней должны рассчитываться на условную поперечную силу $Q_{усл}$ (в кгс), принимаемую постоянной по всей длине стержня и определяемую по табл. 10.

Таблица 10

Условные поперечные силы $Q_{усл}$

Конструкции из стали класса	Условные поперечные силы $Q_{усл}$ в кгс
С38/23	$20F$
С44/29	$30F$
С46/33; С52/40	$40F$
С60/45	$50F$
С70/60	$60F$
С85/75	$70F$

где F — площадь брутто всего сечения стержня в см².

Если соединительные элементы расположены в нескольких параллельных плоскостях, то поперечная сила $Q_{усл}$ распределяется:

а) при наличии только соединительных планок или решеток — поровну между всеми системами планок (решеток);

б) при наличии, наряду с соединительными планками или решетками, сплошного листа — пополам между сплошным листом и всеми системами планок (решеток).

4.8. Соединительные планки (рис. 3) должны рассчитываться как элементы безраскосных ферм на:

а) силу, срезывающую планку, по формуле

$$T = \frac{Q_{п} l}{c}; \qquad (7)$$

б) момент, изгибающий планку в ее плоскости, по формуле

$$M = \frac{Q_{п} l}{2}. \qquad (8)$$

В формулах (7) и (8):

$Q_{п}$ — условная поперечная сила (по табл. 10), приходящаяся на систему планок, расположенных в одной плоскости;

l — расстояние между центрами планок;

c — расстояние между осями ветвей.

4.9. Соединительные решетки должны рассчитываться как решетки ферм. При расчете перекрестных раскосов крестовой решетки с распорками следует учитывать дополнительные усилия, возникающие в них от обжатия поясов.

4.10. Стержни, предназначенные для уменьшения расчетной длины сжатых элементов, должны рассчитываться на усилие, равное условной поперечной силе в основном сжатом стержне, определяемой по табл. 10.

ИЗГИБАЕМЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

4.11. Прочность при изгибе в одной из главных плоскостей, за исключением случаев расчета разрезных балок, отвечающих требованиям п. 4.15, проверяется по формулам:

$$\frac{M}{W_{нт}} \leqslant R; \qquad (9)$$

$$\frac{QS}{J\delta} \leqslant R_{ср}, \qquad (10)$$

где S — статический момент (брутто) сдвигаемой части сечения относительно нейтральной оси;

δ — толщина стенки;

R и $R_{ср}$ — расчетные сопротивления стали соответственно изгибу и срезу.

При наличии ослабления отверстиями для заклепок или болтов касательные напряжения, определяемые по формуле (10), умножаются на отношение $\frac{a}{a-d}$, где a — шаг отверстий для заклепок или болтов; d — диаметр отверстия.

4.12. В стенках балок, за исключением случаев, оговоренных в пп. 4.15 и 4.16, должны выполняться условия:

$$\left.\begin{array}{l} \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x\sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \leqslant nRm; \\ \sigma_x \leqslant Rm;\ \sigma_y \leqslant Rm;\ \tau_{xy} \leqslant 0{,}6\ Rm, \end{array}\right\} \qquad (11)$$

где σ_x и σ_y — нормальные напряжения в срединной поверхности стенки, параллельные и перпендикулярные оси балки;

τ_{xy} — касательные напряжения;

n — коэффициент, принимаемый на опорах неразрезных подкрановых балок $n=1{,}3$; для прочих балок $n=1{,}15$;

m — коэффициент условий работы, принимаемый по табл. 8; для прочих балок, не предусмотренных табл. 8, — $m=1$; на опорах неразрезных подкрановых балок в зоне растяжения от изгиба — $m=1$.

Все напряжения вычисляются по сечению нетто.

4.13. Местное напряжение смятия $\sigma_м$ в стенке балки под сосредоточенным грузом, приложенным к поясу балки в местах, не укрепленных ребрами, определяется по формуле

$$\sigma_м = \frac{n_1 P}{\delta z} \qquad (12)$$

и не должно превышать расчетного сопротивления стали сжатию R.

Местные напряжения в стенке подкрановых балок проверяются с учетом изгиба стенки от скручивания верхнего пояса.

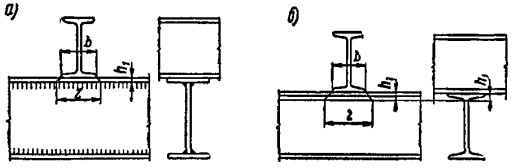


Рис. 4. Схемы для определения условной длины z распределения давления сосредоточенного груза на балку
а — сварную; *б* — прокатную

В формуле (12):

P — величина расчетного сосредоточенного груза; для подкрановых балок — расчетная величина давления колеса крана без учета коэффициента динамичности;

n_1 — коэффициент, принимаемый равным:

1,5 — для подкрановых балок под краны «особого»* режима работы с жестким подвесом;

1,3 — то же, при кранах с гибким подвесом;

1,1 — для прочих подкрановых балок;

1,0 — для остальных балок;

δ — толщина стенки;

z — условная длина распределения давления сосредоточенного груза, принимаемая равной:

а) при подвижной нагрузке

$$z = c\sqrt[3]{\frac{J_п}{\delta}}, \qquad (13)$$

где c — коэффициент, принимаемый для сварных и прокатных балок 3,25, для клепаных балок — 3,75;

$J_п$ — сумма моментов инерции пояса балки и кранового рельса (в случае приварки рельса швами, обеспечивающими совместную работу рельса и пояса, $J_п$ — общий момент инерции рельса и пояса);

б) при непосредственном опирании на верхний пояс балки поперечной прокатной балки (рис. 4) или другой неподвижной конструкции

$$z = b + 2h_1; \qquad (14)$$

где b — ширина полки поперечной балки;

h_1 — толщина верхнего пояса балки, если нижняя балка сварная (рис. 4, *а*), или расстояние от наружной грани полки до начала внутреннего закругления стенки, если нижняя балка прокатная (рис. 4, *б*).

Аналогичным образом должно быть проверено опорное сечение прокатной балки, не укрепленное ребрами жесткости.

4.14. Прочность изгибаемых элементов при изгибе в двух главных плоскостях, за исключением балок, удовлетворяющих требованиям п. 4.15, проверяется по формуле

$$\frac{M_x}{J_{x\cdot нт}} y \pm \frac{M_y}{J_{y\cdot нт}} x \leqslant R, \qquad (15)$$

где x и y — координаты рассматриваемой точки сечения относительно его главных осей;

$J_{x\cdot нт}$ и $J_{y\cdot нт}$ — моменты инерции сечения нетто относительно осей соответственно x—x и y—y.

4.15. Разрезные балки постоянного сечения (прокатные и сварные) из стали классов С38/23, С44/29, С46/33, С52/40 и С60/45, несущие статическую нагрузку, проверяются на прочность по пластическому моменту сопротивления $W^п$ при условии соблюдения следующих требований:

а) должна быть обеспечена общая устойчивость балки, для чего необходимо, чтобы либо были выполнены требования п. 4.17, а, либо значения l/b для сжатого пояса не превышали 0,7 значений, приведенных в табл. 11 п. 4.17.

Учет пластичности при расчете балок с менее развитым сжатым поясом допускается лишь при выполнении условий п. 4.17, а;

б) отношение ширины свеса сжатого пояса сварной балки к его толщине не должно превышать $10\sqrt{2{,}1/R}$, где R в т/см²;

в) отношение расчетной высоты стенки h_0 к ее толщине δ, при укреплении только поперечными ребрами, не должно превышать $70\sqrt{2{,}1/R}$, где R в т/см²;

г) касательные напряжения в месте наибольшего изгибающего момента не должны превышать $0{,}3R$.

* К кранам «особого» режима работы относятся краны весьма тяжелого режима работы, литейные и другие краны тяжелого режима работы, применяемые в металлургическом производстве.

Проверка прочности указанных балок производится по формулам:
при изгибе в одной из главных плоскостей

$$\frac{M}{W^{п}_{нт}} \leqslant R; \qquad (16)$$

при изгибе в двух главных плоскостях

$$\frac{M_x}{W^{п}_{x.нт}} + \frac{M_y}{W^{п}_{y.нт}} \leqslant R. \qquad (17)$$

Здесь M, M_x, M_y, $W^{п}_{нт}$, $W^{п}_{x.нт}$, $W^{п}_{y.нт}$ — абсолютные значения изгибающих моментов и пластические моменты сопротивления ослабленного сечения.

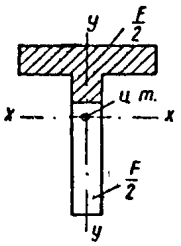


Рис. 5. Схема сечения для определения пластического момента сопротивления $W^{п}$

Пластический момент сопротивления $W^{п}$ равен удвоенному статическому моменту половины площади сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения (рис. 5).

Вводимая в расчет величина $W^{п}$ не должна превышать $1{,}2W$.

Для прокатных двутавровых и швеллерных профилей следует принимать при изгибе:
в плоскости стенки $W^{п}=1{,}12W$;
параллельно полкам $W^{п}=1{,}2W$.

При наличии зоны чистого изгиба соответствующий момент сопротивления принимается равным $0{,}5(W+W^{п})$.

4.16. В неразрезных и заделанных балках постоянного сечения (прокатных и сварных) со смежными пролетами, отличающимися не более чем на 20%, несущих статическую нагрузку, при условии соблюдения требований п. 4.15, расчетный изгибающий момент определяется из условия выравнивания опорных и пролетных моментов; при этом проверка прочности производится по формуле (9).

Разрешается принимать следующие значения расчетного момента $M_{расч}$:

а) в неразрезных балках со свободно опертыми концами — большую из величин

$$M_{расч} = \text{макс}\left\{\frac{M_1}{1+\frac{u}{l}}\right\}; \qquad (18)$$

$$M_{расч} = 0{,}5\,\text{макс}\,M_2, \qquad (19)$$

где M_1, M_2 — изгибающие моменты соответственно в крайнем и промежуточном пролетах, вычисленные как в свободно опертой однопролетной балке;

u — расстояние от сечения, отвечающего моменту M_1, до крайней опоры;

l — крайний пролет.

Символ «макс» означает, что следует найти максимум всего следующего за ним выражения:

б) в однопролетных и неразрезных балках с заделанными концами $M_{расч}=0{,}5M$, где M — наибольший из моментов, вычисленных как в балке с шарнирами на опорах;

в) в балке с одним заделанным и другим свободно опертым концом — как в крайнем пролете неразрезной балки (п. 4.16, а).

В случае изгиба в двух главных плоскостях проверка прочности производится по формуле (15).

4.17. Устойчивость балок проверяется по формуле

$$\frac{M}{\varphi_б W} \leqslant R, \qquad (20)$$

Таблица 11

Наибольшие отношения l/b, при которых не требуется проверки устойчивости балок из стали класса С38/23

Балки	h/b	Наибольшие значения l/b для балок с соотношением размеров					
		$h/\delta_1 = 100$			$h/\delta_1 = 50$		
		При нагрузке, приложенной		При наличии связей в пролете независимо от места приложения нагрузки	При нагрузке, приложенной		При наличии связей в пролете независимо от места приложения нагрузки
		к верхнему поясу	к нижнему поясу		к верхнему поясу	к нижнему поясу	
Сварные	2	16	25	19	17	26	20
	4	15	23	17	16	24	18
	6	13	21	16	15	22	17
Клепаные	2	21	30	22	30	42	33
	4	18	28	19	25	35	27
	6	16	25	18	21	32	24

Обозначения, принятые в табл. 11:

l — расчетная длина балки, равная расстоянию между точками закрепления сжатого пояса от поперечных смещений (узлы продольных или поперечных связей, точки опирания жесткого настила); при отсутствии связей l — пролет балки;

b и δ_1 — ширина и толщина сжатого пояса;

h — полная высота сечения балки.

Примечание. Для балок из стали других классов указанные значения l/b умножаются на $\sqrt{2{,}1/R}$. (R в т/см²).

где M и W — изгибающий момент и момент сопротивления в плоскости наибольшей жесткости (W вычисляется для сжатого пояса);

$\varphi_б$ — коэффициент, определяемый по указаниям приложения 5.

Проверки устойчивости балок не требуется:

а) при передаче распределенной статической нагрузки через сплошной жесткий настил, непрерывно опирающийся на сжатый пояс балки и надежно с ним связанный (плиты железобетонные из тяжелого, легкого и ячеистого бетонов, металлический настил, волнистая сталь, асбестоцементные листы и т. п.);

б) для балок симметричного двутаврового сечения или с более развитым сжатым поясом при отношениях расчетной длины балки l к ширине сжатого пояса b, не превышающих величин, приведенных в табл. 11.

ЭЛЕМЕНТЫ, ПОДВЕРЖЕННЫЕ ДЕЙСТВИЮ ОСЕВОЙ СИЛЫ С ИЗГИБОМ.

4.18. Прочность сплошностенчатых внецентренно сжатых (сжато-изогнутых) и внецентренно растянутых (растянуто-изогнутых) элементов, не подвергающихся непосредственному воздействию динамических нагрузок, проверяется по формуле

$$\left(\frac{N}{F_{нт}R}\right)^{3/2} + \frac{M_x}{W^{п}_{x.нт}R} + \frac{M_y}{W^{п}_{y.нт}R} \leqslant 1, \qquad (21)$$

где N, M_x и M_y — абсолютные значения продольной силы и изгибающих моментов относительно осей x—x и y—y;

$W^{п}_{x.нт}$ и $W^{п}_{y.нт}$ — пластические моменты сопротивления ослабленного сечения относительно осей x—x и y—y.

Если $\frac{N}{F_{нт}R} < 0{,}25$, то применение формулы (21) разрешается лишь при выполнении требований п. 4.15. В прочих случаях проверка производится по формуле

$$\frac{N}{F_{нт}} \pm \frac{M_x}{J_{x.нт}} y \pm \frac{M_y}{J_{y.нт}} x \leqslant R, \qquad (22)$$

где x и y — координаты рассматриваемой точки сечения относительно его главных осей.

Примечание. При отсутствии ослабления сечения и при одинаковых значениях изгибающих моментов, принимаемых в расчетах на прочность и устойчивость, при проведенном эксцентрицитете $m_1 \leqslant 20$ проверки внецентренно сжатых элементов на прочность не требуется.

4.19. Внецентренно сжатые (сжато-изогнутые) элементы должны проверяться на устойчивость как в плоскости действия момента (плоская форма потери устойчивости), так и из плоскости действия момента (изгибно-крутильная форма потери устойчивости).

4.20. Устойчивость внецентренно сжатых элементов постоянного сечения в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии, проверяется по формуле

$$\frac{N}{\varphi^{вн}F} \leqslant R; \qquad (23)$$

где N — продольная сила, приложенная с эксцентрицитетом $e = \frac{M}{N}$;

F — площадь поперечного сечения элемента брутто;

$\varphi^{вн}$ — коэффициент, определяемый: для сплошностенчатых стержней по табл. 60 приложения 6 в зависимости от условной гибкости стержня $\bar{\lambda} = \lambda\sqrt{R/E}$ и приведенного эксцентрицитета $m_1 = \eta m$ (где m — относительный эксцентрицитет, η — коэффициент влияния формы сечения); для сквозных стержней — по табл. 61 приложения 6 в зависимости от условной приведенной гибкости $\bar{\lambda}_{пр} = \lambda_{пр}\sqrt{R/E}$ и относительного эксцентрицитета m.

Для сплошностенчатых стержней относительный эксцентрицитет равен $m = e\frac{F}{W}$, где W вычисляется для наиболее сжатого волокна.

Для сквозных стержней с решетками или планками, расположенными в плоскостях, параллельных плоскости изгиба, относительный эксцентрицитет определяется по формуле

$$m_x = e_x\frac{F_{y1}}{J_x} \text{ или } m_y = e_y\frac{F_{x1}}{J_y}, \qquad (24)$$

где x_1 и y_1 — расстояние от оси y—y или x—x до оси наиболее сжатой ветви, но не менее расстояния до оси стенки ветви.

Коэффициент влияния формы сечения η принимается по табл. 62 приложения 6.

Приведенная гибкость $\lambda_{пр}$ для сквозных стержней определяется по формулам табл. 9.

Примечание. При приведенном эксцентриците $m_1 > 20$ проверки устойчивости по формуле (23) не требуется.

4.21. Расчетные значения изгибающих моментов M, необходимые для вычисления эксцентрицитета $e = \frac{M}{N}$, принимаются равными:

а) для колонн постоянного сечения рамных систем — наибольшему моменту в пределах длины колонны;

б) для ступенчатых колонн — максимальному моменту на длине участка постоянного сечения;

в) для консолей — моменту в заделке;

г) для стержней с шарнирно опертыми концами, имеющих одну плоскость симметрии, совпадающую с плоскостью изгиба, — моменту, определяемому по формулам табл. 12.

Таблица 12

Расчетные моменты M для стержней с шарнирно опертыми концами

Относительный эксцентрицитет	Значение M при гибкости	
	$\bar{\lambda} < 4$	$\bar{\lambda} \geqslant 4$
$m \leqslant 3$	$M = M_2 = M_{макс} - \frac{\bar{\lambda}}{4}(M_{макс} - M_1)$	$M = M_1$
$3 < m \leqslant 20$	$M = M_2 + \frac{m-3}{17} \times (M_{макс} - M_2)$	$M = M_1 + \frac{m-3}{17} \times (M_{макс} - M_1)$

Обозначения, принятые в табл. 12:

$M_{макс}$ — наибольший изгибающий момент в пределах длины стержня;

M_1 — наибольший изгибающий момент в пределах средней трети длины стержня, но не менее $0{,}5\,M_{макс}$;

M_2 — расчетный момент при $m \leqslant 3$ и $\bar{\lambda} < 4$;

$\bar{\lambda}$ — условная гибкость, принимаемая $\bar{\lambda} = \lambda\sqrt{R/E}$;

m — относительный эксцентрицитет, принимаемый $m = \frac{M_{макс}}{N} \cdot \frac{F}{W}$.

Примечание. Во всех случаях принимается $M \geqslant 0{,}5\,M_{макс}$.

Расчетные значения эксцентрицитетов m_1 для стержней с шарнирно опертыми концами, имеющих две плоскости симметрии, вычисляются по табл. 63 приложения 6.

4.22. Устойчивость внецентренно сжатых элементов постоянного сечения из плоскости действия момента при их изгибе в плоскости наибольшей жесткости ($J_x > J_y$), совпадающей с плоскостью симметрии, проверяется по формуле

$$\frac{N}{c\varphi_y F} \leqslant R, \qquad (25)$$

где c — коэффициент, вычисленный по указаниям п. 4.23;

φ_y — коэффициент продольного изгиба, принимаемый по приложению 4.

4.23. Коэффициент c в формуле (25) определяется по формуле

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha m_x}, \qquad (26)$$

где α и β — коэффициенты, принимаемые по табл. 13.

При определении m_x за расчетный момент M_x принимается:

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

б) для консолей — момент в заделке.

При гибкости λ_y, превышающей λ_c по табл. 14, коэффициент c не должен превышать: для стержней замкнутого сечения — единицы, для стержней двояко симметричного двутаврового сечения — значений, указанных в табл. 15.

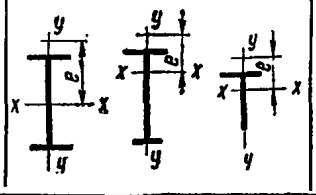
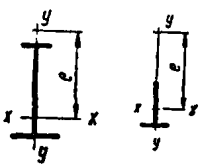
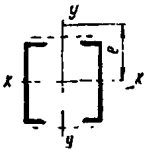
4.24. Внецентренно сжатые элементы при изгибе в плоскости наименьшей жесткости ($J_y < J_x$ и $e_y \neq 0$) и при $\lambda_x > \lambda_y$, кроме проверки по формуле (23), должны проверяться на устойчивость из плоскости действия момента как центрально-сжатые стержни по формуле

$$\frac{N}{\varphi_x F} \leqslant R, \qquad (27)$$

где φ_x — коэффициент продольного изгиба, принимаемый по приложению 4 табл. 53.

Таблица 13

Коэффициенты α и β в формуле (26)

Относительный эксцентриситет		Открытые сечения двутавровые и тавровые		Замкнутые сечения сплошные или с решетками (планками)
				
α	$m \leq 1$	0,7	$1-0,3\frac{J_2}{J_1}$	0,6
	$1 < m < 5$	$0,7+0,05\,(m-1)$	$1-[0,3-0,05\,(m-1)]\frac{J_2}{J_1}$;	$0,6+0,05\,(m-1)$
	$m > 5$	0,9	$1-0,1\frac{J_2}{J_1}$	0,8
β	При $\lambda_y \leq \lambda_c$	1,0	1,0	1,0
	При $\lambda_y > \lambda_c$	$\frac{0,58}{\varphi_y}$	$1-(1-\frac{0,58}{\varphi_y})(2\frac{J_2}{J_1}-1)$ При $\frac{J_2}{J_1} < 0,5$ значение $\beta = 1$	1,0

Обозначения, принятые в табл. 13:

J_1 и J_2 — моменты инерции соответственно большей и меньшей полок относительно оси симметрии сечения y—y;

λ_c — наименьшее значение гибкости стержня, при котором центрально-сжатый стержень теряет устойчивость в упругой стадии, определяемое по табл. 14.

Примечание. Пользование коэффициентами, установленными для стержней замкнутого сечения, допускается только при наличии не менее двух промежуточных диафрагм по длине стержня. В противном случае следует пользоваться коэффициентами, установленными для стержней открытого двутаврового сечения.

Таблица 14

Гибкость стержней λ_c

Класс стали	С38/23	С44/29	С46/33	С52/40	С60/45	С70/60	С85/75
λ_c	100	92	88	86	77	70	63

Таблица 15

Наибольшие значения коэффициентов c при $\lambda_y > \lambda_c$

$\frac{l}{bh}\frac{\delta_1}{}$	Наибольшие значения c при M_x/Nh												
	0	0,15	0,30	0,45	0,60	0,75	0,90	1,05	1,20	1,35	1,50	2,25	3,00
0,1	1	0,88	0,69	0,56	0,46	0,39	0,34	0,30	0,27	0,24	0,22	0,15	0,12
0,5	1	0,89	0,73	0,59	0,50	0,42	0,37	0,32	0,30	0,27	0,24	0,17	0,13
0,8	1	0,91	0,77	0,64	0,54	0,47	0,41	0,36	0,33	0,30	0,27	0,19	0,15
1,0	1	0,93	0,80	0,67	0,58	0,50	0,44	0,39	0,35	0,32	0,30	0,21	0,16
1,5	1	0,95	0,85	0,74	0,66	0,58	0,52	0,47	0,43	0,39	0,37	0,26	0,20
2,0	1	0,97	0,90	0,80	0,73	0,66	0,60	0,54	0,50	0,45	0,42	0,31	0,24
2,5 и более	1	0,99	0,92	0,85	0,78	0,72	0,66	0,61	0,56	0,52	0,49	0,36	0,28

Обозначения, принятые в табл. 15:

h — высота сечения;

b и δ_1 — ширина и толщина пояса;

l — расчетная длина в плоскости, перпендикулярной плоскости действия момента;

M_x — расчетный момент по п. 4.23.

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

4.25. В составных внецентренно сжатых элементах с решетками, расположенными в плоскостях, параллельных плоскости изгиба, кроме проверки стержня в целом по формуле (23), должны быть проверены отдельные ветви как центрально-сжатые стержни по формуле (2).

Продольная сила в каждой ветви определяется при этом с учетом дополнительного усилия $N^{в}_{доп}$ от изгибающего момента; величина этого усилия при параллельных ветвях (поясах) определяется по формуле $N^{в}_{доп}=M/h$, где h — расстояние между осями ветвей (поясов).

При аналогичной проверке отдельных ветвей составных элементов с планками, расположенными в плоскостях, параллельных плоскости изгиба, должен быть учтен местный изгиб ветвей от фактической поперечной силы (как в поясах безраскосной фермы).

4.26. Устойчивость элементов со сплошной стенкой, подверженных сжатию и изгибу в обеих главных плоскостях, при совпадении плоскости наибольшей жесткости ($J_x > J_y$) и плоскости симметрии проверяется по формуле

$$\frac{N}{\varphi^{вн}_{xy} F} \leqslant R. \qquad (28)$$

Здесь $\varphi^{вн}_{xy} = \varphi^{вн}_{y}\sqrt{c}$,

где $\varphi^{вн}_{y}$ — определяется в соответствии с указаниями п. 4.20;

c — согласно указаниям п. 4.23.

Примечание. При вычислении $m_{1y}=\eta m_y$ для стержней двутаврового сечения с неодинаковыми полками коэффициент влияния формы сечения η определяется по сечению 2 табл. 62 приложения 6.

Если $m_{1y} < 0{,}8m_x$, то помимо проверки по формуле (28) следует произвести проверку по формулам (23) и (25), принимая $e_y=0$.

Если $\lambda_x > \lambda_y$, то следует произвести дополнительную проверку по формуле (23), принимая $e_y=0$.

В случае несовпадения плоскости наибольшей жесткости ($J_x > J_y$) и плоскости симметрии расчетная величина m_x увеличивается на 25%.

4.27. Составные стержни из двух сплошностенчатых ветвей с решетками в двух параллельных плоскостях (рис. 6), подверженные сжатию и изгибу в обеих главных плоскостях, следует проверять:

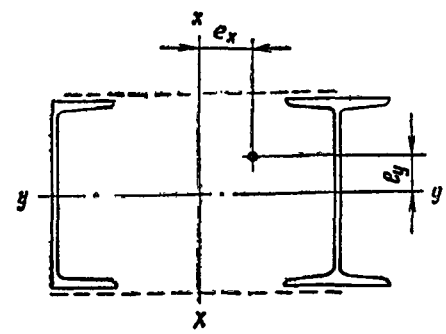


Рис. 6. Составное сечение стержня из двух сплошностенчатых ветвей

а) на устойчивость стержня в целом в плоскости, параллельной плоскостям решеток, по п. 4.20, считая при этом эксцентрицитет $e_y=0$ (рис. 6);

б) на устойчивость отдельных ветвей как внецентренно сжатых элементов по формулам (23) и (25); при этом продольная сила в каждой ветви определяется с учетом дополнительного усилия от момента M_x (см. п. 4.25), а момент M_y разрешается распределять между ветвями пропорционально их жесткостям; если M_y действует в плоскости одной из ветвей, то разрешается считать его полностью передающимся на эту ветвь.

При проверке отдельной ветви по формуле (25) гибкость ее определяется по максимальному расстоянию между узлами решетки.

4.28. Соединительные элементы (решетки или планки) составных внецентренно сжатых стержней должны рассчитываться на поперечную силу, равную большей из величин: фактической поперечной силы или условной поперечной силы $Q_{усл}$, вычисленной согласно указаниям п. 4.7.

Примечание. В случае, когда фактическая поперечная сила больше условной, соединение ветвей составных внецентренно сжатых элементов с помощью планок, как правило, не допускается.

ОПОРНЫЕ ЧАСТИ

4.29. Неподвижные шарнирные опоры с центрирующими прокладками и тангенциальные опоры, а при весьма больших реакциях балансирные опоры следует применять при необходимости строго равномерного распределения давления под опорой.

В случаях, когда нижележащая конструкция должна быть разгружена от горизонтальных усилий, возникающих при неподвижном опирании балки или фермы, следует применять плоские или катковые подвижные опоры.

Коэффициент трения в плоских подвижных опорах принимается равным 0,3, в катках — 0,03.

4.30. В цилиндрических шарнирах (цапфах) балансирных опор проверка напряжений смятия производится (при центральном угле касания поверхностей, равном или большем $\pi/2$) по формуле

$$\frac{A}{1{,}25rl} \leqslant R_{см.м}, \qquad (29)$$

где A — давление на опору;
r — радиус шарнира;
l — длина шарнира;
$R_{см.м}$ — расчетное сопротивление местному смятию при плотном касании, принимаемое по табл. 2 и 3.

4.31. Расчет на диаметральное сжатие катков производится по формуле

$$\frac{A}{ndl} \leqslant R_{с.к}, \qquad (30)$$

где A — то же, что в формуле (29);
n — число катков;
d — диаметр катка;
l — длина катка;
$R_{с.к}$ — расчетное сопротивление диаметральному сжатию катков при свободном касании, принимаемое по табл. 2 и 3.

5. РАСЧЕТНЫЕ ДЛИНЫ ЭЛЕМЕНТОВ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ И ПРЕДЕЛЬНЫЕ ГИБКОСТИ

РАСЧЕТНЫЕ ДЛИНЫ

Плоские фермы и связи

5.1. Расчетные длины l_0 при определении гибкости элементов с симметричными относительно плоскости фермы сечениями, за исключением пересекающихся стержней ферм с перекрестной решеткой, должны приниматься по табл. 16.

Таблица 16

Расчетные длины l_0 элементов плоских ферм (за исключением пересекающихся стержней ферм с перекрестной решеткой)

Направление продольного изгиба	Расчетная длина l_0		
	поясов	опорных раскосов и опорных стоек	прочих элементов решетки
В плоскости фермы . .	l	l	$0{,}8l$
В направлении, перпендикулярном плоскости фермы (из плоскости фермы)	l_1	l_1	l_1

Обозначения, принятые в табл. 16 и на рис. 7:
l — геометрическая длина элемента (расстояние между центрами узлов) в плоскости фермы;
l_1 — расстояние между узлами, закрепленными от смещения из плоскости фермы (поясами ферм, специальными связями, жесткими плитами покрытий, прикрепленными к поясу сварными швами или болтами, и т. п.).

Примечания: 1. Если по длине l_1 элемента действуют сжимающие усилия N_1 и $N_2 < N_1$ (рис. 8), то устойчивость этого элемента из плоскости фермы проверяется на большее усилие N_1 при расчетной длине

$$l_0 = l_1 (0{,}75 + 0{,}25 \frac{N_2}{N_1}).$$

2. Для отдельных элементов решетки из одиночных уголков расчетная длина l_0 принимается равной их геометрической длине.

Продолжение табл. 16

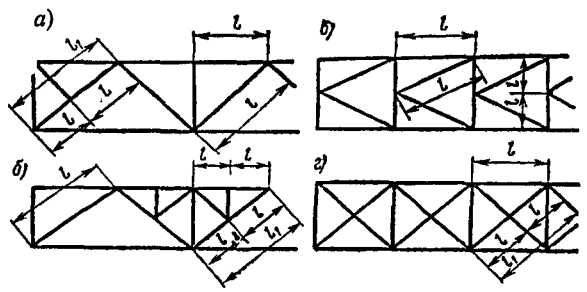


Рис. 7. Схемы ферм для определения расчетных длин элементов

а — треугольная решетка со стойками; *б* — то же, со шпренгелем; *в* — полураскосная треугольная решетка; *г* — перекрестная решетка со стойками

5.2. Расчетные длины l_0 пересекающихся стержней фермы с перекрестной решеткой при определении их гибкости должны приниматься (рис. 7, *г*):

в плоскости фермы — равными расстоянию от центра узла фермы до точки их пересечения ($l_0 = l$);

из плоскости фермы — по табл. 17.

Радиусы инерции сечений сжатых элементов из одиночных уголков при этом принимаются: при $l_0 = l$ — $r_{мин}$; при $l_0 = 0{,}7l_1$ и $l_0 = l_1$ — относительно оси сечения уголка, параллельной плоскости фермы.

Таблица 17

Расчетные длины l_0 из плоскости фермы сжатых стержней перекрестной решетки

Характеристика узла пересечения стержней решетки	Расчетная длина l_0, если поддерживающий стержень		
	растянут	не работает	сжат
Оба стержня не прерываются	l	$0{,}7\,l_1$	l_1
Поддерживающий стержень прерывается и перекрывается фасонкой	$0{,}7\,l_1$	l_1	$1{,}4\,l_1$

Обозначения, принятые в табл. 17:
l — расстояние от центра узла фермы до пересечения стержней;
l_1 — полная геометрическая длина сжатого стержня.

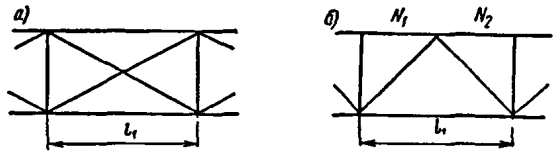


Рис. 8. Схемы для определения расчетной длины элемента с различными усилиями N_1 и N_2 по его длине

а — схема связей между фермами (вид сверху); *б* — схема фермы

Пространственные решетчатые конструкции из одиночных уголков

5.3. Расчетные длины l_0 и радиусы инерции сечений при определении гибкости элементов пространственных решетчатых конструкций из одиночных уголков должны приниматься по табл. 18.

Таблица 18

Расчетные длины l_0 и радиусы инерции сечений r элементов пространственных решетчатых конструкций

Конструкция	Пояса		Элементы решетки		
	расчетная длина l_0	радиус инерции r	расчетная длина l_0		радиус инерции r
			раскоса	стойки	
С совмещенными в смежных гранях узлами (рис. 9, *а* и *б*)	$l_п$	$r_{мин}$	$\mu_р\, l_р$	$0{,}8\,l_с$	$r_{мин}$
С несовмещенными в смежных гранях узлами (рис. 9, *в* и *г*)	$\mu_п\, l_п$	r_x или r_y	$\mu_р\, l_р$	—	$r_{мин}$

Обозначения, принятые в табл. 18:
$\mu_п$ — коэффициент расчетной длины пояса, определяемый по табл. 19;
$\mu_р$ — коэффициент расчетной длины раскоса, определяемый по табл. 20.

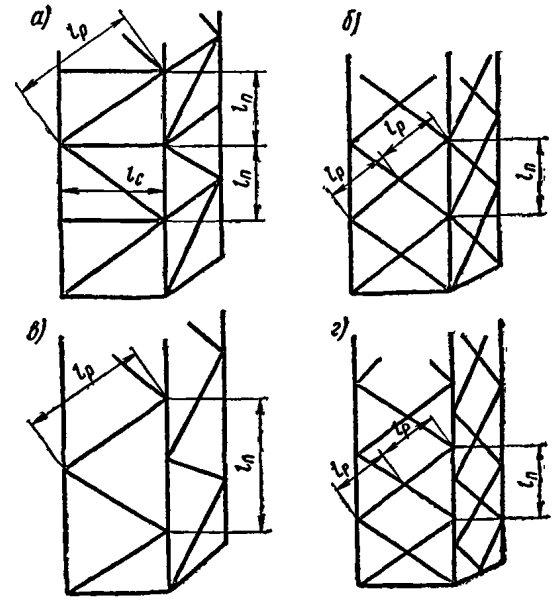


Рис. 9. Схемы пространственных решетчатых конструкций из одиночных уголков

а — узлы в смежных гранях совмещены, треугольная решетка с распорками; *б* — то же, перекрестная решетка; *в* — узлы в смежных гранях не совмещены, треугольная решетка; *г* — то же, перекрестная решетка

Таблица 19

Коэффициенты $\mu_п$ при прикреплении раскосов к поясу сварными швами, а также двумя и более болтами или заклепками, расположенными вдоль раскоса

$i_п/i_р$	1,0	1,25	2,5	5,00	10,0
$\mu_п$	0,98	1,00	1,03	1,08	1,13

Обозначения, принятые в табл. 19

$\frac{i_п}{i_р} = \frac{J_{п.мин}\, l_р}{J_{р.мин}\, l_п}$ — отношение наименьших погонных жесткостей пояса и раскоса;

$J_{п.мин}$ и $J_{р.мин}$ — наименьшие моменты инерции сечений пояса и раскоса.

Примечание. Если раскосы прикреплены к поясу одним болтом или одной заклепкой, принимается $\mu_п = 1{,}14$.

Таблица 20

Коэффициенты $\mu_р$ при прикреплении раскосов к поясу сварными швами, а также болтами или заклепками, расположенными вдоль раскоса

Соединение раскоса с поясом	$i_п/i_р$	Коэффициенты $\mu_р$ при $l_р/r_{мин}$						
		⩽80	100	120	140	160	180	200
Сварными швами	⩽2	0,98	0,89	0,83	0,77	0,74	0,72	0,70
Двумя и более болтами или заклепками	⩾6	0,92	0,84	0,78	0,74	0,70	0,70	0,70
Одним болтом или заклепкой	Независимо от отношения $i_п/i_р$	1,00	0,94	0,88	0,83	0,80	0,78	0,77

Обозначения, принятые в табл. 20: $i_п/i_р$ — то же, что в табл. 19; $l_р$ — длина раскоса по рис. 9; $r_{мин}$ — минимальный радиус инерции сечения раскоса.

Таблица 21

Коэффициенты μ для определения расчетных длин колонн и стоек постоянного сечения (кроме колонн с упругим защемлением концов)

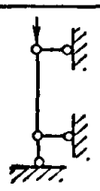
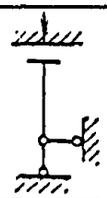
№ п.п.	Схема закреплений и нагрузки	μ	№ п.п.	Схема закреплений и нагрузки	μ
1		2	5		1
2		1	6		2
3		0,7	7		0,725
4		0,5	8		1,12

Таблица 22

Коэффициенты μ для колонн постоянного сечения одноэтажных рам (при определении расчетной длины в плоскости рамы при нагружении верхних узлов)

Закрепление нижнего конца колонны в фундаменте	Коэффициенты μ при $i_р/i_к$							
	0	0,2	0,3	0,5	1	2	3	⩾10
Жесткое	2	1,5	1,4	1,28	1,16	1,08	1,06	1
Шарнирное	—	3,42	3,0	2,63	2,33	2,17	2,11	2

Обозначения, принятые в табл. 22:

$i_р$ — сумма погонных жесткостей ригелей, примыкающих к проверяемой колонне;

$i_к$ — погонная жесткость колонны.

Примечания: 1. При шарнирном креплении ригеля к колонне принимается $i_р/i_к = 0$.

2. При неравномерном распределении нагрузки между колоннами и наличии сплошного диска (жесткой кровли, продольных связей), связывающего поверху все колонны, значение μ_* для более нагруженной колонны находится умножением значения μ из табл. 22 на $\sqrt{\frac{\Sigma N}{N_*} \cdot \frac{J_*}{\Sigma J}}$, но не менее чем на 0,7.

Здесь N_* — расчетное усилие в рассматриваемой колонне; J_* — момент инерции этой же колонны; ΣN — сумма усилий в колоннах; ΣJ — сумма моментов инерции сечений колонн.

При суммировании учитываются все колонны рассматриваемой рамы и четырех соседних рам блока (по две с каждой стороны).

Все усилия находятся при одном загружении, вызывающем усилие N_* в проверяемой колонне.

Колонны (стойки)

5.4. Расчетные длины l_0 колонн (стоек) или отдельных их участков (в случае ступенчатых колонн) определяются по формуле

$$l_0 = \mu l,$$

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

μ — коэффициент расчетной длины, определяемый по указаниям пп. 5.5—5.7 и приложения 7.

Примечание. В случае ступенчатых колонн коэффициенты μ даны для определения расчетных длин отдельных участков их в плоскости рамы.

5.5. Коэффициенты μ для определения расчетной длины колонн и стоек постоянного сечения, в зависимости от условий закрепления их концов, принимаются по табл. 21 и 22.

5.6. При определении коэффициентов расчетной длины μ для ступенчатых колонн рам одноэтажных производственных зданий разрешается:

а) не учитывать влияния степени загружения и жесткости соседних колонн;

б) определять расчетные длины колонн лишь для комбинации нагрузок, дающей наибольшие значения продольных сил на отдельных участках колонн, и полученные значения μ использовать для других комбинаций нагрузок;

в) для многопролетных рам (с числом пролетов два и более) при наличии сплошного диска (жесткой кровли, систем продольных связей), связывающего поверху все колонны и обеспечивающего пространственную работу сооружения, определять расчетные длины колонн как для стоек, неподвижно закрепленных на уровне ригелей.

Коэффициенты расчетной длины μ для ступенчатых колонн рам одноэтажных производственных зданий определяются по указаниям приложения 7.

При соблюдении условий $l_2/l_1 \leqslant 0{,}6$ и $N_1/N_2 \geqslant 3$ коэффициент μ для определения расчетных длин отдельных участков одноступенчатых колонн рам одноэтажных производственных зданий в плоскости рамы допускается принимать по табл. 23.

Таблица 23

Коэффициенты μ для определения расчетных длин одноступенчатых колонн рам одноэтажных производственных зданий при $l_2/l_1 \leqslant 0{,}6$ и $N_1/N_2 \geqslant 3$

Условия закрепления верхнего конца колонны	Коэффициенты μ для участка колонны		
	нижнего при		верхнего
	$0{,}3 \geqslant \frac{J_2}{J_1} \geqslant 0{,}1$	$0{,}1 > \frac{J_2}{J_1} \geqslant 0{,}05$	
Свободный конец	2,5	3,0	3,0
Конец, закрепленный только от поворота	2,0	2,0	3,0
Неподвижный, шарнирно опертый конец	1,6	2,0	2,5
Неподвижный, закрепленный от поворота конец	1,2	1,5	2,0

Обозначения, принятые в табл. 23:

l_1, J_1, N_1 — соответственно длина нижнего участка колонны, момент инерции и действующая на этом участке продольная сила;

l_2, J_2, N_2 — то же, для верхнего участка колонны.

5.7. Коэффициенты расчетной длины μ для стоек многоэтажных рам определяются согласно указаниям приложения 7.

5.8. Расчетные длины колонн рам в направлении вдоль здания (из плоскости рам) принимаются равными расстояниям между закрепленными точками (опорами колонн, подкрановых балок и подстропильных ферм; узлами крепления связей и ригелей и т. п.).

5.9. Расчетная длина ветвей плоских опор транспортерных галерей принимается равной:

а) в продольном направлении галереи — высоте опоры (от низа базы до оси нижнего пояса фермы);

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

ПРЕДЕЛЬНЫЕ ГИБКОСТИ ЭЛЕМЕНТОВ

Сжатые элементы

5.10. Гибкости сжатых элементов не должны превышать величин, приведенных в табл. 24.

Таблица 24

Предельные гибкости λ сжатых элементов

Элементы конструкций	Максимальная допускаемая гибкость λ
1. Пояса, опорные раскосы и стойки ферм, передающие опорные реакции	120
2. Прочие элементы ферм	150
3. Верхние пояса стропильных ферм, остающиеся не закрепленными в процессе монтажа (предельная гибкость после завершения монтажа должна приниматься по п. 1)	220
4. Основные колонны	120
5. Второстепенные колонны (стойки фахверка, фонарей и т. п.), элементы решетки колонн, элементы вертикальных связей между колоннами (ниже подкрановых балок)	150
6. Элементы связей (за исключением связей, указанных в п. 5)	200
7. Стержни, служащие для уменьшения расчетной длины сжатых стержней, и другие неработающие элементы	200

Примечание. Предельная гибкость сжатых раскосов (кроме опорных) пространственных решетчатых конструкций из одиночных уголков принимается: при использовании несущей способности раскоса до 50% — равной 180; при использовании несущей способности от 50 до 100% — по интерполяции между величинами 180 и 150.

Растянутые элементы

5.11. Гибкости растянутых элементов не должны превышать величин, приведенных в табл. 25.

Таблица 25

Предельные гибкости λ растянутых элементов

Элементы конструкций	Максимальная допускаемая гибкость λ элементов конструкций зданий и сооружений		
	при непосредственном воздействии на конструкцию динамических нагрузок	при воздействии на конструкцию статических нагрузок	при воздействии на конструкцию кранов «особого» режима работы и железнодорожных составов
1. Пояса и опорные раскосы ферм (включая тормозные фермы)	250	400	250
2. Прочие элементы ферм	350	400	300
3. Нижние пояса подкрановых балок и ферм	150	—	150
4. Элементы вертикальных связей между колоннами (ниже подкрановых балок)	300	300	200
5. Прочие элементы связей	400	400	300

Примечания: 1. В сооружениях, не подвергающихся динамическим воздействиям, гибкость растянутых элементов проверяется только в вертикальных плоскостях.

2. Гибкость растянутых элементов связей, подвергнутых предварительному напряжению, не ограничивается.

3. При проверке гибкости растянутых стержней перекрестной решетки из одиночных уголков радиус инерции сечения уголка принимается относительно оси, параллельной полке уголка.

4. Для растянутых раскосов стропильных ферм с незначительными усилиями, в которых при неблагоприятном расположении нагрузки может изменяться знак усилия, предельная гибкость принимается как для сжатых элементов, при этом соединительные прокладки должны устанавливаться не реже чем через 40 *г*.

6. ПРОВЕРКА УСТОЙЧИВОСТИ СТЕНОК И ПОЯСНЫХ ЛИСТОВ ИЗГИБАЕМЫХ И СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ.

СТЕНКИ БАЛОК

6.1. Стенки балок для обеспечения их устойчивости укрепляются:

а) поперечными основными ребрами, поставленными на всю высоту стенки;

б) поперечными основными ребрами и продольными ребрами;

в) поперечными основными и промежуточными короткими ребрами и продольным ребром; промежуточные короткие ребра располагаются между сжатым поясом и продольным ребром;

г) поперечными основными и промежуточными, расположенными в сжатой зоне стенки, короткими ребрами — только в клепаных балках.

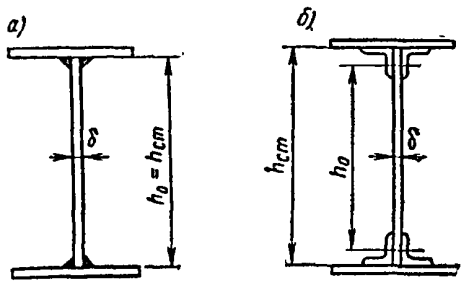


Рис. 10. Расчетная высота стенки балки
а — сварной; *б* — клепаной

Прямоугольные отсеки стенки (пластинки), заключенные между поясами и соседними поперечными основными ребрами жесткости, проверяются на устойчивость; при этом расчетными размерами проверяемой пластинки являются:

a — расстояние между осями поперечных основных ребер;

h_0 — расчетная высота стенки, равная в сварных конструкциях полной высоте стенки (рис. 10, *а*), в клепаных конструкциях — расстоянию между ближайшими к оси балки рисками поясных заклепок (рис. 10, *б*), в гнутых профилях — между краями выкружек (рис. 15);

δ — толщина стенки.

6.2. Проверка устойчивости стенок балок должна производиться с учетом всех компонентов напряженного состояния (σ, τ и $\sigma_м$).

Напряжения σ, τ и $\sigma_м$ вычисляются в предположении упругой работы материала по сечению брутто без учета коэффициента $\varphi_б$: $\sigma = \frac{M}{J_x} y$ — краевое сжимающее напряжение у расчетной границы отсека (принимается со знаком «+»); если длина отсека не превосходит его расчетной высоты, то σ определяется по среднему значению изгибающего момента M в пределах отсека; если длина отсека превосходит его расчетную высоту, то σ вычисляется по среднему значению момента M для наиболее напряженного участка с длиной, равной расчетной высоте отсека;

$\tau = \frac{Q}{h_{ст}\delta}$ — среднее касательное напряжение;

где Q — среднее значение поперечной силы в пределах отсека;

$h_{ст}$ — полная высота стенки (рис. 10);

$\sigma_м$ — местное напряжение в стенке под сосредоточенным грузом, определяемое по формуле (12), в которой коэффициент n_1 принимается: для подкрановых балок 1,1, для прочих балок 1.

В отсеках, где сосредоточенная нагрузка приложена к растянутому поясу, одновременно учитываются только два компонента напряженного состояния σ и τ или $\sigma_м$ и τ.

6.3. Проверки устойчивости стенок в балках не требуется, если при отсутствии местного напряжения, т. е. при $\sigma_м = 0$

$$\frac{h_0}{\delta} \leqslant 110 \sqrt{\frac{2{,}1}{R}}, \qquad (31)$$

а при наличии местного напряжения

$$\frac{h_0}{\delta} \leqslant 80 \sqrt{\frac{2{,}1}{R}}, \qquad (32)$$

где R в т/см².

При этом должны ставиться поперечные основные ребра жесткости в соответствии с указаниями п. 6.9.

6.4. Устойчивость стенок балок симметричного сечения, укрепленных только поперечными основными ребрами жесткости, при отсутствии местного напряжения ($\sigma_м = 0$) проверяется по формуле:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_0}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_0}\right)^2} \leqslant 1, \qquad (33)$$

где

$$\sigma_0 = K_0 \left(\frac{100\delta}{h_0}\right)^2 \text{ т/см}^2; \qquad (34)$$

$$\tau_0 = \left(1{,}25 + \frac{0{,}95}{\mu^2}\right)\left(\frac{100\delta}{d}\right)^2 \text{ т/см}^2. \qquad (35)$$

В формуле (35):

d — меньшая из сторон пластинки;

μ — отношение большей стороны пластинки к меньшей.

Коэффициент K_0 в формуле (34) для сварных балок принимается по табл. 26 в зависимости от величины

$$\gamma = C \frac{b_п}{h_0}\left(\frac{\delta_п}{\delta}\right)^3, \qquad (36)$$

где $b_п$ и $\delta_п$ — соответственно ширина и толщина сжатого пояса балки;

C — коэффициент, принимаемый по табл. 27.

Таблица 26

Коэффициенты K_0 для сварных балок

γ	$\leqslant 0{,}8$	1,0	2,0	4,0	6,0	10,0	$\geqslant 30$
K_0	6,30	6,62	7,0	7,27	7,32	7,37	7,46

Таблица 27

Коэффициент C в формуле (36)

Балки	Условия работы сжатого пояса	C
Подкрановые	Крановые рельсы не приварены	2
	Крановые рельсы приварены .	∞
Прочие	При непрерывном опирании на сжатый пояс жестких плит .	∞
	В прочих случаях	0,8

Примечание. Для отсеков подкрановых балок, где сосредоточенная нагрузка приложена к растянутому поясу, при вычислении коэффициента K_0 принимается $C=0{,}8$.

Для клепаных балок $K_0=7$.

Если нагружается растянутый пояс, то при проверке стенки с учетом только $\sigma_м$ и τ за $b_п$, $\delta_п$ принимается соответственно ширина и толщина нагруженного пояса.

6.5. Устойчивость стенок балок симметричного сечения, укрепленных только поперечными основными ребрами жесткости (рис. 11), при наличии местного напряжения ($\sigma_м \neq 0$) проверяется по формуле

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_0}+\frac{\sigma_м}{\sigma_{м0}}\right)^2+\left(\frac{\tau}{\tau_0}\right)^2} \leqslant m, \qquad (37)$$

где m — коэффициент, принимаемый для балок:
подкрановых 0,9;
прочих 1,0;

σ, $\sigma_м$ и τ — определяются согласно указаниям п. 6.2;

τ_0 — определяется по формуле (35).

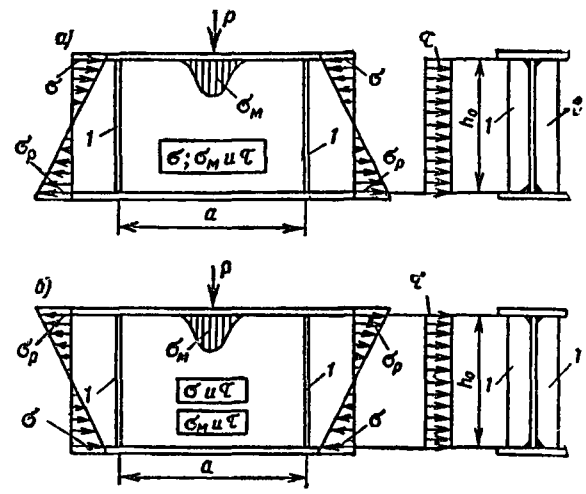


Рис. 11. Схема балки, укрепленной поперечными основными ребрами жесткости (1)

а — сосредоточенный груз P приложен к сжатому поясу
б — то же, к растянутому поясу

Остальные величины в формуле (37) определяются следующим образом:

а) при $\frac{a}{h_0} \leqslant 0{,}8$ принимается:

σ_0 — по формуле (34);

$$\sigma_{м0} = K_1\left(\frac{100\delta}{a}\right)^2 \text{ т/см}^2, \qquad (38)$$

где K_1 — коэффициент, принимаемый для сварных балок по табл. 28 в зависимости от отношения a/h_0 и величины γ, определяемой по формуле (36), а для клепаных балок — по той же таблице при значении $\gamma=10$;

Таблица 28

Коэффициенты K_1 для сварных балок

γ	Значение K_1 при a/h_0								
	$\leqslant 0{,}5$	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	$\geqslant 2{,}0$
$\leqslant 1$	2,42	2,61	3,10	3,78	4,65	5,69	6,86	8,17	9,57
2	2,52	2,74	3,38	4,28	5,39	6,75	8,23	9,77	11,70
4	2,59	2,80	3,48	4,53	5,91	7,62	9,50	11,53	13,67
6	2,60	2,84	3,52	4,64	6,11	8,04	10,23	12,48	14,80
10	2,61	2,86	3,55	4,72	6,30	8,34	10,71	13,30	16,08
$\geqslant 30$	2,62	2,87	3,58	4,81	6,50	8,75	11,30	14,33	17,57

Таблица 29

Предельные значения $\sigma_м/\sigma$ для балок симметричного сечения

Балки	γ	Предельные значения $\sigma_м/\sigma$ при a/h_0, равном							
		0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	⩾2,00
Сварные	<1	0	0,146	0,183	0,267	0,359	0,445	0,540	0,618
	2	0	0,109	0,169	0,277	0,406	0,543	0,652	0,799
	4	0	0,072	0,129	0,281	0,479	0,711	0,930	1,132
	5	0	0,066	0,127	0,288	0,536	0,874	1,192	1,468
	10	0	0,059	0,122	0,296	0,574	1,002	1,539	2,154
	⩾30	0	0,047	0,112	0,300	0,633	1,283	2,249	3,939
Клепаные	—	0	0,121	0,184	0,378	0,643	1,131	1,614	2,347

б) при $\frac{a}{h_0} > 0{,}8$ различаются два случая в зависимости от значений отношения $\frac{\sigma_м}{\sigma}$.

1-й случай: $\frac{\sigma_м}{\sigma}$ больше значений, указанных в табл. 29. В этом случае принимается:

$\sigma_{м0}$ — по формуле (38), причем если $\frac{a}{h_0} > 2$, то принимается $a = 2h_0$;

$$\sigma_0 = K_2\left(\frac{100\,\delta}{h_0}\right)^2, \qquad (39)$$

где K_2 — коэффициент, определяемый по табл. 30 в зависимости от отношения a/h_0.

2-й случай: $\frac{\sigma_м}{\sigma}$ не больше значений, указанных в табл. 29. В этом случае принимается:

σ_0 — по формуле (34);

$\sigma_{м0}$ — по формуле (38), но с подстановкой $a/2$ вместо a как в формулу (38), так и в табл. 28.

Таблица 30

Коэффициенты K_2

a/h_0	<0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	>2,0
K_2	По табл. 26, т. е. $K_2 = K_0$	7,78	8,23	9,50	11,1	13,02	15,25	17,79

Таблица 31

Коэффициенты K' в формуле (43)

$\mu = a/b_1$	1	1,5	2
K'	0,36	0,42	0,45

Во всех случаях τ_0 вычисляется по действительным размерам отсека.

6.6. В стенке балки симметричного сечения, укрепленной кроме поперечных основных ребер одним продольным ребром жесткости, расположенным на расстоянии b_1 от расчетной

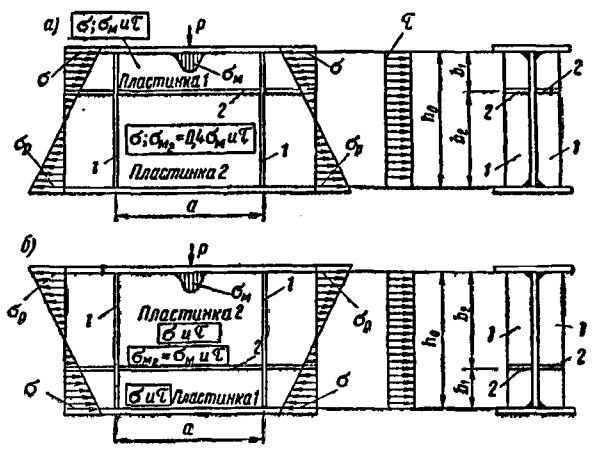


Рис. 12. Схема балки, укрепленной поперечными основными ребрами (1) и одним продольным ребром жесткости (2)

а — сосредоточенный груз *P* приложен к сжатому поясу; *б* — то же, к растянутому поясу

(сжатой) границы отсека (рис. 12), обе пластинки, на которые это ребро разделяет отсек, проверяются отдельно:

а) первая пластинка, расположенная между сжатым поясом и продольным ребром, проверяется по формуле

$$\frac{\sigma}{\sigma_{0l}} + \frac{\sigma_м}{\sigma_{мol}} + \left(\frac{\tau}{\tau_{0l}}\right)^2 \leqslant m, \qquad (40)$$

где m принимается согласно указаниям п. 6.5;

σ, $\sigma_м$ и τ определяются согласно указаниям п. 6.2.

Значения σ_{01} и $\sigma_{м01}$ определяются следующим образом:

при $\sigma_м = 0$

$$\sigma_{01} = \frac{1}{1-\frac{b_1}{h_0}}\left(\frac{100\,\delta}{b_1}\right)^2 \text{т/см}^2; \qquad (41)$$

при $\sigma_м \neq 0$ и $\mu_1 = \frac{a}{b_1} \leqslant 2$

$$\sigma_{01} = \frac{0{,}25}{1-\frac{b_1}{h_0}} \cdot \frac{(1+\mu_1^2)^2}{\mu_1^2}\left(\frac{100\,\delta}{b_1}\right)^2 \text{т/см}^2; \qquad (42)$$

$$\sigma_{м01} = K' \frac{(1+\mu_1^2)^2}{\mu_1^2}\left(\frac{100\,\delta}{a}\right)^2 \text{т/см}^2, \qquad (43)$$

где K' — коэффициент, принимаемый по табл. 31.

Если $a/b_1 > 2$, то при вычислении σ_{01} и $\sigma_{м01}$ принимается $a = 2b_1$, τ_{01} — определяется по формуле (35) с подстановкой в нее размеров проверяемой пластинки;

б) вторая пластинка, расположенная между продольным ребром и растянутым поясом, проверяется по формуле

$$\sqrt{\left[\frac{\sigma\left(1-2\frac{b_1}{h_0}\right)}{\sigma_{02}} + \frac{\sigma_{м2}}{\sigma_{м02}}\right]^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{02}}\right)^2} \leqslant 1 \text{ т/см}^2. \qquad (44)$$

Здесь

$$\sigma_{02} = \frac{1{,}14}{\left(0{,}5-\frac{b_1}{h_0}\right)^2}\left(\frac{100\delta}{h_0}\right)^2 \text{т/см}^2; \qquad (45)$$

$\sigma_{м02}$ — определяют по формуле (38) и табл. 28 при $\gamma = 0{,}8$, заменяя отношение a/h_0 величиной $\frac{a}{h_0 - b_1}$;

τ_{02} — определяют по формуле (35) с подстановкой в нее размеров проверяемой пластинки;

$\sigma_{м2} = 0{,}4\sigma_м$ — при приложении нагрузки к сжатому поясу (рис. 12, *а*);

$\sigma_{м2} = \sigma_м$ — при приложении нагрузки к растянутому поясу (рис. 12, *б*).

Если первая пластинка укрепляется дополнительно короткими поперечными ребрами, то их следует доводить до продольного ребра.

В этом случае для проверки первой пластинки следует пользоваться формулами (40)—(43), в которых a заменяется величиной a_1,

где a_1 — расстояние между осями соседних коротких ребер (рис. 13).

Проверка второй пластинки остается без изменений.

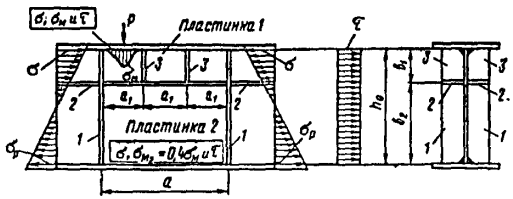


Рис. 13. Схема балки, укрепленной основными поперечными ребрами (1), продольным ребром (2) и короткими ребрами жесткости (3)

6.7. Устойчивость стенок балок асимметричного сечения (с более развитым сжатым поясом) проверяется по формулам пп. 6.4—6.6 со следующими изменениями:

для стенок, укрепленных только поперечными ребрами жесткости, в формулах (34) и (39) и табл. 30 под h_0 понимается удвоенное расстояние от нейтральной оси до расчетной (сжатой) границы отсека. При $a/h_0 > 0{,}8$ и $\sigma \neq 0$ требуются обе проверки, указанные в п. 6.5, *б* независимо от значения $\sigma_м/\sigma$;

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

а) в формулы (41), (42) и (44) вместо $\frac{b_1}{h_0}$ подставляется $\frac{\alpha b_1}{2h_0}$;

б) в формулу (45) вместо $(0{,}5-\frac{b_1}{h_0})$ подставляется $\left(\frac{1}{\alpha}-\frac{b_1}{h_0}\right)$.

Здесь

$$\alpha = \frac{\sigma - \sigma_р}{\sigma},$$

где $\sigma_р$ — краевое растягивающее напряжение (со знаком «—») у расчетной границы отсека.

В случае развитого растянутого (ненагруженного) пояса проверка устойчивости на одновременное действие напряжений σ и τ производится по формуле (50).

6.8. Стенки балок следует укреплять поперечными ребрами жесткости, если:

а) при наличии подвижной нагрузки на поясе балки

$$h_0/\delta > 70\sqrt{2{,}1/R}\ (R \text{ в т/см}^2); \qquad (46)$$

б) при отсутствии подвижной нагрузки на поясе балки

$$h_0/\delta > 100\sqrt{2{,}1/R}\ (R \text{ в т/см}^2). \qquad (47)$$

Расстояние между основными поперечными ребрами не должно превышать $2h_0$ при $h_0/\delta > 100$ и $2{,}5h_0$ при $h_0/\delta \leqslant 100$.

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

Примечание. Разрешается превышать указанные выше расстояния между ребрами при условии, что стенка балки удовлетворяет проверкам по пп. 6.4—6.7 и общая устойчивость балки обеспечена выполнением требований п. 4.17, а или п. 4.17, б, причем значения l/b для сжатого пояса не должны превосходить величин, приведенных в табл. 11 для нагрузки, приложенной к верхнему поясу.

В стенке, укрепленной только поперечными ребрами, ширина выступающей части парного симметричного ребра $b_р$ должна быть не менее $\frac{h_{ст}}{30} + 40$ *мм*, а толщина ребра из стали классов С38/23 — С46/33 — не менее $1/15b_р$, из стали классов С52/40 — С85/75 — не менее $1/12b_р$.

При наличии одного продольного ребра необходимый момент инерции поперечного ребра определяется по формуле

$$J_р = 3h_0\delta^3.$$

Необходимый момент инерции продольного ребра $J_{пр.р}$ определяется в зависимости от величины b_1/h_0 по формулам табл. 32.

Таблица 32

Требуемые значения момента инерции продольного ребра $J_{пр.р}$

$\frac{b_1}{h_0}$	Необходимый момент инерции продольного ребра $J_{пр.р}$	Предельные значения $J_{пр.р}$	
		минимальные	максимальные
0,2	$\left(2{,}5-0{,}5\frac{a}{h_0}\right)\frac{a^2}{h_0}\delta^3$	$1{,}5\ h_0\delta^3$	$7\ h_0\delta^3$
0,25	$\left(1{,}5-0{,}4\frac{a}{h_0}\right)\frac{a^2}{h_0}\delta^3$	$1{,}5\ h_0\delta^3$	$3{,}5\ h_0\delta^3$
0,3	$1{,}5\ h_0\delta^3$	—	—

Примечание. Для промежуточных значений b_1/h_0 допускается линейная интерполяция.

При расположении ребер с одной стороны стенки момент инерции вычисляется относительно оси, совпадающей с ближайшей к ребру гранью стенки.

6.9. Участок стенки составной балки над опорой должен укрепляться ребром жесткости и рассчитываться на продольный изгиб из плоскости как стойка, нагруженная опорной реакцией. В расчетное сечение этой стойки

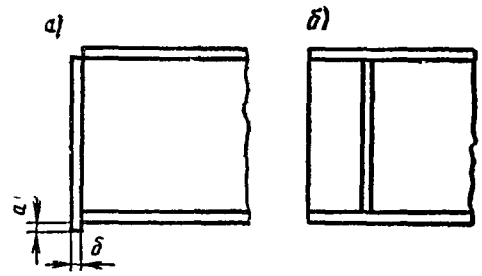


Рис. 14. Схема устройства опорного ребра жесткости

а — в торце с применением строжки; *б* — удаленного от торца с плотной пригонкой или приваркой к нижнему поясу

включается сечение ребра жесткости и полосы стенки шириной до 15δ с каждой стороны ребра. Расчетная длина стойки принимается равной высоте стенки.

Нижние сечения опорных ребер должны быть либо остроганы (рис. 14, *а*), либо плотно пригнаны или приварены к нижнему поясу балки (рис. 14, *б*). Напряжения в этих сечениях при воздействии опорной реакции не должны превышать: в первом случае (рис. 14, *а*) — расчетного сопротивления прокатной стали смятию $R_{см}$ при $a \leqslant 1{,}5\delta$, и сжатию R при $a > 1{,}5\delta$; во втором случае (рис. 14, *б*) — смятию.

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

СТЕНКИ ЦЕНТРАЛЬНО- И ВНЕЦЕНТРЕННО-СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

6.10. Наибольшая расчетная высота стенки h_0, не имеющей свободных кромок, в центрально-сжатых элементах швеллерного, трубчатого прямоугольного (h_0 — бóльшая сторона) или коробчатого сечения определяется из формулы (48), а двутаврового сечения — из формулы (49), и в обоих случаях не должна быть больше 75δ:

$$\frac{h_0}{\delta} = 40\sqrt{\frac{2{,}1}{R}} + 0{,}2\lambda \ (R \text{ в т/см}^2); \quad (48)$$

$$\frac{h_0}{\delta} = 40\sqrt{\frac{2{,}1}{R}} + 0{,}4\lambda \ (R \text{ в т/см}^2). \quad (49)$$

Здесь h_0 — расчетная высота стенки, принимаемая в сварных и клепаных элементах в соответствии с п. 6.1, в прокатных—расстоянию в свету между полками, в гнутых элементах — расстоянию между краями выкружек (рис. 15);

δ — толщина стенки;

λ — гибкость стержня.

В трубах квадратного сечения значения h_0/δ, вычисленные по формуле (48), уменьшаются на 10%.

В случае недонапряжения элемента значения h_0/δ могут быть увеличены в $\sqrt{\frac{R\varphi}{\sigma}}$ раз, где $\sigma = \frac{N}{F}$ — расчетное напряжение; φ — коэффициент продольного изгиба, но при этом h_0/δ не должно превышать 90δ.

6.11. Наибольшее значение отношения h_0/δ для стенки внецентренно сжатого элемента, не имеющей свободных кромок, определяется в зависимости от величин

$$\alpha = \frac{\sigma - \sigma'}{\sigma} \text{ и } \frac{\tau}{\sigma},$$

где σ — наибольшее сжимающее напряжение у расчетной границы стенки, вычисленное без учета коэффициентов $\varphi^{вн}$, $\varphi^{вн}_{xy}$ или $c\,\varphi$;

σ' — соответствующее напряжение у противоположной расчетной границы стенки;

$\tau = \frac{Q}{h_{ст}\delta}$ — среднее касательное напряжение в рассматриваемом отсеке.

При $\alpha \leqslant 0{,}5$ наибольшее значение отношения h_0/δ принимается как для стенок центрально-сжатых элементов (п. 6.10).

При $\alpha \geqslant 1$ наибольшее значение отношения h_0/δ определяется по формуле

$$\frac{h_0}{\delta} = 100\sqrt{\frac{2K_3}{\tau\left[2 - \alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\beta^2}\right]}}, \quad (50)$$

где $\beta = 0{,}7\tau K_3/\sigma$ (σ и τ в т/см^2);

K_3 — коэффициент для стенок двутавров, принимаемый по табл. 33.

Таблица 33

Коэффициенты K_3 для стенок двутавров

α	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
K_3	2,22	2,67	3,26	4,20	5,25	6,30

В интервале $0{,}5 < \alpha < 1$ наибольшее значение отношения h_0/δ определяется линейной интерполяцией между значениями, вычисленными при $\alpha = 0{,}5$ и $\alpha = 1$.

Для сечений, отличных от двутавра, найденные с помощью формулы (50) и табл. 33 значения h_0/δ уменьшаются на 25%.

6.12. В случае укрепления стенки центрально-сжатого элемента продольным ребром, расположенным посередине стенки, найденная согласно указаниям п. 6.10 предельная расчетная высота стенки увеличивается в β раз в зависимости от величины $\gamma = J/h_0\delta^3$ (где J — момент инерции сечения ребра; h_0 — фактическая расчетная высота стенки; δ — толщина стенки). Величины β и γ приведены в табл. 34.

Таблица 34

γ	0	1	2	4	6
β	1	1,4	1,6	1,8	2

Для промежуточных значений γ допускается линейная интерполяция при нахождении β.

В случае укрепления стенки внецентренно-сжатого элемента продольным ребром жесткости, расположенным посередине стенки, наиболее напряженную часть стенки между поясом и осью ребра можно рассматривать как самостоятельную пластинку и проверять по указаниям п. 6.11 при условии, что момент инерции ребра $J_р \geqslant 6\delta^3 h_0$. Если ребро расположено с одной стороны стенки, его момент инерции вычисляется относительно оси, совмещенной с ближайшей гранью стенки. В случае выполнения ребра в виде гофра в величину h_0 включается развернутая длина гофра.

6.13. Если в центрально- или внецентренно-сжатых элементах устойчивость стенки не обеспечена, в расчет вводятся два крайних участка стенки шириной по $n\delta$, считая от границ расчетной высоты. Коэффициент n следует принимать по табл. 35.

Таблица 35

Коэффициент n

Класс стали	С38/23	С44/29; С46/33	С52/40	С60/45	С70/60	С85/75
n	15	14	13	12,5	12	11

ПОЯСНЫЕ ЛИСТЫ (ПОЛКИ) ЦЕНТРАЛЬНО- И ВНЕЦЕНТРЕННО-СЖАТЫХ И ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

6.14. В центрально- и внецентренно-сжатых стержнях наибольшее отношение расчетной ширины неокаймленного или окаймленного свеса сжатого листа (полки) b к толщине δ определяется в зависимости от гибкости стержня и вида поперечного сечения. Расчетная ширина свеса измеряется при неокаймленной полке и сварных элементах от грани стенки, в прокатных элементах — от начала внутреннего закругления полки, в гнутых элементах — от края выкружки стенки; при окаймленной ребром полке — от края выкружки стенки до оси ребра (рис. 15). Наибольшие значения b/δ сжатых полок указаны в табл. 36 и 37.

Для бóльшей полки неравнобокого уголка и для полки швеллера значения b/δ находятся путем увеличения на 10% значений, указанных в табл. 36, относящихся к неокаймленным полкам (на окаймленные ребрами полки это увеличение не распространяется).

Для полок двутавров наибольшие значения b/δ указаны в табл. 37.

Примечания: 1. Предельные значения отношений b/δ, указанные в табл. 36, относятся к элементам, не усиленным планками. Для гнутых элементов с полками, укрепленными ребрами и усиленными планками, предельные значения отношений b/δ определяются согласно указаниям п. 6.10 путем подстановки в формулу (48) b вместо h_0 (рис. 15).

2. Наименьшая расчетная высота ребра полок a_0, измеряемая от оси полки (рис. 15), принимается в элементах:

не усиленных планками $0{,}3b$;
усиленных планками $0{,}2b$.

Для полок тавров наибольшие значения b/δ определяются как полусумма значений из табл. 36 и 37 (на окаймленные ребрами полки это указание не распространяется).

Таблица 36

Предельные значения b/δ для полок равнобоких уголков и полок гнутых профилей

Полка	Класс стали	Гибкость λ				
		25	50	75	100	125
Неокаймленная	С38/23	14	15	16,5	18	20
	С44/29; С46/33	12	13	14,5	16,5	18,5
	С52/40	10	12	14	15	15,5
	С60/45	9,5	11,5	13,5	14,5	15
	С70/60	9	11	13	13,5	14
	С85/75	8,5	10	11,5	12	12,5
С ребром	С38/23	20	30	32,5	35	37,5
	С44/29; С46/33	—	22,5	26,5	28,5	30,5
	С52/40	—	19	23,5	25	26,5
	С60/45	—	17,5	23	24	25,5

Таблица 37

Предельные значения b/δ для полок двутавров

Класс стали	Гибкость λ				
	25	50	75	100	125
С38/23	14	16	18,5	20,5	23
С44/29; С46/33	12	15	18	20	22
С52/40	10	14	17	18,5	19,5
С60/45	9,5	13,5	16,5	17,5	18,5
С70/60	9	12,5	15,5	16,5	17,5
С85/75	8,5	11,5	14	15	16

Таблица 38

Предельные значения b/δ для полок балок

Класс стали	С38/23	С44/29; С46/33	С52/40	С60/45	С70/60	С85/75
b/δ	15	13	11	10,5	10	9

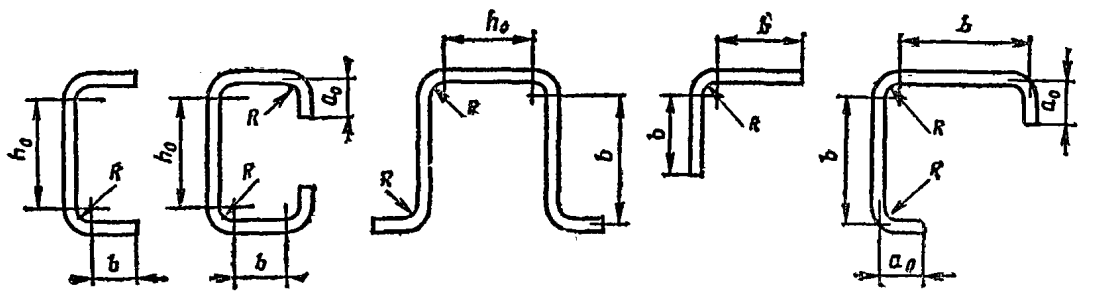


Рис. 15. Схемы поперечных сечений гнутых элементов

Наибольшие значения h_0/δ для стенок тавров находятся путем умножения значений b/δ из табл. 36 на коэффициент

$$\eta = 1 + 0{,}25\sqrt{2 - b_0/h_0};\ 1 \leqslant b_0/h_0 \leqslant 2,$$

где b_0 — ширина полки тавра;

h_0 — расчетная высота стенки тавра.

В случае недонапряжения элемента найденные выше значения b/δ могут быть увеличены в $\sqrt{R\varphi^*/\sigma}$ раза, но не более чем на 25%. Здесь φ^* — меньшая из величин φ, $\varphi^{вн}$, $\varphi^{вн}_{xy}$, $c\varphi$, использованная при проверке устойчивости данного элемента; $\sigma = \frac{N}{F}$ — осевое напряжение сжатия в элементе.

6.15. Наибольшая расчетная ширина b неокаймленного сжатого свеса листа (полки) в балках определяется по табл. 38.

В случае недонапряжения балки указанные выше значения b/δ могут быть увеличены в $\sqrt{R/\sigma}$ раза, но не более чем на 25%. Здесь σ — бо́льшая из величин

$$\sigma = \frac{M}{W\varphi_б} \text{ или } \sigma = \frac{M_x}{J_x}y \pm \frac{M_y}{J_y}x\ .$$

7. ПРОЧНОСТЬ И УСТОЙЧИВОСТЬ ЛИСТОВЫХ КОНСТРУКЦИЙ (ОБОЛОЧЕК ВРАЩЕНИЯ)

РАСЧЕТ НА ПРОЧНОСТЬ

7.1. Проверка прочности листовых конструкций (оболочек вращения), находящихся в безмоментном напряженном состоянии, производится по формуле

$$\sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x\sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \leqslant Rm; \qquad (51)$$

при этом должны соблюдаться условия

$$\sigma_x \leqslant Rm \text{ и } \sigma_y \leqslant Rm.$$

Здесь σ_x и σ_y — нормальные напряжения по двум взаимно перпендикулярным направлениям;

τ_{xy} — касательное напряжение;

R — расчетное сопротивление стали растяжению и сжатию, принимаемое в соответствии с указаниями п. 3.1;

m — коэффициент условий работы конструкций, назначаемый в соответствии с требованиями нормативных документов по проектированию стальных конструкций.

7.2. Напряжения в безмоментных тонкостенных оболочках вращения, находящихся под давлением жидкости, газа или сыпучего материала, определяются по формулам

$$\frac{\sigma_1}{r_1} + \frac{\sigma_2}{r_2} = \frac{p}{\delta}; \qquad (52)$$

$$\sigma_1 = \frac{Q}{2\pi r_0 \delta \cos\beta}, \qquad (53)$$

где σ_1 и σ_2 — соответственно меридиональное и кольцевое напряжения;

p — расчетное давление на единицу поверхности оболочки;

r_1 и r_2 — радиусы кривизны в главных направлениях срединной поверхности оболочки;

δ — толщина оболочки;

Q — проекция на ось полного расчетного давления жидкости, газа или сыпучего материала на часть оболочки abc (рис. 16);

r_0 и β — радиус и угол, показанные на рис. 16.

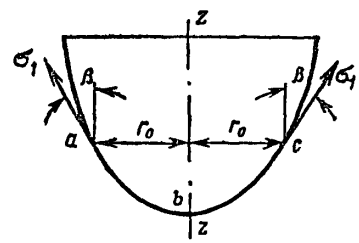


Рис. 16. Схема оболочки вращения

7.3. Напряжения в замкнутых цилиндрических, конических и сферических безмоментных тонкостенных оболочках, находящихся под внутренним равномерным давлением, определяются по формулам:

а) для цилиндрических оболочек

$$\sigma_1 = \frac{pr}{2\delta} \text{ и } \sigma_2 = \frac{pr}{\delta}; \qquad (54)$$

б) для конических оболочек

$$\sigma_1 = \frac{pr}{2\delta \cos\beta} \text{ и } \sigma_2 = \frac{pr}{\delta \cos\beta}; \quad (55)$$

в) для сферических оболочек

$$\sigma_1 = \sigma_2 = \frac{pr}{2\delta}, \quad (56)$$

где p — расчетное внутреннее давление на единицу поверхности оболочки;

r — радиус срединной поверхности оболочки (рис. 17);

β — угол между образующей конуса и его осью z (рис. 17).

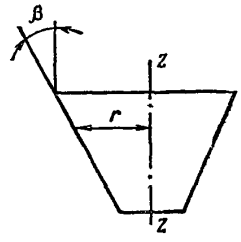


Рис. 17. Схема конической оболочки вращения

7.4. В местах изменения формы или толщины оболочек, а также изменения нагрузки должны быть учтены местные напряжения (краевой эффект), которые определяются согласно указаниям специальных нормативных документов или руководств.

ПРОВЕРКА УСТОЙЧИВОСТИ

7.5. Замкнутая круговая цилиндрическая оболочка, равномерно сжатая параллельно образующим, проверяется на устойчивость по формуле

$$\sigma_1 \leqslant m\sigma_{01}, \quad (57)$$

где σ_1 — расчетное напряжение в оболочке;

σ_{01} — принимается равным меньшей из величин $\psi^* R$ и $cE\delta/r$;

E — модуль упругости стали;

r — радиус срединной поверхности оболочки;

δ — толщина оболочки;

m — коэффициент условий работы;

R — расчетное сопротивление стали сжатию;

ψ^* и c — коэффициенты, принимаемые по табл. 39.

Таблица 39

Коэффициенты ψ^* и c

Класс стали	Коэффициенты ψ^* и c при r/δ, равном											
	0	25	50	100	200	300	400	600	800	1000	1500	2500
Коэффициенты ψ^*												
С38/23	1	0,944	0,902	0,835	0,720	0,616	0,515	—	—	—	—	—
С44/29; С46/33	1	0,937	0,892	0,812	0,665	0,528	—	—	—	—	—	—
С52/40	1	0,930	0,883	0,789	0,610	0,440	—	—	—	—	—	—
С60/45	1	0,927	0,876	0,775	0,578	—	—	—	—	—	—	—
С70/60	1	0,923	0,865	0,750	0,526	—	—	—	—	—	—	—
С85/75	1	0,918	0,848	0,710	0,436	—	—	—	—	—	—	—
Коэффициенты c												
Независимо от класса стали	—	—	0,30	0,22	0,18	0,16	0,14	0,11	0,09	0,08	0,07	0,06

Примечание. Приведенные значения коэффициентов ψ^* и c действительны для конструкций, выполненных в соответствии с требованиями главы СНиП по изготовлению и монтажу стальных конструкций.

В случае внецентренного сжатия параллельно образующим или чистого изгиба в диаметральной плоскости напряжение σ_{01} увеличивается в $1+0{,}1(1-\sigma_1'/\sigma_1)$ раз, где σ_1' — наименьшее напряжение (растягивающие напряжения считаются отрицательными).

Примечание. Указанный способ расчета разрешается применять при изгибе с поперечной силой, если касательные напряжения в месте наибольшего момента не превышают величины $0{,}07E(\delta/r)^{3/2}$.

В трубах, рассчитываемых как сжатые или сжато-изогнутые стержни, при гибкости $\bar{\lambda}=\lambda\sqrt{R/E}\geqslant 0{,}65$ отношение r/δ не должно превосходить величин, указанных в табл. 40.

Таблица 40

Максимально допустимое отношение r/δ

Класс стали	С38/23	С44/29, С46/33	С52/40	С60/45	С70/60	С85/75
$r/\delta <$	100	85	75	70	65	60

Такие трубы проверяются на устойчивость согласно указаниям раздела 4 независимо от проверки устойчивости стенок. Проверки устойчивости стенок бесшовных и электросварных труб не требуется, если значение r/δ не превосходит величин, указанных в табл. 41.

Таблица 41

Максимальные отношения r/δ, при которых не требуется проверки устойчивости

Класс стали	С38/23	С44/29; С46/33	С52/40	С60/45	С70/60	С85/75
$r/\delta \leqslant$	50	45	40	38	35	30

7.6. Цилиндрическая панель, опертая по двум образующим и двум дугам направляющей, равномерно сжатая вдоль образующих, при $b^2/r\delta\leqslant 20$ (где b — ширина панели, измеренная по дуге направляющей) проверяется на устойчивость как пластинка по формулам:

при $\sigma\leqslant 0{,}8R$

$$b/\delta\leqslant 87/\sqrt{\sigma}, \qquad (58)$$

где σ — расчетное напряжение в т/см²;

при $\sigma=R$

$$b/\delta\leqslant 76/\sqrt{4{,}2+R}; \ (R \text{ в т/см}^2). \qquad (59)$$

При $0{,}8<\sigma<R$ для нахождения предельного соотношения b/δ; допустима линейная интерполяция.

Если $b^2/r\delta>20$, то панель проверяется на устойчивость как оболочка по указаниям п. 7.5.

7.7. Замкнутая круговая цилиндрическая оболочка при действии внешнего равномерного давления p, нормального к боковой поверхности, проверяется на устойчивость по формуле

$$\sigma_2\leqslant m\sigma_{02}, \qquad (60)$$

где σ_{02} определяется выражениями:

при $0{,}5\leqslant\frac{L}{r}\leqslant 10$

$$\sigma_{02}=0{,}55E(r/L)(\delta/r)^{3/2}; \qquad (61)$$

при $\frac{L}{r}\geqslant 20$

$$\sigma_{02}=0{,}17E(\delta/r)^2. \qquad (62)$$

При $10<\frac{L}{r}<20$ напряжение σ_{02} определяется линейной интерполяцией.

Здесь $\sigma_2=\frac{pr}{\delta}$ — расчетное кольцевое напряжение в оболочке;

L — длина цилиндрической оболочки.

Прочие обозначения по п. 7.5.

Та же оболочка, но укрепленная кольцевыми ребрами, расположенными на расстояниях $a\geqslant 0{,}5r$ между осями, проверяется на устойчивость по формулам (60)—(62) с подстановкой в них величины a вместо L при условии, что момент инерции ребра относительно оси, параллельной образующей, не меньше величины $par^3/3E$.

При одностороннем ребре момент инерции вычисляется относительно оси, совпадающей с ближайшей поверхностью оболочки.

7.8. Замкнутая круговая цилиндрическая оболочка, подверженная одновременному действию нагрузок, указанных в пп. 7.5 и 7.7, проверяется на устойчивость по формуле

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_{01}}+\frac{\sigma_2}{\sigma_{02}}\leqslant m, \qquad (63)$$

где σ_{01} вычисляется согласно указаниям п. 7.5, а σ_{02} — согласно указаниям п. 7.7.

7.9. Коническая оболочка вращения с углом конусности $\beta\leqslant 60°$, сжатая усилием N

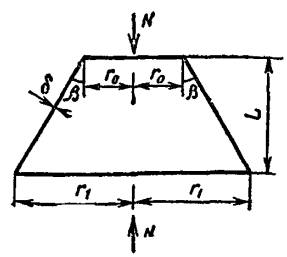


Рис. 18. Схема конической оболочки вращения под действием продольного усилия сжатия

вдоль оси (рис. 18), проверяется на устойчивость по формуле

$$N=mN_0, \qquad (64)$$

где

$$N_0=2\pi r^*\delta\sigma_{01}\cos^2\beta. \qquad (65)$$

Здесь σ_{01} определяется по указаниям п. 7.5 с заменой r на r^*:

$$r^* = \frac{0{,}9r_1 + 0{,}1r_0}{\cos\beta}, \qquad (66)$$

r_0 и r_1 — радиусы соответственно меньшего и большего основания конуса;

δ — толщина оболочки.

7.10. Коническая оболочка вращения при действии внешнего равномерного давления p, нормального к боковой поверхности, проверяется на устойчивость по формуле

$$\sigma_2 \leqslant m\sigma_{02}, \qquad (67)$$

где

$$\sigma_{02} = 0{,}55E(r^*/L)\,(\delta/r^*)^{3/2}. \qquad (68)$$

Здесь $\sigma_2 = \frac{pr^*}{\delta}$ — расчетное кольцевое напряжение в оболочке;

L — высота конической оболочки (между основаниями);

r^* — радиус, определяемый по формуле (66);

δ — толщина оболочки.

7.11. Коническая оболочка вращения, подверженная одновременному действию нагрузок, указанных в пп. 7.9 и 7.10, проверяется на устойчивость по формуле

$$\frac{N}{N_0} + \frac{\sigma_2}{\sigma_{02}} \leqslant m, \qquad (69)$$

где N_0 и σ_{02} определяются выражениями (65) и (68).

7.12. Полная сферическая оболочка (или ее сегмент) при $r/\sigma \leqslant 750$ и действии внешнего равномерного давления p, нормального к ее поверхности, проверяется на устойчивость по формуле

$$\sigma \leqslant m\sigma_0, \qquad (70)$$

где $\sigma_0 = 0{,}1E\delta/r$, но принимается не более чем R;

$\sigma = pr/2\delta$ — расчетное напряжение;

δ — толщина оболочки;

r — радиус срединной поверхности сферы.

8. УЧЕТ УСТАЛОСТИ МЕТАЛЛА

8.1. Стальные конструкции, непосредственно воспринимающие многократно действующие подвижные, вибрационные или другого вида нагрузки, которые могут привести к усталостному разрушению, надлежит проектировать с применением таких конструктивных решений, которые не вызывают значительной концентрации напряжений, и проверять расчетом на выносливость.

К конструкциям, в которых могут возникать явления усталости, относятся подкрановые балки под краны «особого» режима работы, балки рабочих площадок и элементы конструкций бункерных и разгрузочных эстакад, непосредственно воспринимающие нагрузку от подвижных составов, конструкции под моторы и т. п. К конструкциям, в которых могут возникнуть явления усталости, относятся также конструкции высоких сооружений типа антенн, дымовых труб, мачт, башен и подъемно-транспортных сооружений, подверженных действию ветра.

Расчет конструкций на усталость следует производить на нагрузки, вычисленные в соответствии с указаниями главы СНиП по нагрузкам и воздействиям.

8.2. Расчетные сопротивления основного металла и соединений при расчете конструкций

Таблица 42

Коэффициенты a, b и c к формулам (71) и (72)

Класс стали	Группа соединения (см. приложение 8)	Коэффициенты						
		a	b	c при количестве циклов нагружения в миллионах				
				0,5	1,0	2,0	3,0	≥5,0
С38/23	1	1,20	0,60	1,2	1,1	1,0	0,95	0,9
	2	1,30	0,70					
	3	1,55	0,95	1,3				
	4	1,85	1,25					
	5	2,10	1,50					
	6	2,75	2,15	1,4	1,2			0,85
	7	3,50	2,90					
	8	4,80	4,20					
С44/29 С46/33	1	1,25	0,65	1,2	1,1	1,0	0,95	0,9
	2	1,45	0,85					
	3	1,80	1,20	1,4	1,2			
	4	2,40	1,80					
	5	2,75	2,15					
	6	3,80	3,20	1,6	1,3			0,85
	7	4,80	4,20					
	8	6,00	5,40					

на выносливость понижаются умножением на коэффициент γ, определяемый по формулам (71) и (72) и принимаемый не более единицы:

в случаях, когда наибольшее по абсолютной величине напряжение является растягивающим,

$$\gamma = \frac{c}{a - b\rho}; \qquad (71)$$

в случаях, когда наибольшее по абсолютной величине напряжение является сжимающим,

$$\gamma = \frac{c}{b - a\rho}, \qquad (72)$$

где $\rho = \frac{\sigma_{мин}}{\sigma_{макс}}$;

$\sigma_{мин}$ и $\sigma_{макс}$ — соответственно наименьшее и наибольшее по абсолютной величине напряжения в рассчитываемом элементе, вычисленные (каждое со своим знаком) от нормативной нагрузки без учета коэффициента динамичности, коэффициентов φ, $\varphi^{вн}$ и $\varphi_б$;

a, b и c — коэффициенты, принимаемые по табл. 42 в зависимости от группы элемента или соединения конструкций (см. приложение 8) и от количества циклов нагружения конструкции за время ее эксплуатации.

Примечание. Количество циклов нагружения устанавливается на основе технологических требований эксплуатации. Для подкрановых балок, при отсутствии необходимых данных, количество циклов нагружения принимается равным 2 миллионам.

9. РАСЧЕТ СОЕДИНЕНИЙ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

СТЫКИ И ПРИКРЕПЛЕНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ

Сварные соединения

9.1. В сварных соединениях при действии на них продольной силы (в стыках или прикреплениях элементов) распределение напряжений по длине шва принимается равномерным.

9.2. Расчет сварных соединений встык на сжатие и растяжение производится по формуле

$$\frac{N}{l_ш \delta} \leqslant R^{св}, \qquad (73)$$

где N — расчетная продольная сила, действующая на соединение;

$l_ш$ — расчетная длина шва, равная его полной длине в случае вывода концов шва за пределы стыка; в ином случае расчетная длина принимается меньше полной длины на 10 мм;

δ — наименьшая толщина соединяемых элементов;

$R^{св}$ — расчетное сопротивление сварного стыкового соединения сжатию или растяжению, принимаемое по табл. 5.

9.3. Сварные угловые швы, воспринимающие продольные и поперечные силы, рассчитываются на срез по формуле

$$\frac{N}{(\beta h_ш) l_ш} \leqslant R^{св}_y, \qquad (74)$$

где $h_ш$ — толщина углового шва, принимаемая равной катету вписанного равнобедренного треугольника (рис. 19);

β — коэффициент, принимаемый в зависимости от вида сварки, которая должна быть оговорена в проекте; для однопроходной автоматической сварки $\beta=1$; для двух- и трехпроходной автоматической сварки $\beta=0{,}9$; для однопроходной полуавтоматической сварки $\beta=0{,}85$; для двух- и трехпроходной полуавтоматической сварки $\beta=0{,}8$;

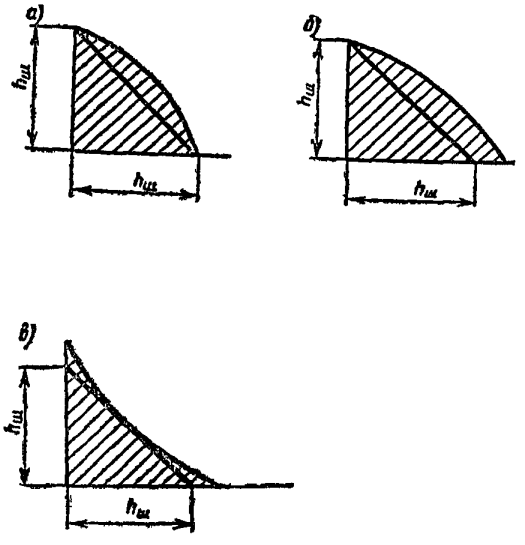


Рис. 19. Схемы сечений сварных угловых швов

а — выпуклый шов с равными катетами; *б* — то же, с неравными катетами; *в* — вогнутый шов

для ручной сварки, а также для многопроходной (более трех) автоматической и полуавтоматической сварки $\beta=0{,}7$;

$l_ш$ — расчетная длина шва, равная его полной длине за вычетом 10 мм;

$R_y^{св}$ — расчетное сопротивление углового шва, принимаемое по табл. 5.

Сварные соединения внахлестку двумя лобовыми швами, выполненные в соответствии с указаниями п. 2.7, считаются равнопрочными основному металлу и не требуют проверки расчетом при условии, что лобовые швы наложены по всей толщине свариваемых элементов и концы их выведены за пределы соединения.

9.4. Сварные соединения, работающие на изгиб, рассчитываются по формулам, установленным для целого сечения, с расчетными сопротивлениями, принимаемыми согласно табл. 5.

9.5. Сварные соединения встык, при одновременном действии нормальных и срезывающих напряжений, проверяются по формуле

$$\sqrt{\sigma_{св.x}^2+\sigma_{св.y}^2-\sigma_{св.x}\sigma_{св.y}+3\tau_{св.xy}^2}\leqslant 1{,}15\,R_p^{св}, \quad (75)$$

где $\sigma_{св.x}$ и $\sigma_{св.y}$ — нормальные напряжения в сварном соединении по двум взаимно перпендикулярным направлениям;

$\tau_{св.xy}$ — напряжение в сварном соединении от среза;

$R_p^{св}$ — расчетное сопротивление сварного соединения встык растяжению, принимаемое по табл. 5.

9.6. Угловые швы при одновременном действии в одном и том же сечении шва срезывающих напряжений в двух направлениях рассчитываются на равнодействующую этих напряжений.

Угловые швы, прикрепляющие элемент, на который действует одновременно растягивающее усилие и изгибающий момент, рассчитываются по формуле (22), в которой значения $F_{нт}$, $J_{x.нт}$, $J_{y.нт}$ и R принимаются соответственно:

$F_{нт}=F_ш$ — расчетная площадь швов, определяемая с учетом возможного разрушения по наименьшему сечению, умножением площади поперечного сечения на коэффициент β (см. п. 9.3);

$J_{x.нт}$ и $J_{y.нт}$ — расчетные моменты инерции швов с учетом уменьшения их площади поперечного сечения;

$R=R_y^{св}$ — расчетное сопротивление углового шва, принимаемое по табл. 5.

ЗАКЛЕПОЧНЫЕ И БОЛТОВЫЕ СОЕДИНЕНИЯ

9.7. В заклепочных и болтовых соединениях при действии на соединение продольной силы N (в стыках или прикреплениях элементов) распределение этой силы между заклепками или болтами принимается равномерным.

9.8. Заклепочные или болтовые соединения, воспринимающие продольные силы N, рассчитываются по формулам:

на срез заклепок и болтов

$$\frac{N}{n n_{ср}\frac{\pi d^2}{4}}\leqslant R_{ср}; \quad (76)$$

на смятие

$$\frac{N}{nd\Sigma\delta}\leqslant R_{см}; \quad (77)$$

на растяжение (отрыв головок) заклепок

$$\frac{N}{n\frac{\pi d^2}{4}}\leqslant R_p^{закл}; \quad (78)$$

на растяжение болтов

$$\frac{N}{nF_{нт}}\leqslant R_p^{б}. \quad (79)$$

Обозначения, принятые в формулах (76)—(79):

N — расчетная продольная сила, действующая на соединение;

n — число заклепок или болтов в соединении;

$n_{ср}$ — число рабочих срезов одной заклепки или болта;

d — диаметр отверстия для заклепки или наружный диаметр стержня болта;

$\Sigma\delta$ — наименьшая суммарная толщина элементов, сминаемых в одном направлении;

$R_{ср}$ — расчетное сопротивление срезу заклепок (болтов), определяемое по табл. 6 и 7;

$R_{см}$ — расчетное сопротивление смятию заклепочных (болтовых) соединений, определяемое по табл. 6 и 7;

$R_р^{закл}$ — расчетное сопротивление растяжению (отрыву головок) заклепок, определяемое по табл. 6;

$R_р^б$ — расчетное сопротивление растяжению болтов, определяемое по табл. 7;

$F_{нт}$ — площадь сечения болта нетто, определяемая по формуле

$$F_{нт} = \frac{\pi}{16}(d_2 + d_3)^2,$$

где d_2 — номинальный средний диаметр резьбы;

$$d_3 = d_1 - \frac{H}{6};$$

d_1 — номинальный внутренний диаметр резьбы;

H — теоретическая высота резьбы.

Величины d_1, d_2 и H принимаются по ГОСТ 9150—59* «Резьба метрическая для диаметров от 1 до 600 *мм*. Основные размеры».

Примечания: 1. Для болтов диаметром от 16 до 27 мм площадь сечения нетто по ГОСТ 9150—59* соответственно принимается

Диаметр болта (мм)	16	18	20	22	24	27
Площадь нетто (см²)	1,60	1,97	2,49	3,08	3,59	4,67

2. Заклепки и болты, работающие одновременно на срез и растяжение, проверяются отдельно на срез и растяжение.

9.9. В креплениях одного элемента к другому через прокладки или иные промежуточные элементы, а также в креплениях с односторонней накладкой число заклепок (болтов) должно быть увеличено против расчета на 10%.

При креплениях выступающих полок уголков или швеллеров с помощью коротышей число заклепок (болтов), прикрепляющих одну из полок коротыша, должно быть увеличено против расчетного на 50%.

СОЕДИНЕНИЯ НА ВЫСОКОПРОЧНЫХ БОЛТАХ

9.10. Соединения на высокопрочных болтах рассчитываются в предположении передачи действующих в стыках и прикреплениях усилий через трение, возникающее по соприкасающимся плоскостям соединяемых элементов от натяжения высокопрочных болтов. При этом распределение продольной силы между болтами принимается равномерным.

9.11. Расчетное усилие, которое может быть воспринято каждой поверхностью трения соединяемых элементов, стянутых одним высокопрочным болтом, определяется по формуле

$$N_б = Pfm, \qquad (80)$$

где f — коэффициент трения, принимаемый по табл. 43;

m — коэффициент условий работы болтового соединения, принимаемый равным 0,9;

P — осевое усилие натяжения болта.

Таблица 43

Коэффициенты трения f в формуле (80).

Способ предварительной обработки (очистки) соединяемых поверхностей	Коэффициенты трения f для соединяемых элементов конструкций из стали класса		
	С38/23	С44/29; С46/33; С52/40	С60/45; С70/60; С85/75
1. Пневматическая обработка кварцевым песком с содержанием SiO_2 не ниже 94% или металлическим порошком	0,45	0,55	0,55
2. Химическая обработка растворами кислот, травильными пастами	0,45	0,50	0,50
3. Огневая обработка многопламенными горелками (на ацетилене)	0,40	0,45	0,45
4. Стальными ручными или механическими щетками	0,35	0,35	0,40
5. Без обработки . . .	0,25	0,25	0,35

Осевое усилие натяжения высокопрочных болтов P принимается в зависимости от механических свойств болтов после их термической обработки равным 65% разрушающей нагрузки при разрыве болта и определяется по формуле

$$P = 0{,}65\,\sigma_в F_{нт}, \qquad (81)$$

где $\sigma_в$ — временное сопротивление разрыву стали высокопрочных болтов после термической обработки в готовом изделии (болте), определяемое по п. 2.11;

$F_{нт}$ — площадь сечения болта нетто, определяемая по п. 9.8.

СОЕДИНЕНИЯ С ФРЕЗЕРОВАННЫМИ ТОРЦАМИ

9.12. В соединениях элементов с фрезерованными торцами (в стыках и базах колонн и т. п.) сжимающая сила считается полностью передающейся через торцы.

Во внецентренно сжатых элементах сварные швы, заклепки или болты указанных соединений проверяются на наибольшее растягивающее усилие от действия изгибающего момента, соответствующего минимальной продольной силе.

ПОЯСНЫЕ СОЕДИНЕНИЯ В СОСТАВНЫХ БАЛКАХ

9.13. Сварные швы и заклепки, соединяющие стенки и пояса составных двутавровых балок, рассчитываются по формулам табл. 44.

Примечания: 1. При неподвижной сосредоточенной нагрузке, приложенной к верхнему поясу, предусматривается, что в местах приложения грузов имеются ребра жесткости, приваренные или плотно пригнанные к верхнему поясу. При отсутствии указанных ребер рас-

Таблица 44

Формулы для расчета поясных соединений в составных балках

Характер нагрузки	Соединения	Расчетные формулы
Неподвижная нагрузка (распределенная и сосредоточенная)	Угловые швы	$\frac{QS_{п}}{2(\beta h_{ш})J_{бр}} \leqslant R_{у}^{св}$ (82)
	Заклепки	$a\frac{QS_{п}}{J_{бр}} \leqslant N^{закл}$ (83)
Подвижная сосредоточенная нагрузка	Угловые швы	$\frac{1}{2(\beta h_{ш})}\sqrt{\left(\frac{QS_{п}}{J_{бр}}\right)^2+\left(\frac{n_1 P}{z}\right)^2} \leqslant R_{у}^{св}$ (84)
	Заклепки	$a\sqrt{\left(\frac{QS_{п}}{J_{бр}}\right)^2+\left(\frac{\alpha n_1 P}{z}\right)^2} \leqslant N^{закл}$ (85)

Обозначения, принятые в табл. 44:

Q — наибольшая поперечная сила в рассматриваемом сечении;

$S_{п}$ — статический момент брутто пояса балки относительно нейтральной оси;

$h_{ш}$ — толщина углового шва;

β — коэффициент, принимаемый по п. 9.3;

a — шаг поясных заклепок;

$N^{закл}$ — меньшее из двух значений расчетного усилия на одну заклепку, принимаемое равным:

при расчете на срез $N^{закл} = n_{ср}\frac{\pi d^2}{4}R_{ср}^{закл}$;

при расчете на смятие $N^{закл} = d\Sigma\delta R_{см}^{закл}$;

$R_{у}^{св}$, $R_{ср}^{закл}$, $R_{см}^{закл}$ — соответственно расчетные сопротивления угловых швов срезу и заклепочных соединений срезу и смятию, принимаемые по табл. 5 и 6;

P — величина расчетного сосредоточенного груза (для подкрановых балок — расчетная величина давления колеса крана, принимаемая без коэффициента динамичности);

n_1 — коэффициент, принимаемый согласно указаниям п. 4.13;

z — условная длина распределения давления сосредоточенного груза, принимаемая согласно указаниям п. 4.13;

α — коэффициент, принимаемый:

при нагрузке по верхнему поясу клепаной балки, в которой стенка пристрогана к верхнему поясу, — $\alpha = 0{,}4$; то же, но при отсутствии пристрожки стенки, а также при нагрузке по нижнему поясу — $\alpha = 1$.

чет прикрепления верхнего пояса ведется, как для подвижной сосредоточенной нагрузки.

2. При приложении неподвижной сосредоточенной нагрузки к нижнему поясу балки сварные швы и заклепки, прикрепляющие этот пояс к стенке, рассчитываются по формулам (84) и (85) независимо от наличия ребер жесткости в местах приложения грузов.

3. Сварные поясные швы, выполненные с проваром на всю толщину стенки, считаются равнопрочными со стенкой.

9.14. В клепаных балках с многолистовыми поясными пакетами каждый из листов должен быть прикреплен за местом своего теоретического обрыва из расчета на половину усилия, которое может быть воспринято сечением листа. Каждый лист на участке между действительным местом его обрыва и местом обрыва предыдущего листа должен быть прикреплен из расчета на полное усилие, которое может быть воспринято сечением листа.

10. УКАЗАНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ И ИХ ЭЛЕМЕНТОВ

ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ

10.1. При проектировании стальных конструкций надлежит:

а) предусматривать связи, обеспечивающие в процессе монтажа и эксплуатации устойчивость и пространственную неизменяемость сооружения в целом и его элементов, назначая их в зависимости от основных параметров сооружения и режима его эксплуатации (конструктивная схема, пролеты, типы кранов и режим их работы, температурные воздействия и т. п.);

б) учитывать производственные возможности и мощность кранового оборудования предприятий — изготовителей металлоконструкций, а также подъемно-транспортное и другое оборудование монтажных организаций;

в) компоновать конструкции из наименьшего количества марок стали, профилей проката и деталей;

г) использовать металл с наименьшими отходами и потерями;

д) производить разбивку конструкций на отправочные элементы с учетом габаритов транспортных средств, рационального и экономичного транспортирования конструкций на строительство и выполнения максимального объема работ на предприятии-изготовителе;

е) предусматривать возможность укрупнения отправочных элементов конструкций на строительной площадке для монтажа крупными блоками;

ж) использовать возможность фрезерования торцов для мощных сжатых и внецентренно-сжатых элементов (при отсутствии значительных краевых растягивающих напряжений) при наличии соответствующего оборудования на предприятии-изготовителе;

з) предусматривать монтажные крепления элементов, обеспечивающие возможность легкой сборки и удобного выполнения соединений элементов на монтаже (устройство монтажных столиков и т. п.), а также быстроту выверки конструкций;

и) назначать монтажные соединения элементов преимущественно болтовыми;

к) в болтовых монтажных соединениях преимущественно применять болты грубой и нормальной точности; при этом в соединениях, воспринимающих значительные вертикальные усилия (крепления ферм, ригелей, рам и т. п.), рекомендуется передавать эти усилия на столики, устраняющие работу болтов на срез; при наличии в соединениях изгибающих моментов следует использовать работу болтов грубой и нормальной точности на растяжение.

10.2. При проектировании стальных сварных конструкций необходимо стремиться к уменьшению возможного вредного влияния остаточных деформаций и напряжений, в том числе и сварочных, а также к снижению концентрации напряжений, предусматривая соответствующие конструктивные решения (с наиболее равномерными эпюрами рабочих напряжений в элементах и деталях, без входящих углов, резких перепадов сечения и других концентратов напряжений), а также технологические мероприятия (порядок сборки и сварки, предварительный выгиб, механическая обработка соответствующих зон путем строжки, фрезерования, зачистки абразивным кругом и др.).

10.3. При проектировании сварных соединений стальных конструкций необходимо принимать меры против возможного хрупкого разрушения этих конструкций в процессе их монтажа и эксплуатации в результате неблагоприятного сочетания следующих факторов:

а) высоких местных напряжений, вызванных воздействием сосредоточенных нагрузок

или деформаций деталей соединений, а также остаточных напряжений;

б) резких геометрических концентраторов напряжений, являющихся следствием неудачной конструкции сварного соединения и т. п., в особенности расположенных на участках с высокими местными напряжениями и ориентированных поперек направления действующих растягивающих напряжений;

в) пониженной температуры, при которой данный вид стали в зависимости от ее химического состава, структуры и толщины проката переходит в хрупкое состояние.

При выборе типа конструкций следует учитывать, что конструкции со сплошной стенкой обладают меньшим количеством концентраторов напряжений и менее чувствительны к эксцентрицитетам по сравнению с решетчатыми конструкциями.

10.4. Конструкции, которые могут подвергнуться воздействию расплавленного металла (в виде брызг при разливке металла, при прорыве металла из печей или ковшей в случае повреждения стопоров и т. п.), защищаются облицовкой или ограждающими стенками из огнеупорного кирпича или жароупорного бетона, защищенными от механических повреждений.

Конструкции, подвергающиеся длительному воздействию лучистой или конвекционной теплоты или кратковременному воздействию огня во время аварий тепловых агрегатов, должны защищаться подвесными металлическими экранами или футеровкой из кирпича или жароупорного бетона.

10.5. Стальные конструкции, подвергающиеся воздействию агрессивной среды, должны быть предохранены от коррозии в соответствии с требованиями главы СНиП по проектированию антикоррозионной защиты строительных конструкций. Следует, как правило, применять сечения, легко доступные очистке и окраске или нанесению других защитных покрытий, а также сечения с наименьшим отношением периметра к площади.

10.6. Прогибы изгибаемых элементов не должны превышать величин, приведенных в табл. 45.

При определении прогиба конструкции, изготавливаемой со строительным подъемом, прогиб от постоянной нагрузки и половины временной не учитывается, если он не превышает величины строительного подъема; при прогибе, превышающем строительный подъем, учитывается только разность между величиной прогиба и строительного подъема.

Таблица 45

Предельные прогибы изгибаемых элементов

Элементы конструкций	Предельные прогибы в долях пролета
1. Подкрановые балки и фермы:	
а) при ручных кранах	1/500
б) при электрических кранах грузоподъемностью ≤50 т . . .	1/600
в) то же, грузоподъемностью >50 т	1/750
2. Пути кран-балок	1/500
3. Монорельсовые пути	1/400
4. Балки рабочих площадок производственных зданий:	
а) при отсутствии рельсовых путей:	
главные балки	1/400
прочие »	1/250
б) при наличии узкоколейных путей	1/400
в) то же, ширококолейных путей	1/600
5. Балки междуэтажных перекрытий:	
а) главные балки	1/400
б) прочие »	1/250
6. Балки покрытий и чердачных перекрытий:	
а) главные балки и фермы . . .	1/250
б) прогоны	1/200
7. Элементы фахверка:	
а) стойки, ригели	1/300
б) прогоны остекления (в вертикальной и горизонтальной плоскостях)	1/200

Примечания: 1. Прогибы определяются от нормативной нагрузки без учета ослабления сечений отверстиями для заклепок или болтов, а также без учета коэффициента динамичности.

2. При наличии штукатурки прогиб балок перекрытий только от временной нагрузки не должен быть более 1/350 пролета.

10.7. Горизонтальные деформации (смещения) колонн на уровне верхнего пояса подкрановых балок не должны превышать величин, приведенных в табл. 46.

Прогибы тормозных конструкций (балок или ферм) под краны «особого» режима работы не должны превышать 1/2000 их пролета.

Смещение колонн в поперечном и продольном направлениях, а также прогиб тормозных конструкций определяются от сил торможения, вычисленных в соответствии с указаниями главы СНиП по нагрузкам и воздействиям от одного крана наибольшей грузоподъемности из числа установленных в здании или на эстакаде. Сила поперечного торможения распределяется между двумя противостоящими

Таблица 46

Предельные смещения колонн от воздействия кранов

Деформации	Предельные смещения в долях высоты колонны h	
	в открытых подкрановых эстакадах	в зданиях и сооружениях с кранами «особого» режима работы
1. Смещения в поперечном направлении:		
а) при плоской расчетной схеме . .	1/4000	1/2500
б) при пространственной расчетной схеме	—	1/4000
2. Смещение в продольном направлении . .	1/4000	1/4000

Обозначение, принятое в табл. 46:
h — высота колонны от низа базы до головки рельса подкрановой балки.

Таблица 47

Предельные размеры температурных отсеков одноэтажных зданий и сооружений

Категории зданий или сооружений	Предельные размеры в м					
	Расстояние от торца отсека до оси ближайшей вертикальной связи		Длина отсека (вдоль здания)		Ширина отсека	
	При расчетных зимних температурах наружного воздуха					
	выше —40° С	ниже —40° С до —65° С включительно	выше —40° С	ниже —40° С до —65° С включительно	выше —40° С	ниже —40° С до —65° С включительно
1. Отапливаемые здания	90	60	230	160	150	110
2. Неотапливаемые здания и горячие цеха	75	50	200	140	120	90
3. Открытые эстакады	50	40	130	100	—	—

Примечание. При наличии в пределах температурного отсека 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 в районах с расчетной температурой ниже —40° С, принимаются меньшие из указанных расстояний.

колоннами пропорционально их жесткостям; при этом на менее жесткую колонну передается не менее 30% полной силы торможения.

Сила продольного торможения распределяется между всеми вертикальными связями, установленными в пределах температурного отсека; при отсутствии вертикальных связей сила торможения передается на все колонны, расположенные в пределах температурного отсека.

10.8. Поперечные смещения опор транспортерных галерей не должны превышать $1/250H$, где H — высота опор.

10.9. Климатические температурные воздействия на стальные конструкции одноэтажных зданий и сооружений разрешается не учитывать при соблюдении предельных размеров их температурных отсеков, указанных в табл. 47, если жесткость каркаса не увеличена стенами или другими конструкциями. При превышении указанных в табл. 47 размеров конструкции надлежит рассчитывать на температурные воздействия.

БАЛКИ

10.10. Применять пакеты листов для поясов сварных двутавровых балок не рекомендуется.

Для поясов клепаных двутавровых балок допускается применять пакеты, состоящие не более чем из трех листов; при этом площадь поясных уголков надлежит принимать равной не менее 30% всей площади пояса.

Свободные кромки растянутых поясов подкрановых балок и балок рабочих площадок, непосредственно воспринимающих нагрузку от подвижных составов, должны быть прокатными, строганными или обрезанными машинной газовой резкой (при условии обеспечения ровных кромок без подрезов).

10.11. Поясные швы сварных балок, а также швы, присоединяющие к основному сечению балки вспомогательные элементы (например, ребра жесткости), должны выполняться непрерывными.

Верхние поясные швы в подкрановых балках и балках рабочих площадок, непосредственно воспринимающих нагрузки от подвижного состава, должны выполняться с проваром на всю толщину стенки.

10.12. В сварных балках заводские стыки поясных листов и стенок надлежит выполнять встык без накладок с применением двусторонней сварки.

Одностороннюю сварку допускается применять только при условии подварки корня шва.

Поверхности стыковых швов поясных листов рекомендуется зачищать заподлицо с основным металлом.

Концы швов встык надлежит выводить за пределы стыка (на подкладки).

Количество стыков в растянутых элементах должно быть ограничено.

10.13. При расчете подкрановых балок под краны «особого» режима работы, тормозных конструкций и их креплений надлежит учитывать воздействие горизонтальных боковых сил, вызываемых движением крановых мостов.

Размеры ребер жесткости подкрановых балок должны удовлетворять требованиям п. 6.8, при этом ширина выступающей части парного ребра должна быть не менее 100 мм. Швы креплений ребер к верхнему поясу должны быть рассчитаны с учетом кручения этого пояса.

ФЕРМЫ

10.14. Оси стержней ферм должны быть центрированы во всех узлах. Центрирование стержней следует производить в сварных фермах по центрам тяжести сечений (с округлением до 5 мм), а в клепаных — по рискам уголков.

10.15. Внецентренное приложение нагрузок и внецентренная передача усилий, как правило, не допускаются. При наличии эксцентриситетов элементы ферм надлежит рассчитывать с учетом дополнительных моментов.

Допускается не учитывать смещение осей поясов ферм при изменении сечений, если оно не превышает 1,5% высоты пояса в тяжелых фермах и 5% — в легких фермах.

10.16. При пролетах ферм покрытий свыше 36 м рекомендуется предусматривать строительный подъем, равный прогибу от постоянной нагрузки и половины временной нагрузки. При плоских кровлях строительный подъем следует предусматривать независимо от величины пролета, принимая величину подъема равной прогибу от суммарной нормативной нагрузки плюс 1/200 пролета.

10.17. При расчете ферм с элементами из двух уголков или сварного тавра соединения элементов в узлах ферм допускается принимать шарнирными. При двутавровых и Н-образных сечениях элементов расчет ферм по шарнирной схеме допускается, когда отношение высоты сечения к длине элементов не превышает: 1/10 — для конструкций, эксплуатируемых при расчетной температуре минус 40° С и выше; 1/15 — при расчетной температуре ниже минус 40° С.

При превышении этих отношений надлежит учитывать дополнительные изгибающие моменты в элементах от жесткости узлов. Учет жесткости узлов в фермах разрешается производить приближенными методами, осевые усилия допускается определять по шарнирной схеме.

Расстояние между краями элементов решетки и пояса в узлах ферм с фасонками следует принимать 40—50 мм.

10.18. Между торцами стыкуемых элементов поясов ферм, перекрываемых накладками, следует оставлять зазор не менее 50 мм.

Стыки поясов ферм, эксплуатируемых или монтируемых при расчетной температуре ниже минус 40° С, следует располагать вне узлов, при этом наименьшее расстояние между ближайшими краями стыковой накладки и узловой фасонки должно быть не менее удвоенной высоты сечения пояса и не менее 200 мм.

КОЛОННЫ

10.19. Стенки сплошных колонн при $\frac{h_0}{\delta} \geqslant \geqslant \frac{100}{\sqrt{R}}$ (где R в т/см²) следует укреплять парными поперечными ребрами жесткости, расположенными на расстоянии $2{,}5h_0$—$3h_0$ одно от другого; на каждом отправочном элементе должно быть не менее двух ребер.

Ширина выступающей части поперечного ребра жесткости должна быть не менее $\frac{h_0}{30} +$ +40 мм; толщина ребра из стали классов С38/23—С46/33 не менее $b_р/15$, из стали классов С52/40—С85/75 — не менее $b_р/12$.

Примечание. Отступление от требований п. 10.19 может быть допущено для стандартных сварных двутавров специализированного производства при условии обеспечения неизменяемости формы сечения.

10.20. Составные колонны следует укреплять диафрагмами, соединяющими ветви этих колонн. Диафрагмы следует располагать не более чем через 4 м по высоте колонны; при этом в отправочном элементе должно быть не менее двух диафрагм.

10.21. Заводские стыки колонн следует выполнять сварными, прямыми встык с полным проваром.

СВЯЗИ

10.22. Нижние пояса подкрановых балок и ферм должны быть укреплены в горизонтальной плоскости так, чтобы их свободная длина не превышала 12 м.

При установке вертикальных связей необходимо учитывать пространственную работу подкрановых балок.

10.23. Вертикальные связи между основными колоннами ниже подкрановых балок при двухветвевых колоннах надлежит располагать в плоскости каждой из ветвей колонны.

В крайних колоннах зданий допускается установка указанных связей только в плоскости подкрановой ветви колонны; при этом должна быть обеспечена развязка наружной (шатровой) ветви на уровне тормозной конструкции.

10.24. При проектировании покрытий зданий и сооружений, возводимых или эксплуатируемых при расчетных температурах ниже минус 40° С, следует, как правило, предусматривать (дополнительно к обычно применяемым связям) вертикальные связи посередине каждого пролета вдоль всего здания.

10.25. Горизонтальные связи по верхним и нижним поясам разрезных ферм пролетных строений транспортерных галерей следует проектировать раздельно для каждого пролета.

ЛИСТОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ (ОБОЛОЧКИ ВРАЩЕНИЯ)

10.26. Элементы поперечной жесткости оболочек следует проектировать замкнутой формы.

10.27. Передачу сосредоточенных воздействий на листовые конструкции следует, как правило, предусматривать через элементы жесткости.

10.28. В местах сопряжений оболочек различной формы рекомендуется применять плавные переходы в целях уменьшения местных напряжений.

10.29. Выполнение всех стыковых швов следует предусматривать либо двухсторонней сваркой, либо односторонней сваркой с подваркой корня или на подкладках.

В проекте надлежит указывать на необходимость обеспечения плотности соединений конструкций, в которых эта плотность требуется.

10.30. В листовых конструкциях рекомендуется применять сварные соединения встык. Соединения листов толщиной 5 мм и менее, а также монтажные соединения разрешается осуществлять внахлестку.

10.31. При проектировании листовых конструкций необходимо предусматривать индустриальные методы их изготовления и монтажа путем применения:

а) листов и лент больших размеров;

б) способа рулонирования, изготовления заготовок в виде скорлуп и др.;

в) раскроя, обеспечивающего наименьшее количество отходов;

г) автоматической сварки с минимальным количеством сварных швов, выполняемых на монтаже.

СВАРНЫЕ СОЕДИНЕНИЯ

10.32. В конструкциях со сварными соединениями следует

а) предусматривать применение высокопроизводительных механизированных способов сварки;

б) предусматривать такое расположение сварных швов, при котором максимально сокращалась бы необходимость кантовки конструкций при их изготовлении;

в) обеспечивать свободный доступ к местам наложения швов с учетом выбранного способа и технологии сварки,

г) назначать толщины, взаимное расположение швов и выбирать такой способ сварки, чтобы в конструкциях возникали возможно меньшие собственные напряжения и деформации от сварки;

д) избегать сосредоточения большого количества швов в одном месте;

е) принимать минимально необходимое количество и минимальные размеры сварных швов.

10.33. Разделка кромок под сварку должна назначаться с учетом способа сварки, толщины свариваемых элементов, положения их в пространстве и технологии сварки. Разделку кромок под сварку следует принимать по ГОСТ 8713—70 «Швы сварных соединений. Автоматическая и полуавтоматическая сварка под флюсом. Основные типы и конструктивные элементы»; ГОСТ 11533—65 «Швы сварных соединений. Автоматическая и полуавтоматическая сварка под флюсом. Основные типы и конструктивные элементы (под острым и тупым углами)»; ГОСТ 14771—69 «Швы сварных соединений. Электродуговая сварка в защитных газах. Основные типы и конструктив-

ные элементы»; ГОСТ 5264—69 «Швы сварных соединений. Ручная электродуговая сварка. Основные типы и конструктивные элементы»; ГОСТ 11534—65 «Швы сварных соединений. Ручная электродуговая сварка. Основные типы и конструктивные элементы (под острым и тупым углами)».

10.34. Размеры и форма сварных угловых швов должны удовлетворять следующим требованиям:

а) толщина угловых швов $h_ш$ должна быть не менее 4 мм (за исключением швов в деталях толщиной менее 4 мм) и не более $1{,}2\delta$, где δ — наименьшая толщина соединяемых элементов;

б) в зависимости от толщины свариваемых элементов толщины угловых однопроходных швов $h_ш$ следует принимать не менее указанных в табл. 48 величин (с учетом п. 10.34, а);

Таблица 48

Минимальные толщины $h_ш$ угловых швов

Толщина более толстого из свариваемых элементов в мм	Минимальная толщина $h_ш$ в мм, в конструкциях из стали классов	
	С38/23, С44/29	С46/33—С85/75
7—10	4	6
11—22	6	8
23—32	8	10
33—50	10	12
51 и более	12	—

Примечание. В конструкциях из стали класса С38/23 и С44/29, возводимых в районах с расчетными зимними температурами ниже —40° С, минимальные толщины швов следует принимать такими же, как для стали класса С46/33—С85/75.

в) расчетная длина углового (флангового и лобового) шва должна быть не менее $4h_ш$ и не менее 40 мм;

г) наибольшая расчетная длина флангового шва должна быть не более $60h_ш$, за исключением швов сопряжений, в которых усилие, воспринимаемое фланговым швом, возникает на всем его протяжении (в последнем случае длина флангового шва не ограничивается);

д) величина напуска в соединениях внахлестку должна быть не менее 5 толщин наиболее тонкого из свариваемых элементов;

е) в конструкциях, воспринимающих динамические и вибрационные нагрузки, а также в конструкциях, возводимых в районах с расчетными зимними температурами ниже минус 40° С, и в конструкциях из сталей классов С60/45 — С85/75 угловые швы должны выполняться с плавным переходом к основному металлу; фланговые швы, воспринимающие продольные силы, допускается выполнять с плоской поверхностью;

ж) соотношения размеров катетов угловых швов следует принимать для швов:

фланговых — 1 : 1;

лобовых — 1 : 1 в конструкциях из сталей классов С38/23—С52/40, воспринимающих статические нагрузки;

то же — 1 : 1,5 в конструкциях, воспринимающих динамические и вибрационные нагрузки, а также в конструкциях, возводимых в районах с расчетными зимними температурами ниже минус 40° С, и в конструкциях из сталей классов С60/45—С85/75.

10.35. Конструктивные формы сварных соединений в конструкциях из сталей классов С60/45 — С85/75, в конструкциях, возводимых в районах с расчетными зимними температурами ниже минус 40° С, и в конструкциях, воспринимающих динамические и вибрационные нагрузки, должны обеспечивать наиболее равномерную эпюру напряжений в элементах и деталях, а также наименьшие реактивные напряжения от сварки. С этой целью необходимо избегать резких геометрических концентраторов напряжений (входящих углов, перепадов сечений и т. д.), особенно расположенных на участках с высокими местными или остаточными напряжениями. Применение пакетов листов в таких конструкциях не рекомендуется; следует предусматривать полную обварку ребер жесткости и выведение концов угловых швов на малонагруженные элементы.

Устройство стыков с неполным перекрытием сечения (например, стык поясов при отсутствии стыка стенки) не допускается.

10.36. В сварных стыковых соединениях листов разного сечения в целях обеспечения плавности перехода сечения от меньшей толщины (ширины) к большей следует предусматривать скосы у более толстого (широкого) листа с одной или двух его сторон с уклоном не более 1 : 5.

Стыкование листов разной толщины без устройства скосов разрешается при условии, если разница в толщинах листов не превышает 4 мм, а величина уступа в месте стыка не превышает 1/8 толщины более тонкого листа (для конструкций из сталей классов С60/45—С85/75 указанные величины должны составлять соответственно 2,5 мм и 1/12; при этом необходима механическая обработка ступеньки перед подваркой корня шва).

10.37. В конструкциях из стали классов С60/45—С85/75, возводимых в районах с расчетными зимними температурами ниже минус 40° С, сварные стыки следует, как правило, осуществлять прямыми встык с двухсторонней сваркой и полным проваром.

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

Примечание. Стыковые швы должны выполняться с применением выводных планок.

10.38. Применение комбинированных соединений, в которых часть усилий воспринимается сварными швами, а часть заклепками, запрещается.

10.39. Применение прерывистых швов, электрозаклепок, выполняемых ручной сваркой с предварительным сверлением отверстий, а также заварка монтажных отверстий запрещается в конструкциях всех групп, кроме конструкций VI группы (см. приложение 1).

ЗАКЛЕПОЧНЫЕ И БОЛТОВЫЕ СОЕДИНЕНИЯ

10.40. В рабочих элементах конструкций число заклепок, прикрепляющих элемент в узле или расположенных по одну сторону стыка, должно быть не менее двух.

Примечание. Элементы опор линий электропередач, а также элементы соединительных решеток составных стержней допускается крепить на одной заклепке.

10.41. Толщина склепываемого пакета, как правило, не должна превосходить 5 диаметров заклепки.

При применении заклепок с повышенными головками и коническими стержнями толщина пакета может доходить до 7 диаметров заклепки; при этом клепка должна производиться в соответствии с требованиями главы СНиП по изготовлению и монтажу.

10.42. Размещение заклепок и болтов (в том числе высокопрочных) должно производиться в соответствии с табл. 49.

Соединительные заклепки и болты должны размещаться, как правило, на максимальных расстояниях; в стыках и узлах рекомендуется размещать заклепки и болты на минимальных расстояниях.

При размещении заклепок или болтов в шахматном порядке расстояние между их центрами, в рядах вдоль усилия, следует принимать не менее $a+1{,}5d$, где a — расстояние между рядами поперек усилия; d — по табл. 49. При таком размещении сечение элемента $F_{нт}$ определяется с учетом ослабления его отверстиями, расположенными только в одном сечении поперек усилия (не по «зигзагу»).

Таблица 49

Размещение заклепок и болтов

Характеристика расстояния	Расстояния
1. Расстояния между центрами заклепок и болтов в любом направлении:	
а) минимальное	$3d$
б) максимальное в крайних рядах при отсутствии окаймляющих уголков при растяжении и сжатии	$8d$ или 12δ
в) максимальное в средних рядах, а также в крайних рядах при наличии окаймляющих уголков:	
при растяжении	$16d$ или 24δ
» сжатии	$12d$ или 18δ
2. Расстояния от центра заклепки или болта до края элемента:	
а) минимальное, вдоль усилия .	$2d$
б) то же, поперек усилия:	
при обрезных кромках . . .	$1{,}5d$
» прокатных » . . .	$1{,}2d$
в) максимальное	$4d$ или 8δ

Обозначения, принятые в табл. 49:
d — диаметр отверстия для заклепки или болта;
δ — толщина наиболее тонкого наружного элемента.

10.43. Монтажные крепления конструкций зданий и сооружений с кранами «особого» режима работы, а также конструкций под железнодорожные составы следует осуществлять на сварке, заклепках или высокопрочных болтах.

Болты грубой и нормальной точности в монтажных соединениях этих конструкций допускается применять:

а) 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;

б) для крепления связей по нижним поясам ферм при наличии жесткой кровли (например, из сборных железобетонных или армированных плит из ячеистых бетонов и т. п.);

в) для крепления стропильных и подстропильных ферм к колоннам и стропильных ферм к подстропильным, при условии передачи вертикального опорного давления через столик;

г) для крепления подкрановых балок друг к другу по длине, а также для крепления нижнего пояса их к колоннам, к которым не крепятся вертикальные связи;

д) для крепления балок рабочих площадок, не подвергающихся воздействию динамических нагрузок, при условии передачи вертикального опорного давления через столик;

е) для крепления второстепенных конструкций.

Во всех случаях применения в монтажных соединениях болтов грубой и нормальной точности (за исключением крепления второстепенных конструкций) должны быть предусмотрены меры, предотвращающие возможность развинчивания гаек.

ПРИЛОЖЕНИЕ 1

УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ СТАЛИ ДЛЯ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Таблица 50

Расчетная температура в °С	Класс стали	Марка стали	Толщина листового, сортового и фасонного проката в мм	ГОСТ или ТУ на поставку	Требования по ударной вязкости в кгс·м/см² не менее			
					при температуре в °С			после механического старения
					—20	—40	—70	
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Группа I. Сварные конструкции, работающие в особо тяжелых условиях и подвергающиеся непосредственному воздействию динамических или вибрационных нагрузок (балки рабочих площадок главных зданий мартеновских и конверторных цехов, элементы конструкций бункерных и разгрузочных эстакад, непосредственно воспринимающие нагрузку от подвижных составов; подкрановые балки; фасонки стропильных и подстропильных ферм и т. п.)								
$t \geqslant -40$	С38/23	В18Гпс5	От 5 до 9	ЧМТУ 1—47—67	4	—	—	4
			» 10 » 30	ЧМТУ 1—47—67	3	—	—	3
		ВСт3сп5	» 5 » 9	ГОСТ 380—71	4	—	—	4
			» 10 » 25	ГОСТ 380—71	3	—	—	3
		М16С	» 26 » 40	ГОСТ 6713—53	3,5	—	—	3,5
	С44/29	СтТсп	От 10 до 25	ГОСТ 14637—69	—	3	—	—
		09Г2С	» 21 » 60	ГОСТ 5058—65*	—	3,5	—	3
	С46/33	09Г2С	От 4 до 10	ГОСТ 5058—65*	—	4	—	3
			» 11 » 20	ГОСТ 5058—65*	—	3,5	—	3
		10Г2С1	» 4 » 10	ГОСТ 5058—65*	—	4	—	3
		10Г2С1Д	» 11 » 40	ГОСТ 5058—65*	—	3	—	3
		15ХСНД	» 5 » 10	ГОСТ 5058—65*	—	4	—	3
			» 11 » 32	ГОСТ 5058—65*	—	3	—	3
		14Г2**	» 4 » 10	ГОСТ 5058—65*	—	3,5	—	3
			» 11 » 32	ГОСТ 5058—65*	—	3	—	3
	С52/40	10Г2С1***	От 10 до 40	ГОСТ 5058—65*	—	5	—	3
		10ХСНД	» 4 » 10	ГОСТ 5058—65*	—	5	—	3
			» 11 » 15	ГОСТ 5058—65*	—	4	—	3
			» 16 » 40	ГОСТ 5058—65*	—	5	—	3

Продолжение табл. 50

1	2	3	4	5	6	7	8	9
$-40 > t \geqslant -65$	С44/29	09Г2С	От 21 до 60	ГОСТ 5058—65*	—	—	3	3
	С46/33	*09Г2С*	От 4 до 10 » 11 » 20	ГОСТ 5058—65* ГОСТ 5058—65*	— —	— —	3,5 3	3 3
	С52/40	10Г2С1*** 10ХСНД	От 10 до 40 » 11 » 40	ГОСТ 5058—65* ГОСТ 5058—65*	— —	— —	3 3	3 3
Группа II. Сварные конструкции, находящиеся под непосредственным воздействием динамических или вибрационных нагрузок, кроме перечисленных в группе I (пролетные строения наклонных мостов доменных печей, пролетные строения и опоры транспортерных галерей и т. п.)								
$t \geqslant -30$	С38/23	ВСт3пс6 В18Гпс5 ВСт3сп5 09Г2С	От 5 до 10 » 11 » 30 » 11 » 25 » 61 » 160	ГОСТ 380—71 ЧМТУ 1-47 67 ГОСТ 380—71 ГОСТ 5058—65*	— 3 3 —	— — — 3,5	— — — —	3 3 3 3
	С44/29	СтТсп	От 10 до 25	ГОСТ 14637—69	—	3	—	3
	С46/33	14Г2 10Г2С1 10Г2С1Д 15ХСНД	От 4 до 10 » 11 » 32 » 4 » 10 » 11 » 40 » 5 » 10 » 11 » 32	ГОСТ 5058—65* ГОСТ 5058—65* ГОСТ 5058—65* ГОСТ 5058—65* ГОСТ 5058—65* ГОСТ 5058—65*	— — — — — —	3,5 3 4 3 4 3	— — — — — —	3 3 3 3 3 3
	С52/40	10Г2С1*** 10ХСНД 14Г2АФ 15Г2АФДпс	От 10 до 40 » 4 » 10 » 11 » 15 » 16 » 40 » 4 » 50 » 10 » 32	ГОСТ 5058—65* ГОСТ 5058—65* ГОСТ 5058—65* ГОСТ 5058—65* ЧМТУ 1—349—68 ТУ 14—1—91—71	— — — — — —	5 5 4 5 4 4	— — — — — —	3 3 3 3 4 3
	С60/45	15ХСНД*** 16Г2АФ 18Г2АФпс 15Г2СФ***	От 10 до 32 » 4 » 50 » 4 » 32 » 8 » 32	ГОСТ 5058—65* ЧМТУ 1—349—68 ЧМТУ 1—741—69 ТУ 14—1—64—71	— — — —	4 4 4 5	— — — —	3 4 3 3
$-30 > t \geqslant -40$	С38/23	ВСт3пс6 В18Гпс5 ВСт3сп5	От 5 до 10 » 11 » 30 » 11 » 25	ГОСТ 380—71 ЧМТУ 1—47—67 ГОСТ 380—71	— 3 3	— — —	— — —	3 3 3
	С44/29	СтТсп	От 10 до 25	ГОСТ 14637—69	—	3	—	3
	С46/33	14Г2 10Г2С1 10Г2С1Д 15ХСНД	От 4 до 10 » 11 » 32 » 4 » 10 » 11 » 40 » 5 » 10 » 11 » 32	ГОСТ 5058—65* ГОСТ 5058—65* ГОСТ 5058—65* ГОСТ 5058—65* ГОСТ 5058—65* ГОСТ 5058—65*	— — — — — —	3,5 3 4 3 4 3	— — — — — —	3 3 3 3 3 3

Продолжение табл. 50

1	2	3	4	5	6	7	8	9
$-30 > t \geqslant -40$	С52/40	10Г2С1***	От 10 до 40	ГОСТ 5058—65*	—	5	—	3
		10ХСНД	» 4 » 10	ГОСТ 5058—65*	—	5	—	3
			» 11 » 15	ГОСТ 5058—65*	—	4	—	3
			» 16 » 40	ГОСТ 5058—65*	—	5	—	3
		14Г2АФ	» 4 » 50	ЧМТУ 1—349—68	—	4	—	4
		15Г2АФДпс	» 10 » 32	ТУ 14—1—91—71	—	4	—	3
	С60/45	15ХСНД***	От 10 до 32	ГОСТ 5058—65*	—	4	—	3
		16Г2АФ	» 4 » 50	ЧМТУ 1—349—68	—	4	—	4
		18Г2АФпс	» 8 » 32	ЧМТУ 1—741—69	—	4	—	3
		15Г2СФ***	» 8 » 32	ТУ 14—1—64—71	—	5	—	3
$-40 > t \geqslant -65$	С38/23	09Г2С	От 61 до 160	ГОСТ 5058—65*	—	—	3	3
	С44/29	09Г2С	От 21 до 60	ГОСТ 5058—65*	—	—	3	3
	С46/33	09Г2С	От 4 до 10	ГОСТ 5058—65*	—	—	3,5	3
			» 11 » 20	ГОСТ 5058—65*	—	—	3	3
		10Г2С1	» 4 » 10	ГОСТ 5058—65*	—	—	3	3
		10Г2С1Д	» 11 » 60	ГОСТ 5058—65*	—	—	2,5	3
		15ХСНД	» 4 » 32	ГОСТ 5058—65*	—	—	3	3
	С52/40	10Г2С1***	От 10 до 40	ГОСТ 5058—65*	—	—	3	3
		10ХСНД	» 11 » 40	ГОСТ 5058—65*	—	—	3	3
Группа III. Сварные конструкции перекрытий и покрытий (фермы, за исключением фасонок, ригели рам, главные балки перекрытий и т. п.)								
$t \geqslant -30$	С38/23	ВСт3пс6	От 5 до 9	ГОСТ 380—71	—	—	—	4
			» 10 » 25	ГОСТ 380—71	—	—	—	3
		ВСт3Гпс5	» 10 » 30	ГОСТ 380—71	3	—	—	3
		В18Гпс5	» 10 » 30	ЧМТУ 1—47—67	3	—	—	3
	С44/29	СтТпс	От 10 до 25	ГОСТ 14637—69	—	3	—	—
	С46/33	14Г2	От 4 до 10	ГОСТ 5058—65*	—	3,5	—	—
			» 11 » 32	ГОСТ 5058—65*	—	3	—	—
	С52/40	10Г2С1***	От 10 до 40	ГОСТ 5058—65*	—	5	—	—
		14Г2АФ	» 4 » 50	ЧМТУ 1—349—68	—	4	—	—
		15Г2АФДпс	» 10 » 32	ТУ 14—1—91—71	—	4	—	—
		15Г2СФ	» 4 » 32	ТУ 14—1—64—71	—	4	—	—
	С60/45	15ХСНД***	От 10 до 32	ГОСТ 5058—65*	—	4	—	—
		16Г2АФ	» 4 » 50	ЧМТУ 1—349—68	—	4	—	—
		18Г2АФпс	» 8 » 32	ЧМТУ 1—741—69	—	4	—	—
		15Г2СФ***	» 8 » 32	ТУ 14—1—64—71	—	5	—	—

Продолжение табл. 50

1	2	3	4	5	6	7	8	9
$t \geqslant -30$	С70/60	12Г2СМФ 14ГСМФР	От 10 до 32 » 4 » 40	ЧМТУ 1—644—69 ЧМТУ 1—45—67	— —	3,5 3	— —	— — —
$-30 > t \geqslant -40$	С38/23	ВСт3пс6 ВСт3Гпс5 В18Гпс5 ВСт3сп5	От 5 до 10 » 11 » 30 » 11 » 30 » 11 » 25	ГОСТ 380—71 ГОСТ 380—71 ЧМТУ 1—47—67 ГОСТ 380—71	— 3 3 3	— — — —	— — — —	3 3 3 3
	С44/29	СтТпс	От 10 до 25	ГОСТ 14637—69	—	3	—	—
	С46/33	14Г2	От 4 до 10 » 11 » 32	ГОСТ 5058—65* ГОСТ 5058—65*	— —	3,5 3	— —	— —
	С52/40	10Г2С1*** 14Г2АФ 15Г2АФДпс 15Г2СФ	От 10 до 40 » 4 » 50 » 10 » 32 » 4 » 32	ГОСТ 5058—65* ЧМТУ 1—349—68 ТУ 14—1—91—71 ТУ 14—1—64—71	— — — —	5 4 4 4	— — — —	— — — —
	С60/45	15ХСНД*** 16Г2АФ 15Г2СФ*** 18Г2АФпс	От 10 до 32 От 4 до 50 » 8 » 32 » 4 » 32	ГОСТ 5058—65* ЧМТУ 1—349—68 ТУ 14—1—64—71 ЧМТУ 1—741—69	— — — —	4 4 5 4	— — — —	— — — —
	С70/60	12Г2СМФ 14ГСМФР	От 10 до 32 » 4 » 40	ЧМТУ 1—644—69 ЧМТУ 1—45—67	— —	3,5 3	— —	— —
$-40 > t \geqslant -65$	С44/29	09Г2С 09Г2	От 21 до 60 » 5 » 10	ГОСТ 5058—65* ГОСТ 5058—65*	— —	— 4	3 —	3 3
	С46/33	09Г2С 10Г2С1 15ХСНД	От 4 до 10 » 11 » 20 » 4 » 10 » 11 » 60 » 4 » 32	ГОСТ 5058—65* ГОСТ 5058—65* ГОСТ 5058—65* ГОСТ 5058—65* ГОСТ 5058—65*	— — — — —	4 — — — —	— 3 3 2,5 3	3 3 3 3 3
	С52/40	10Г2С1*** 10ХСНД	От 10 до 40 » 11 » 40	ГОСТ 5058—65* ГОСТ 5058—65*	— —	— —	3 3	3 3
Группа IV. Сварные конструкции, не подвергающиеся непосредственному воздействию подвижных или вибрационных нагрузок (колонны, стойки, прогоны покрытий, опорные плиты; конструкции, поддерживающие технологическое оборудование и трубопроводы, сварные балки, бункера)								
$t \geqslant -30$	С38/23	ВСт3кп2	От 4 до 30 » 31 » 40**** » 41 » 160*****	ГОСТ 380—71 ГОСТ 380—71 ГОСТ 380—71	— — —	— — —	— — —	— — —

Продолжение табл. 50

1	2	3	4	5	6	7	8	9
$t \geqslant -30$	С44/29	СтТ	От 10 до 40	ГОСТ 14637—69	—	—	—	—
	С46/33	14Г2	От 4 до 10 » 11 » 32	ГОСТ 5058—65* ГОСТ 5058—65*	— —	3,5 3	— —	— —
	С52/40	10Г2С1*** 14Г2АФ 15Г2АФДпс 15Г2СФ	От 10 до 40 » 4 » 50 » 10 » 32 » 4 » 32	ГОСТ 5058—65* ЧМТУ 1—349—68 ТУ 14—1—91—71 ТУ 14—1—64—71	— — — —	5 4 4 3	— — — —	— — — —
	С60/45	16Г2АФ 15Г2СФ*** 18Г2АФпс	От 4 до 50 » 8 » 32 » 4 » 32	ЧМТУ 1—349—68 ТУ 14—1—64—71 ЧМТУ 1—741—69	— — —	4 5 4	— — —	— — —
	С70/60	12Г2СМФ 14ГСМФР	От 10 до 32 » 4 » 40	ЧМТУ 1—644—69 ЧМТУ 1—45—67	— —	3,5 3	— —	— —
$-30 > t \geqslant -40$	С38/23	ВСт3пс6 ВСт3Гпс5 В18Гпс5	От 5 до 9 » 10 » 25 » 10 » 30 » 10 » 30	ГОСТ 380—71 ГОСТ 380—71 ГОСТ 380—71 ЧМТУ 1—47—67	— — 3 3	— — — —	— — — —	4 3 3 3
	С44/29	СтТпс	От 10 до 25	ГОСТ 14637—69	—	3	—	—
	С46/33	14Г2	От 4 до 10 » 11 » 32	ГОСТ 5058—65* ГОСТ 5058—65*	— —	3,5 3	— —	— —
	С52/40	10Г2С1*** 14Г2АФ 15Г2АФДпс 15Г2СФ	От 10 до 40 » 4 » 50 » 10 » 32 » 4 » 32	ГОСТ 5058—65* ЧМТУ 1—349—68 ТУ 14—1—91—71 ТУ 14—1—64—71	— — — —	5 4 4 3	— — — —	— — — —
	С60/45	16Г2АФ 18Г2АФпс 15Г2СФ***	От 4 до 50 » 4 » 32 » 8 » 32	ЧМТУ 1—349—68 ЧМТУ 1—741—69 ТУ 14—1—64—71	— — —	4 4 5	— — —	— — —
	С70/60	12Г2СМФ 14ГСМФР	От 10 до 32 » 4 » 40	ЧМТУ 1—644—69 ЧМТУ 1—45—67	— —	3,5 3	— —	— —
$-40 > t \geqslant -50$	С38/23	09Г2С******	От 61 до 160	ГОСТ 5058—65*	—	3,5	—	—
	С44/29	СтТсп 09Г2 09Г2С	От 10 до 25 » 5 » 10 » 11 » 20 » 21 » 32 » 21 » 32 » 33 » 60	ГОСТ 14637—69 ГОСТ 5058—65* ГОСТ 5058—65* ГОСТ 5058—65* ГОСТ 5058—65* ГОСТ 5058—65*	— — — — — —	3 4 3 4 3,5 —	— — — — — 3	— — — — — —

Продолжение табл. 50

1	2	3	4	5	6	7	8	9
	С44/29	10Г2С1******	От 61 до 160	ГОСТ 5058—65*	—	—	3	—
—40> t ≥—50	С46/33	09Г2С	От 4 до 10	ГОСТ 5058—65*	—	4	—	—
			» 11 » 20	ГОСТ 5058—65*	—	3,5	—	—
		10Г2С1	» 4 » 10	ГОСТ 5058—65*	—	4	—	—
			» 11 » 60	ГОСТ 5058—65*	—	—	2,5	—
	С52/40	10Г2С1***	От 10 до 40	ГОСТ 5058—65*	—	—	3	—
	С44/29	09Г2С	От 21 до 60	ГОСТ 5058—65*	—	—	3	—
	С46/33	09Г2С	От 4 до 11	ГОСТ 5058—65*	—	—	3,5	—
			» 11 » 20	ГОСТ 5058—65*	—	—	3	—
—50> t ≥—65		10Г2С1	» 4 » 10	ГОСТ 5058—65*	—	—	3	—
			» 11 » 60	ГОСТ 5058—65*	—	—	2,5	—
		15ХСНД	» 4 » 32	ГОСТ 5058—65*	—	—	3	—
	С52/40	10Г2С1***	От 10 до 40	ГОСТ 5058—65*	—	—	3	—
		10ХСНД	» 11 » 40	ГОСТ 5058—65*	—	—	3	—
Группа V. Конструкции I, II, III, IV групп, монтируемые при расчетной температуре ниже —40° С и эксплуатируемые в отапливаемых помещениях. Все марки сталей, рекомендуемые для конструкций I, II, III и IV групп, с заменой требования по ударной вязкости при температуре минус 70° С требованием по ударной вязкости при температуре —40° С. Значение ударной вязкости должно быть не менее 3 кгс·м/см².								
Группа VI. Вспомогательные конструкции зданий и сооружений (связи, элементы фахверка, лестницы, площадки, опоры светильников и т. п.) и слабонагруженные конструкции и элементы с напряжением менее 0,4 расчетного сопротивления								
t ≥—40	С38/23	ВСт3кп2	От 4 до 30	ГОСТ 380—71	—	—	—	—
		ВСт3сп5	От 5 до 9	ГОСТ 380—71	4	—	—	4
			» 10 » 25	ГОСТ 380—71	3	—	—	3
—40> t ≥—65	С38/23	ВСт3Гпс5	» 5 » 9	ГОСТ 380—71	4	—	—	4
			» 10 » 30	ГОСТ 380—71	3	—	—	3
		В18Гпс5	» 5 » 9	ЧМТУ 1—47—67	4	—	—	4
			» 10 » 30	ЧМТУ 1—47—67	3	—	—	3
Группа VII. Конструкции, относящиеся к группам I, II и III, при выполнении их клепаными								
t ≥—40	С38/23	ВСт3пс6	От 5 до 9	ГОСТ 380—71	—	—	—	4
			» 10 » 25	ГОСТ 380—71	—	—	—	3

Продолжение табл. 50

1	2	3	4	5	6	7	8	9
$t \geqslant -40$	С38/23	ВСт3Гпс5 В18Гпс5	От 10 до 30 » 10 » 30	ГОСТ 380—71 ЧМТУ 1—47—67	3 3	— —	— —	3 3
	С44/29	СтТпс 09Г2	От 10 до 25 » 5 » 10 » 11 » 20 » 21 » 32	ГОСТ 14637—69 ГОСТ 5058—65* ГОСТ 5058—65* ГОСТ 5058—65*	— — — —	3 4 3 4	— — — —	— — — —
	С46/33	14Г2	От 4 до 10 » 11 » 32	ГОСТ 5058—65* ГОСТ 5058—65*	— —	3,5 3	— —	— —
	С52/40	10Г2С1***	От 10 до 40	ГОСТ 5058—65*	—	5	—	—
$-40 > t \geqslant -65$	С44/29	СтТсп 09Г2 09Г2С	От 10 до 25 » 4 » 10 » 11 » 20 » 21 » 32	ГОСТ 14637—69 ГОСТ 5058—65* ГОСТ 5058—65* ГОСТ 5058—65*	— — — —	3 4 3 3,5	— — — —	3 3 3 3
	С46/33	14Г2 10Г2С1	От 4 до 10 » 11 » 32 » 4 » 10 » 11 » 32	ГОСТ 5058—65* ГОСТ 5058—65* ГОСТ 5058—65* ГОСТ 5058—65*	— — — —	3,5 3 4 3	— — — —	3 3 3 3
	С52/40	10Г2С1***	От 10 до 40	ГОСТ 5058—65*	—	—	3	3
Группа VIII. Конструкции, относящиеся к группе IV, при выполнении их клепаными, а также элементы конструкций, не имеющие сварных соединений								
$t \geqslant -40$	С38/23	ВСт3кп2	От 4 до 30	ГОСТ 380—71	—	—	—	—
	С44/29	СтТкп	От 10 до 25	ГОСТ 14637—69	—	3	—	—
	С46/33	14Г2	От 4 до 10 » 11 » 32	ГОСТ 5058—65* ГОСТ 5058—65*	— —	3,5 3	— —	— —
	С52/40	10Г2С1***	От 10 до 40	ГОСТ 5058—65*	—	5	—	—
$-40 > t \geqslant -65$	С44/29	СтТсп 09Г2 09Г2С	От 10 до 25 » 4 » 10 » 11 » 20 » 21 » 32	ГОСТ 14637—69 ГОСТ 5058—65* ГОСТ 5058—65* ГОСТ 5058—65*	— — — —	3 4 3 3,5	— — — —	3 3 3 3
	С46/33	14Г2 10Г2С1	От 4 до 10 » 11 » 32 » 4 » 10 » 11 » 32	ГОСТ 5058—65* ГОСТ 5058—65* ГОСТ 5058—65* ГОСТ 5058—65*	— — — —	3,5 3 4 3	— — — —	3 3 3 3
	С52/40	10Г2С1***	От 10 до 40	ГОСТ 5058—65*	—	—	3	3

Продолжение табл. 50

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Группа IX. Конструкции, относящиеся к группе VI, не имеющие сварных соединений								
$t \geqslant -40$	С38/23	ВСт3кп2	До 30	ГОСТ 380—71	—	—	—	—
$-40 > t \geqslant -65$	С38/23	ВСт3сп5	От 5 до 9	ГОСТ 380—71	4	—	—	4
			» 10 » 25	ГОСТ 380—71	3	—	—	3
		ВСт3Гпс5	» 5 » 9	ГОСТ 380—71	4	—	—	4
			» 10 » 30	ГОСТ 380—71	3	—	—	3
		В18Гпс5	» 5 » 9	ЧМТУ 1—47—67	4	—	—	4
			» 10 » 30	ЧМТУ 1—47—67	3	—	—	3

** Не применяется нигде, кроме фасонок ферм.
*** Сталь термоупрочненная.
**** См. примечание 4, а к табл. 2.
***** Применяется только для опорных плит (см. примечание 4, б к табл. 2).
****** Применяется только для опорных плит.

Примечания: 1. Указания настоящей таблицы не распространяются на стальные конструкции специальных сооружений: магистральные и технологические трубопроводы, резервуары специального назначения (для хранения нефтепродуктов и др.), кожухи доменных печей и воздухонагревателей, мачты и башни сооружений связи, опоры линий электропередачи, опоры контактных сетей и т. п. Марки стали для этих конструкций устанавливаются соответствующими главами СНиП или специальными руководствами.

2. За расчетную температуру принимается:

а) при возведении конструкций в районах с расчетной температурой наружного воздуха минус 40° С и выше — температура, при которой конструкции эксплуатируются;

б) при возведении конструкций в районах с расчетной температурой наружного воздуха ниже минус 40° С — температура данного района.

За температуру наружного воздуха района принимается средняя температура наиболее холодной пятидневки, согласно указаниям главы СНиП по строительной климатологии и геофизике.

3. Сталь всех марок должна удовлетворять требованиям на загиб в холодном состоянии согласно нормам соответствующих ГОСТов и технических условий.

4. К конструкциям, подвергающимся динамическому воздействию подвижных нагрузок, относятся конструкции, подлежащие расчету на выносливость.

5. В описаниях I—IX групп приведен примерный перечень конструкций.

6. Примерный перечень кранов разных режимов работы приведен в главе СНиП по нагрузкам и воздействиям.

7. За толщину, указанную в графе 4, для двутавров и швеллеров принимается толщина стенки.

8. Прочерк (—) в таблице означает, что гарантия по ударной вязкости при данной температуре или после механического старения не требуется.

9. При толщинах проката 4 мм и менее приведенные в таблице марки стали применяются без требований по ударной вязкости.

ПРИЛОЖЕНИЕ 2

ФИЗИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ МАТЕРИАЛОВ, ПРИМЕНЯЕМЫХ ДЛЯ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

1. Объемный вес принимается равным: для стали и стальных отливок всех марок 7850 кгс/м³, для отливок из чугуна 7200 кгс/м³.

2. Коэффициент линейного расширения принимается равным 0,000012 град$^{-1}$.

3. Модули упругости для материалов стальных конструкций надлежит принимать по табл. 51.

4. Коэффициент поперечной деформации (Пуассона) принимается равным 0,3.

Таблица 51

Модули упругости E материалов стальных конструкций

Материалы	Модуль в кгс/см²	
	упругости E	сдвига G
Прокатная сталь и отливки из углеродистой стали	2 100 000	810 000
Отливки от серого чугуна марок:		
Сч 28-48, Сч 24-44, Сч 21-40 и Сч 18-36	1 000 000	—
Сч 15-32 и Сч 12-28 . . .	850 000	—

Продолжение табл. 51

Материалы	Модуль в кгс/см²	
	упругости E	сдвига G
Пучки и пряди высокопрочной проволоки (с параллельным расположением проволок)	2 000 000	—
Канаты стальные спиральные закрытые	1 700 000	—
Канаты стальные спиральные и канаты (тросы) с металлическим сердечником	1 500 000	—
Канаты стальные (тросы) с органическим сердечником	1 300 000	—

Примечание. Величины модуля упругости даны для канатов, предварительно вытянутых усилием не менее 30—40% разрывного усилия для каната в целом.

ПРИЛОЖЕНИЕ 3

МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ МЕХАНИЗИРОВАННОЙ И РУЧНОЙ СВАРКИ

1. Материалы для механизированной сварки под флюсом и в углекислом газе, а также для ручной дуговой сварки приведены в табл. 52. Выбор материалов для механизированных способов сварки необходимо производить с учетом марки свариваемой стали.

2. При соответствующем технико-экономическом обосновании для сварки конструкций могут использоваться новые прогрессивные сварочные материалы (проволоки, флюсы, защитные газы). При этом механические свойства металла шва, выполненного с их применением, должны быть на уровне свойств, обеспечиваемых применением соответствующих материалов для ручной дуговой и механизированной сварки под флюсом и в углекислом газе, приведенных в табл. 52.

3. Для расчетных угловых швов допускается применять сварочные материалы, предназначенные для стали более высокого класса в сравнении со сталью данной конструкции.

Таблица 52

Материалы, рекомендуемые для механизированной и ручной сварки

Группа конструкций (по табл. 50)	Класс стали	Расчетная температура в °С	Температура при сварке в °С	Сварочные материалы				
				Сварка под флюсом		Сварка в углекислом газе (по ГОСТ 8050—64*)	Ручная дуговая сварка	
				марки флюсов** (по ГОСТ 9087—69)	марки сварочной проволоки по (ГОСТ 2246—70)	марки сварочной проволоки (по ГОСТ 2246—70)	тип электродов (по ГОСТ 9467—60)	марки электродов
I, II	С38/23	$t \geqslant -40$	$t > 0$	АН-348-А АН-348-АМ ОСЦ-45 ОСЦ-45М	Св-08АА Св-08А	Св-08Г2С	Э42А Э46А	Все марки данного типа
	С44/29 С46/33				Св-08ГА Св-10Г2		Э46А Э50А	
	С52/40			АН-22 АН-348-А АН-348-АМ	Св-08ХМ Св-18ХМА		Э60А	
	С60/45			АН-22 АН-17М	Св-08ХН2М Св-08ХМ Св-18ХМА	Св-10ХГ2СМА		
III, IV, VI	С38/23			АН-348-А АН-348-АМ ОСЦ-45 ОСЦ-45М ФЦ-9	Св-08	Св-08ГС	Э42 Э46	Все марки данного типа***
	С44/29 С46/33				Св-08ГА Св-10Г2	Св-08Г2С	Э46 Э50	
	С52/40			АН-22 АН-348-А АН-348-АМ	Св-10ГА		Э60А	
	С60/45			АН-22 АН-17М АН-348-А	Св-08ХМ Св-18ХМА	Св-10ХГ2СМА		
	С70/60			АН-22 АН-17М	Св-08ХН2ГМЮ Св-08ХМФА	Св-08ХН2Г2СМЮ Св-08ХГСМФА	Э70	

Продолжение табл. 52

Группа конструкций (по табл. 50)	Класс стали	Расчетная температура в °С	Температура при сварке в °С	Сварочные материалы				
				Сварка под флюсом		Сварка в углекислом газе (по ГОСТ 8050—64*)	Ручная дуговая сварка	
				марки флюсов** (по ГОСТ 9087—69)	марки сварочной проволоки (по ГОСТ 2246—70)	марки сварочной проволоки (по ГОСТ 2246—70)	тип электродов (по ГОСТ 9467—60)	марки электродов
I, II, III	С38/23 С44/29 С46/33 С52/40	$-40 > t \geqslant -65$	$t \geqslant -50$	АН-22	Св-10НМА			УОНИ 13/55; УОНИ 13/45; СМ-11****; УП-2/55****
IV	С44/29 С46/33	$-50 > t \geqslant -65$						
	С52/40	$-40 > t \geqslant -65$						
IV	С44/29 С46/33	$-40 > t \geqslant -50$	$t \geqslant 0$	АН-348-А АН-348-АМ ОСЦ-45 ОСЦ-45М	Св-08АА***** Св-08А***** Св-08ГА			УОНИ 13/55; УОНИ 13/45; СМ-11; УП-2/55
V	С44/29 С46/33	$-40 > t \geqslant -65$						
IV, VI	С38/23	$-40 > t \geqslant -65$				Св-08Г2С	Э50А Э42А	
IV	С44/29 С46/33	$-40 > t \geqslant -50$	$0 > t \geqslant -35$	АН-348-А АН-348-АМ ОСЦ-45 ОСЦ-45М АН-60	Св-10НМА Св-08ХНМ Св-08ГА			УОНИ 13/55, УОНИ 13/45; СМ-11*****
V	С44/29 С46/33	$-40 > t \geqslant -65$						
IV, VI	С38/23	$-40 > t \geqslant -65$						
IV	С44/29 С46/33	$-40 > t \geqslant -50$	$-35 > t \geqslant -50$		Св-10НМА Св-08ХНМ			
V	С44/29 С46/33	$-40 > t \geqslant -65$						
IV, VI	С38/23	$-40 > t \geqslant -65$						

** Флюс марки АН-17М поставляется по ЧМТУ 1—1017—70.
*** Для конструкций III группы электроды марок ОММ-5 и СМ-5 не применяются.
**** Применять только для сварки при положительной температуре.
***** Применять только для сварки конструкций VI группы.

Примечания: 1. Для конструкций всех групп при расчетных температурах минус 40° С и выше для сварки при отрицательных температурах выбор материалов производится в соответствии с главой СНиП по изготовлению и монтажу стальных конструкций.

2. В конструкциях IV, V, VI групп при расчетных температурах ниже минус 40° С для стыковых соединений применяются электроды только марки УОНИ 13/55.

ПРИЛОЖЕНИЕ 4

КОЭФФИЦИЕНТЫ φ ПРОДОЛЬНОГО ИЗГИБА ЦЕНТРАЛЬНО СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Таблица 53

Гибкость элементов $\lambda = \frac{l}{r}$	Коэффициенты φ для элементов из стали классов						
	С38/23	С44/29	С46/33	С52/40	С60/45	С70/60	С85/75
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
10	0,988	0,987	0,986	0,985	0,984	0,983	0,982
20	0,970	0,968	0,965	0,962	0,956	0,953	0,950
30	0,943	0,935	0,932	0,927	0,916	0,909	0,903
40	0,905	0,892	0,888	0,878	0,866	0,852	0,838
50	0,867	0,843	0,837	0,823	0,810	0,790	0,760
60	0,820	0,792	0,780	0,764	0,740	0,700	0,660
70	0,770	0,730	0,710	0,682	0,650	0,610	0,558
80	0,715	0,660	0,637	0,604	0,570	0,518	0,432
90	0,655	0,592	0,563	0,523	0,482	0,412	0,343
100	0,582	0,515	0,482	0,437	0,396	0,336	0,288
110	0,512	0,440	0,413	0,370	0,325	0,273	0,230
120	0,448	0,383	0,350	0,315	0,273	0,230	0,192
130	0,397	0,330	0,302	0,264	0,232	0,196	0,164
140	0,348	0,285	0,256	0,228	0,198	0,168	0,142
150	0,305	0,250	0,226	0,198	0,173	0,148	0,123
160	0,270	0,220	0,200	0,176	0,153	0,130	0,108
170	0,240	0,195	0,178	0,156	0,137	0,116	0,096
180	0,216	0,175	0,160	0,139	0,122	0,102	0,086
190	0,196	0,158	0,142	0,126	0,108	0,092	0,077
200	0,175	0,142	0,129	0,112	0,098	0,082	0,069
210	0,160	0,130	0,118	0,102	0,089	0,075	0,063
220	0,146	0,119	0,108	0,093	0,081	0,068	0,057

Обозначения, принятые в табл. 53:
l — расчетная длина элемента;
r — радиус инерции сечения.

ПРИЛОЖЕНИЕ 5

УКАЗАНИЯ ПО ОПРЕДЕЛЕНИЮ КОЭФФИЦИЕНТА $\varphi_б$ ДЛЯ ПРОВЕРКИ ОБЩЕЙ УСТОЙЧИВОСТИ БАЛОК

1. Для балок двояко симметричного двутаврового сечения коэффициент $\varphi_б$ определяется по формуле

$$\varphi_б = \psi \frac{J_y}{J_x}\left(\frac{h}{l}\right)^2 10^3. \qquad (86)$$

Значения ψ принимаются по табл. 54 и 55 в функции от параметра α, определяемого по формулам:

а) для прокатных двутавров

$$\alpha = 1{,}54\,\frac{J_к}{J_y}\left(\frac{l}{h}\right)^2, \qquad (87)$$

где $J_к$ — момент инерции при кручении ($J_к$ для прокатных двутавров по ГОСТ 8239—56* приведены в табл. 56);
l — расчетная длина балки согласно п. 4.17;

б) для сварных двутавров, составленных из трех листов, а также для клепаных двутавровых балок

$$\alpha = 8\left(\frac{l\delta_1}{bh}\right)^2\left(1+\frac{d\delta^3}{b\delta_1^3}\right). \qquad (88)$$

где:
для сварных балок
δ — толщина стенки балки;
b и δ_1 — ширина и толщина пояса балки;
h — полная высота сечения балки;
$d = 0{,}5\,h$;
для клепаных балок
δ — сумма толщин стенки и вертикальных полок уголков;
δ_1 — сумма толщин пояса и горизонтальной полки уголка;
d — высота вертикальной полки уголка плюс толщина пакета горизонтальных листов.

Если $\varphi_б > 0{,}85$, то вместо $\varphi_б$ в формулу (20) подставляется величина $\varphi_б'$, определяемая по табл. 57.

Таблица 54

Коэффициенты ψ для двутавровых балок из стали класса С38/23

α	Коэффициенты ψ				
	Для балок без закреплений в пролете				При наличии не менее двух промежуточных закреплений верхнего пояса, делящих пролет на равные части, независимо от места приложения нагрузки
	При сосредоточенной нагрузке, приложенной		При равномерно распределенной нагрузке, приложенной		
	к верхнему поясу	к нижнему поясу	к верхнему поясу	к нижнему поясу	
0,1	1,73	5,00	1,57	3,81	2,17
0,4	1,77	5,03	1,60	3,85	2,20
1	1,85	5,11	1,67	3,90	2,27
4	2,21	5,47	1,98	4,23	2,56
8	2,63	5,91	2,35	4,59	2,90
16	3,37	6,65	2,99	5,24	3,50
24	4,03	7,31	3,55	5,79	4,00
32	4,59	7,92	4,04	6,25	4,45
48	5,60	8,88	4,90	7,13	5,23
64	6,52	9,80	5,65	7,92	5,91
80	7,31	10,59	6,30	8,58	6,51
96	8,05	11,29	6,93	9,21	7,07
128	9,40	12,67	8,05	10,29	8,07
160	10,59	13,83	9,04	11,30	8,95
240	13,21	16,36	11,21	13,48	10,86
320	15,31	18,55	13,04	15,29	12,48
400	17,24	20,48	14,57	16,80	13,91

Примечания: 1. При одном закреплении в середине пролета различаются следующие случаи:
сосредоточенная сила в середине пролета независимо от уровня приложения $\psi = 1{,}75\,\psi^*$;
сосредоточенная сила в четверти пролета или равномерно распределенная нагрузка, приложенные к верхнему поясу, $\psi = 1{,}14\,\psi^*$;
сосредоточенная сила в четверти пролета, приложенная к нижнему поясу $\psi = 1{,}6\,\psi^*$;
равномерно распределенная по нижнему поясу нагрузка, $\psi = 1{,}3\,\psi^*$. Здесь под ψ^* понимается значение ψ по первой графе справа.

Продолжение табл. 54

2. Для сталей классов С44/29—С85/75 значения таблицы должны быть умножены на отношение $2{,}1/R$, где R в т/см².

Таблица 55

Коэффициенты ψ для консолей двутаврового сечения из стали класса С38/23 при сосредоточенной нагрузке, приложенной к концу консоли

α	Коэффициенты ψ при нагрузке, приложенной	
	к верхнему поясу	к нижнему поясу
4	1,57	6,52
6	1,98	6,70
8	2,32	6,87
10	2,67	7,03
12	3,00	7,19
14	3,30	7,35
16	3,60	7,50
24	4,5	8,1
32	5,3	8,6
40	5,9	9,0
100	9,0	12,0

Примечания: 1. Для сталей классов С44/29—С85/75 значения ψ должны быть умножены на отношение $2{,}1/R$, где R в т/см².

2. При равномерно распределенной нагрузке по верхнему поясу консоли $\psi = 1{,}42\sqrt{\alpha}$.

Таблица 56

Моменты инерции при кручении $J_к$ прокатных двутавров (по ГОСТ 8239—56*)

№ двутавра	$J_к$ в см⁴	№ двутавра	$J_к$ в см⁴
10	2,28	30	17,4
12	2,88	30а	20,3
14	3,59	33	23,8
16	4,46	36	31,4
18	5,60	40	40,6
18а	6,54	45	54,7
20	6,92	50	75,4
20а	7,94	55	100
22	8,60	60	135
22а	9,77	65	180
24	11,1	70	244
24а	12,8	70а	352
27	13,6	70в	534
27а	16,7		

2. Для балок с одной осью симметрии двутаврового сечения (рис. 20) коэффициенты $\varphi_б$ ($\varphi_{бн}$) определяются по следующим формулам:

а) при сжатии более развитого пояса

$$\varphi_б = \frac{2J_y h h_1 \psi}{J_x l^2} 10^3; \qquad (89)$$

б) при сжатии менее развитого пояса

$$\varphi_{бн} = \frac{2J_y h h_2 \psi}{J_x l^2} 10^3, \qquad (90)$$

Таблица 57

Коэффициенты $\varphi'_б$ и $\varphi'_{бн}$

$\varphi_б$ ($\varphi_{бн}$)	$\varphi'_б$ ($\varphi'_{бн}$)
0,85	0,850
0,90	0,871
0,95	0,890
1,00	0,904
1,05	0,916
1,10	0,927
1,15	0,938
1,20	0,948
1,25	0,957
1,30	0,964
1,35	0,973
1,40	0,980
1,45	0,987
1,50	0,994
1,55	1,000

Здесь h_1 — расстояние от оси большего пояса до центра тяжести сечения;

h_2 — расстояние от оси меньшего пояса до центра тяжести сечения;

l — пролет балки.

Коэффициент ψ вычисляется по формуле

$$\psi = A\left[B + \sqrt{B^2 + C}\right]. \qquad (91)$$

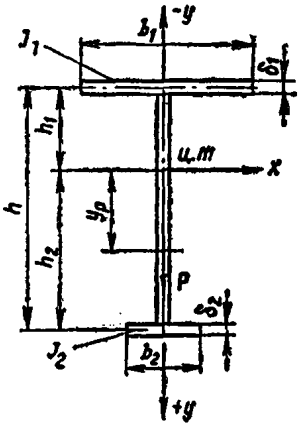


Рис. 20. Схема моносимметричного сечения балки

Коэффициенты A, B и C приведены в табл. 58 и 59.

При чистом изгибе, вызывающем:

сжатие большего пояса

$$B=\frac{\beta_y}{h},$$

растяжение большего пояса

$$B=-\frac{\beta_y}{h}.$$

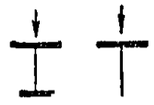
Таблица 58

Коэффициенты A и C

Нагрузки	Коэффициент A	Коэффициент C при сечении	
		двутавровом $n\leqslant 0{,}9$	тавровом $n=1$
Сила, сосредоточенная в середине пролета . .	3,265	$0{,}33\,n(1-n)\times(9{,}87+\alpha_1)$	$0{,}0826\alpha$
Равномерно распределенная нагрузка	2,247	$0{,}481\,n(1-n)\times(9{,}87+\alpha_1)$	$0{,}1202\alpha$
Чистый изгиб . .	4,315	$0{,}101\,n(1-n)\times(9{,}87+\alpha_1)$	$0{,}0253\alpha$

Таблица 59

Коэффициент B

Схема сечения и место приложения нагрузки	Коэффициент B при нагрузке	
	силой, сосредоточенной в середине пролета	равномерно распределенной
	$n+0{,}734\,\frac{\beta_y}{h}$	$n+1{,}145\,\frac{\beta_y}{h}$
	$n-1+0{,}734\,\frac{\beta_y}{h}$	$n-1+1{,}145\,\frac{\beta_y}{h}$
	$1-n-0{,}734\,\frac{\beta_y}{h}$	$1-n-1{,}145\,\frac{\beta_y}{h}$
	$-n-0{,}734\,\frac{\beta_y}{h}$	$-n-1{,}145\,\frac{\beta_y}{h}$

Обозначения, принятые в п. 2 приложения 5:

J_1, J_2 — моменты инерции соответственно большего и меньшего поясов относительно оси симметрии сечения;

$n=\frac{J_1}{J_1+J_2}$ — коэффициент асимметрии сечения;

$$\beta_y=\left[0{,}43-0{,}065\left(\frac{b_1}{h}\right)^2\right](2n-1)h;$$

$$\alpha_1=\frac{J_к}{2{,}6J_\omega}l^2;\quad \alpha=\frac{1{,}54J_к}{J_y}\left(\frac{l}{h}\right)^2;$$

$J_\omega=\frac{J_1J_2}{J_y}h^2$ — секториальный момент инерции сечения;

$$J_y=J_1+J_2;$$

$J_к=\frac{\gamma_0}{3}\Sigma b_i\delta_i^3$ — момент инерции при кручении;

b_i и δ_i — ширина и толщина элементарных прямоугольников, образующих сечение;

$\gamma_0=1{,}3$ — для двутаврового сечения (двояко симметричного);

$\gamma_0=1{,}2$ — для таврового сечения;

$\gamma_0=1{,}25$ — для двутаврового сечения с одной осью симметрии;

h — высота сечения.

Примечания: 1. При $n>0{,}9$ значения ψ определяются интерполяцией между значениями ψ, вычисленными при $n=0{,}9$ и $n=1$.

2. Коэффициенты ψ для таврового сечения при сосредоточенной силе или равномерно распределенной нагрузке и $\alpha<40$ следует умножить на $0{,}8+0{,}004\,\alpha$.

3. Формула (91) для вычисления коэффициентов ψ составлена для балок из стали класса С38/23. При других классах стали значения ψ должны быть умножены на отношение $2{,}1/R$.

4. В балках с менее развитым сжатым поясом при $n>0{,}7$ величина ψ уменьшается умножением на коэффициент $1{,}025-0{,}015\,l/b$, $5\leqslant l/b\leqslant 25$. Значения $l/b>25$ в таких балках не допускаются.

5. Если соответствующее меньшей полке $\varphi_{бн}>0{,}85$, то в формулу (20) вместо $\varphi_б$ подставляются $\varphi''_б$ или $\varphi''_{бн}$: при сжатии большего пояса

$$\varphi''_б=\varphi_б\left[n\frac{\varphi'_б}{\varphi_б}+(1-n)\frac{\varphi'_{бн}}{\varphi_{бн}}\right]; \qquad (92)$$

при сжатии меньшего пояса

$$\varphi''_{бн}=\varphi_{бн}\left[1-2\sqrt{1-n}\left(1-\frac{\varphi'_{бн}}{\varphi_{бн}}\right)\right]. \qquad (93)$$

Значения $\varphi'_б$ и $\varphi'_{бн}$ вычисляются по табл. 57.

3. Проверка устойчивости балок швеллерного сечения производится так же, как балок двутаврового сечения; при этом α вычисляется по формуле (88) и найденные значения $\varphi_б$ умножаются на 0,5 — при приложении нагрузки в главной плоскости, параллельной стенке, и на 0,7 — при приложении нагрузки в плоскости стенки.

ПРИЛОЖЕНИЕ 6

ТАБЛИЦЫ ДЛЯ РАСЧЕТА ВНЕЦЕНТРЕННО-СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Таблица 60

Коэффициенты $\varphi^{вн}$ для проверки устойчивости внецентренно сжатых (сжато-изогнутых) сплошностенчатых стержней в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии

Условная гибкость $\bar{\lambda} = \lambda\sqrt{R/E}$	Коэффициенты $\varphi^{вн}$ при приведенном эксцентрицитете m_1																								
	0,1	0,25	0,5	0,75	1,0	1,25	1,5	1,75	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0	8,0	9,0	10	12	14	17	20
0,5	967	922	850	782	722	669	620	577	538	469	417	370	337	307	280	260	237	222	210	183	164	150	125	110	090	072
1,0	925	854	778	711	653	600	563	520	484	427	382	341	307	283	259	240	225	209	196	175	157	142	122	105	088	068
1,5	875	804	716	647	593	548	507	470	439	388	347	312	283	262	240	223	207	195	182	163	148	134	114	099	084	067
2,0	813	742	653	587	536	496	457	425	397	352	315	286	260	240	222	206	193	182	170	153	138	125	107	094	079	065
2,5	742	672	587	526	480	442	410	383	357	317	287	262	238	220	204	190	178	168	158	144	130	118	101	089	075	063
3,0	667	597	520	465	425	395	365	342	320	287	260	238	217	202	187	175	166	156	147	135	123	112	096	086	072	060
3,5	587	522	455	408	375	350	325	303	287	258	233	216	198	183	172	162	153	145	137	125	115	106	091	082	068	058
4,0	505	447	394	356	330	309	289	270	256	232	212	197	181	168	158	149	140	135	127	118	108	098	087	078	065	056
4,5	418	382	342	310	288	272	257	242	229	208	192	178	165	155	146	137	130	125	118	110	101	093	082	073	062	054
5,0	354	326	295	273	253	239	225	215	205	188	175	162	150	143	135	126	120	117	111	103	095	088	077	070	060	052
5,5	302	280	256	240	224	212	200	192	184	170	158	148	138	132	124	117	112	108	104	095	089	084	073	067	057	050
6,0	258	244	223	210	198	190	178	172	166	153	145	137	128	120	115	109	104	100	096	089	084	079	069	064	055	048
6,5	223	213	196	185	176	170	160	155	149	140	132	125	117	112	106	101	097	094	089	083	080	074	066	061	052	045
7,0	194	186	173	163	157	152	145	141	136	127	121	115	108	102	098	094	091	087	083	078	074	070	063	058	050	043
8,0	152	146	138	133	128	121	117	115	113	105	100	095	091	087	083	081	078	076	074	068	065	062	056	052	045	039
9,0	122	117	112	107	103	100	098	096	093	088	085	082	079	075	072	069	066	065	064	061	058	055	051	046	042	036
10,0	100	097	093	091	090	085	081	080	079	075	072	070	069	065	062	060	059	058	057	055	052	049	045	041	038	034
11,0	083	079	077	076	075	073	071	069	068	063	062	061	060	057	055	053	052	051	050	048	046	044	041	036	034	032
12,0	069	067	064	063	062	060	059	059	058	055	054	053	052	051	050	049	048	047	046	044	042	040	038	034	032	029
13,0	062	061	054	053	052	051	051	050	050	049	048	048	047	045	044	043	042	041	041	039	038	037	035	033	030	027
14,0	052	049	049	048	048	047	047	046	045	044	043	043	042	041	040	040	039	039	038	037	036	036	033	032	028	026

Примечания: 1. Значения коэффициентов $\varphi^{вн}$ в таблице увеличены в 1000 раз.
2. Значения $\varphi^{вн}$ принимаются не выше значений φ, приведенных в табл. 53.

Таблица 61

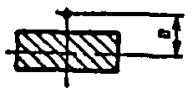
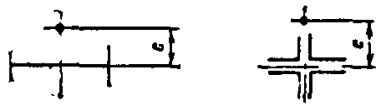
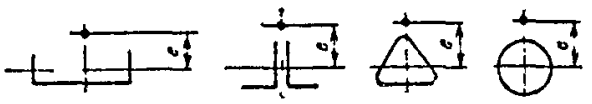
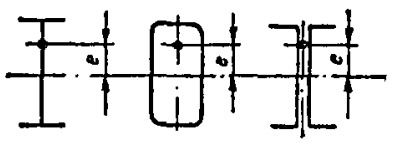
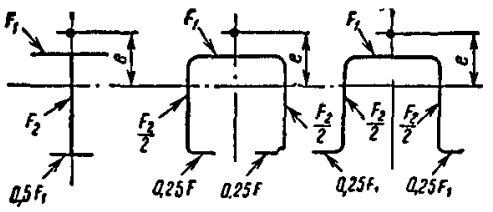
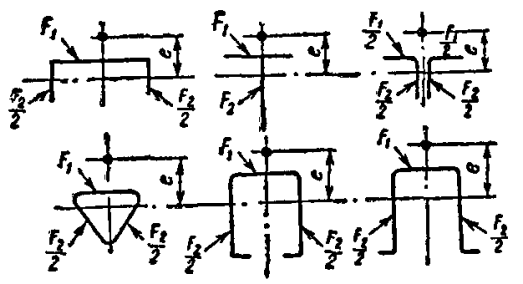
Коэффициенты $\varphi^{вн}$ для проверки устойчивости внецентренно сжатых (сжато-изогнутых) сквозных стержней в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии

Приведенная условная гибкость $\bar{\lambda}_{пр}=\lambda_{пр}\sqrt{R/E}$	Коэффициенты $\varphi^{вн}$ при относительном эксцентрицитете m																								
	0,1	0,25	0,5	0,75	1,0	1,25	1,5	1,75	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0	8,0	9,0	10	12	14	17	20
0,5	908	800	666	571	500	444	400	364	333	286	250	222	200	182	167	154	143	133	125	111	100	091	077	067	056	048
1,0	872	762	640	553	483	431	387	351	328	280	243	218	197	180	165	151	142	131	121	109	098	090	077	066	055	046
1,5	830	727	600	517	454	407	367	336	311	271	240	211	190	178	163	149	137	128	119	108	096	088	077	065	053	045
2,0	774	673	556	479	423	381	346	318	293	255	228	202	183	170	156	143	132	125	117	105	095	086	076	064	052	045
2,5	708	608	507	439	391	354	322	297	274	238	215	192	175	162	148	136	127	120	113	103	093	083	074	062	051	044
3,0	637	545	455	399	356	324	296	275	255	222	201	182	165	153	138	130	121	116	110	100	091	081	071	061	051	043
3,5	562	480	402	355	320	294	270	251	235	206	187	170	155	143	130	123	115	110	106	096	088	078	069	059	050	042
4,0	484	422	357	317	288	264	246	228	215	191	173	160	145	133	124	118	110	105	100	093	084	076	067	057	049	041
4,5	415	365	315	281	258	237	223	207	196	176	160	149	136	124	116	110	105	100	096	089	079	073	065	055	048	040
5,0	350	315	277	250	230	212	201	188	178	161	149	138	127	117	108	104	100	095	092	086	076	071	062	054	047	039
5,5	300	273	245	223	203	192	182	172	163	147	137	128	118	110	102	098	095	091	087	081	074	068	059	052	046	039
6,0	255	237	216	198	183	174	165	156	149	135	126	119	109	103	097	093	090	085	083	077	070	065	056	051	045	038
6,5	221	208	190	178	165	157	149	142	137	124	117	109	102	097	092	088	085	080	077	072	066	061	054	050	044	037
7,0	192	184	168	160	150	141	135	130	125	114	108	101	095	091	087	083	079	076	074	068	063	058	051	047	043	036
8,0	148	142	136	130	123	118	113	108	105	097	091	085	082	079	077	073	070	067	065	060	055	052	048	044	041	035
9,0	117	114	110	107	102	098	091	090	087	082	079	075	072	069	067	064	062	059	056	053	050	048	045	042	039	035
10,0	097	094	091	090	087	084	080	076	073	070	067	064	062	060	058	056	054	052	050	047	045	043	041	038	036	033
11,0	082	078	077	076	073	071	068	066	064	060	058	056	054	053	052	050	048	046	044	043	042	041	038	035	032	030
12,0	068	066	064	063	061	060	058	057	056	054	052	050	049	048	047	045	043	042	040	039	038	037	034	032	030	028
13,0	060	059	054	053	052	051	050	049	049	048	047	046	045	044	044	042	041	040	038	037	036	035	032	030	028	026
14,0	050	049	048	047	046	046	045	044	043	043	042	042	041	041	040	039	039	038	037	036	035	034	031	029	027	025

Примечания: 1. Значения коэффициентов $\varphi^{вн}$ в таблице увеличены в 1000 раз.
2. Значения $\varphi^{вн}$ принимаются не выше значений φ, приведенных в табл. 53.

Таблица 62

Коэффициенты η влияния формы сечения для вычисления приведенного эксцентрицитета $m_1 = \eta m$

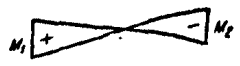
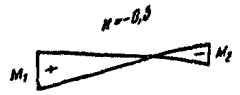
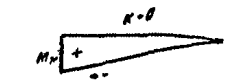
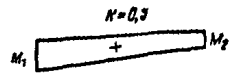
Тип сечения	Схема сечения	$\frac{F_1}{F_2}$	Значения η при:		
			$0 \leqslant \bar{\lambda} \leqslant 5$		$\bar{\lambda} > 5$
			$0{,}1 \leqslant m < 5$	$5 \leqslant m \leqslant 20$	$0{,}1 \leqslant m \leqslant 0{,}2$
1		—	1,0	1,0	1,0
2		—	$0{,}8 + 0{,}04\bar{\lambda}$	1,0	1,0
3		—	$1{,}3 - 0{,}06\bar{\lambda}$	$1{,}2 - 0{,}04\bar{\lambda}$	1,0
4		—	$1{,}75 - 0{,}13\bar{\lambda}$	$1{,}5 - 0{,}08\bar{\lambda}$	1,1
5		$\leqslant 1{,}0$	$1{,}8 - 0{,}12\bar{\lambda}$	$1{,}6 - 0{,}08\bar{\lambda}$	1,2
		$> 1{,}0$	$2{,}0 - 0{,}1\bar{\lambda}$	$1{,}9 - 0{,}08\bar{\lambda}$	1,5
6		0,5	$1{,}5 + 0{,}04m$	1,7	1,7
		1,0	$1{,}75 + 0{,}15m$	2,5	2,5
		1,5	$2{,}25 + 0{,}25m$	3,5	3,5

Примечание. Для сечений типа 6 относительные эксцентрицитеты m_1 не должны превышать значений, приведенных в третьей строке сверху следующей таблицы:

$F_1/F_2 \leqslant 1$			$F_1/F_2 \leqslant 1{,}5$		
$1 \leqslant \bar{\lambda} \leqslant 2{,}5$	$2{,}5 < \bar{\lambda} \leqslant 5$	$\bar{\lambda} > 5$	$1 \leqslant \bar{\lambda} \leqslant 3{,}5$	$3{,}5 < \bar{\lambda} \leqslant 6{,}5$	$\bar{\lambda} > 6{,}5$
$m_1 \leqslant 2\bar{\lambda}$	$m_1 \leqslant 6\bar{\lambda} - 10$	$0{,}1 \leqslant m_1 \leqslant 20$	$m_1 \leqslant 1{,}6\bar{\lambda} - 0{,}6$	$m_1 \leqslant 5\bar{\lambda} - 12{,}5$	$0{,}1 \leqslant m_1 \leqslant 2{,}0$

Таблица 63

Расчетные эксцентрицитеты m_1 для стержней с шарнирно опертыми концами

$K = \frac{M_2}{M_1}$	$\bar{\lambda} = \lambda\sqrt{\frac{R}{E}}$	Расчетные эксцентрицитеты m_1 при относительном эксцентрицитете m', равном										
		0,1	0,5	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0	5,0	7,0	10,0	20,0
	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
	3	0,10	0,10	0,22	0,36	0,55	1,17	1,95	2,77	4,60	7,40	17,20
	4	0,10	0,10	0,10	0,18	0,30	0,57	1,03	1,78	3,35	5,90	15,40
	5	0,10	0,10	0,10	0,10	0,15	0,23	0,48	0,95	2,18	4,40	13,40
	6	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,15	0,18	0,40	1,25	3,00	11,40
	7	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,50	1,70	9,50
	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	0,48	0,73	1,05	1,88	2,75	3,72	5,65	8,60	18,50
	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	0,10	0,26	0,41	0,57	0,95	1,38	1,80	2,95	4,70	13,40
	6	0,10	0,16	0,28	0,40	0,52	0,95	1,25	1,60	2,50	4,00	11,50
	7	0,10	0,22	0,32	0,42	0,55	0,95	1,10	1,35	2,20	3,50	10,80
	1	0,10	0,32	0,70	1,12	1,60	2,62	3,55	4,55	6,50	9,40	19,40
	2	0,10	0,28	0,60	0,90	1,28	1,96	2,75	3,72	5,65	8,60	18,50
	3	0,10	0,27	0,55	0,84	1,15	1,75	2,43	3,17	4,80	7,40	17,20
	4	0,10	0,26	0,52	0,78	1,10	1,60	2,20	2,83	4,00	6,30	15,40
	5	0,10	0,25	0,52	0,78	1,10	1,55	2,10	2,78	3,85	5,90	14,50
	6	0,10	0,28	0,52	0,78	1,10	1,55	2,00	2,70	3,80	5,60	13,80
	7	0,10	0,32	0,52	0,78	1,10	1,55	1,90	2,60	3,75	5,50	13,00
	1	0,10	0,40	0,80	1,23	1,68	2,62	3,55	4,55	6,50	9,40	19,40
	2	0,10	0,40	0,78	1,20	1,60	2,30	3,15	4,10	5,85	8,60	18,50
	3	0,10	0,40	0,77	1,17	1,55	2,30	3,10	3,90	5,55	8,15	18,00
	4	0,10	0,40	0,75	1,13	1,55	2,30	3,05	3,80	5,30	7,60	17,50
	5	0,10	0,40	0,75	1,10	1,55	2,30	3,00	3,80	5,30	7,60	17,00
	6	0,10	0,40	0,75	1,10	1,50	2,30	3,00	3,80	5,30	7,60	16,50
	7	0,10	0,40	0,75	1,10	1,40	2,30	3,00	3,80	5,30	7,60	16,00

$m' = \eta e \frac{F}{W} = \eta \frac{M_1}{N} \cdot \frac{F}{W}$, где M_1 — больший из концевых моментов.

ПРИЛОЖЕНИЕ 7

УКАЗАНИЯ ПО ОПРЕДЕЛЕНИЮ КОЭФФИЦИЕНТОВ РАСЧЕТНОЙ ДЛИНЫ КОЛОНН

Одноступенчатые колонны

Коэффициенты расчетной длины μ_1 для нижнего участка одноступенчатой колонны принимаются в зависимости от отношения погонных жесткостей участков $\frac{i_2}{i_1} = \frac{J_2 l_1}{J_1 l_2}$ и величины $c_1 = \frac{l_2}{l_1}\sqrt{\frac{J_1}{J_2 t}}$:

при верхнем конце, свободном от всяких закреплений, — по табл. 64;

при верхнем конце, закрепленном от поворота и при возможности свободного его смещения, — по табл. 65. Здесь (рис. 21): J_1, J_2 и l_1, l_2 — моменты инерции сечений и длины соответственно нижнего и верхнего участков колонны;

$$t = \frac{P_1 + P_2}{P_2}.$$

При неподвижном верхнем конце, шарнирно опертом или закрепленном от поворота, значения коэффи-

циента μ_1 для нижнего участка колонны определяются по формуле

$$\mu_1 = \sqrt{\frac{\mu_{12}^2 + \mu_{11}^2 (t-1)}{t}}, \qquad (94)$$

где μ_{12} — коэффициент расчетной длины нижнего участка при $P_1 = 0$;

μ_{11} — коэффициент расчетной длины нижнего участка при $P_2 = 0$.

Значения коэффициентов μ_{12} и μ_{11} принимаются: при шарнирно опертом верхнем конце — по табл. 66; при неподвижном верхнем конце, закрепленном от поворота — по табл. 67.

Коэффициенты расчетной длины μ_2 для верхнего участка колонны во всех случаях определяются по формуле

$$\mu_2 = \frac{\mu_1}{c_1} \leqslant 3. \qquad (95)$$

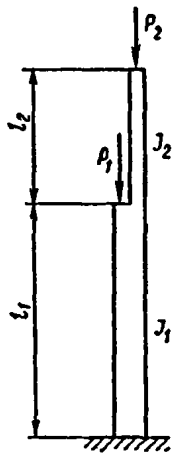


Рис. 21. Схема одноступенчатой колонны

Таблица 64

Коэффициенты расчетной длины μ_1 для одноступенчатых колонн с верхним свободным концом

Расчетная схема	C_1	Коэффициенты μ_1 при i_2/l_1																			
		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
	0,2	2,0	2,01	2,02	2,03	2,04	2,05	2,06	2,06	2,07	2,08	2,09	2,10	2,12	2,14	2,15	2,17	2,21	2,40	2,76	3,38
	0,4	2,0	2,04	2,08	2,11	2,13	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	2,58	2,70	2,83	2,96	3,07	3,17	3,27	3,36	3,55	3,74	—	—	—	—	—	—	—
	1,0	2,0	2,50	2,73	2,94	3,13	3,29	3,44	3,59	3,74	3,87	4,00	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	1,5	3,0	3,43	3,77	4,07	4,35	4,61	4,86	5,08	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	2,0	4,0	4,44	4,90	5,29	5,67	6,03	—	—	—	—	—	—	—		—	—	—	—	—	—
	2,5	5,0	5,55	6,08	6,56	7,00	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	3,0	6,0	6,65	7,25	7,82	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Таблица 65

Коэффициенты расчетной длины μ_1 для одноступенчатых колонн, закрепленных только от поворота

Расчетная схема	C_1	Коэффициенты μ_1 при i_2/l_1																			
		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
	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	—
	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	—	—	—	—	—
	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	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	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 66

Коэффициенты расчетной длины μ_{12} и μ_{11} для колонн с неподвижным шарнирно опертым верхним концом

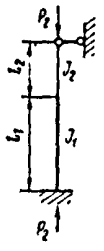
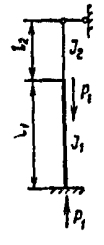
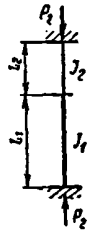
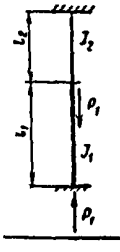
Расчетная схема	J_2/J_1	Коэффициенты μ_{12} и μ_{11} при l_2/l_1														
		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
	Коэффициенты μ_{12}															
	0,04	1,02	1,84	2,25	2;59	2,85	3,08	3,24	3,42	3,70	4,00	4,55	5,25	5,80	6,55	7,20
	0,06	0,91	1,47	1,93	2,26	2,57	2,74	2,90	3,05	3,24	3,45	3,88	4,43	4,90	5,43	5,94
	0,08	0,86	1,31	1,73	2,05	2,31	2,49	2,68	2,85	3,00	3,14	3,53	3,93	4,37	4,85	5,28
	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
	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
	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
	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
	Коэффициенты μ_{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
	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
	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 67

Коэффициенты расчетной длины μ_{12} и μ_{11} для колонн с неподвижным верхним концом, закрепленным от поворота

Расчетная схема	J_2/J_1	Коэффициенты μ_{12} и μ_{11} при l_2/l_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
	Коэффициенты μ_{12}															
	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
	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
	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
	0,3	0,62	0,68	0,74	0,85	0,95	1,06	1,18	1,28	1,39	1,48	1,67	1,82	1,96	2,12	2,20
	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
	Коэффициенты μ_{11}															
	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
	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
	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
	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
	0,3	0,60	0,63	0,64	0,65	0,66	0,67	0,73	0,81	0,89	0,94	1,09	1,20	1,28	1,35	1,41
	0,4	0,58	0,63	0,63	0,64	0,64	0,66	0,68	0,75	0,82	0,88	1,01	1,10	1,19	1,26	1,32
	0,5	0,57	0,61	0,63	0,64	0,64	0,65	0,68	0,72	0,77	0,83	0,94	1,04	1,12	1,19	1,25
	1,0	0,55	0,58	0,60	0,61	0,62	0,63	0,65	0,67	0,70	0,73	0,80	0,88	0,93	1,01	1,05

Двухступенчатые колонны

Коэффициенты расчетной длины μ_1 для нижнего участка двухступенчатой колонны при различных условиях закрепления (кроме упругой заделки) верхнего конца определяются по формуле

$$\mu_1 = \sqrt{\frac{t_1\bar{\mu}_1^2 + \left(t_2\bar{\mu}_2^2 + \bar{\mu}_3^2\right)\left(1+\bar{n}_2\right)^2\frac{J_1}{J'_{ср}}}{1+t_1+t_2}}, \quad (96)$$

Здесь (см. рис. 22):

$\bar{\mu}_1$, $\bar{\mu}_2$ и $\bar{\mu}_3$ — коэффициенты, определяемые по указаниям табл. 68, как для одноступенчатых колонн по схемам рис. 23;

$$t_1 = \frac{P_1}{P_3} \text{ и } t_2 = \frac{P_2}{P_3}; \quad \bar{n}_2 = \frac{l_2}{l_1};$$

P_1, P_2 и P_3 — продольные силы, приложенные соответственно в местах образования ступеней и к верху колонн;

$J'_{ср}$ — среднее значение момента инерции для участков l_1 и l_2, определяемое по формуле

$$J'_{ср} = \frac{J_1 l_1 + J_2 l_2}{l_1 + l_2}; \quad (97)$$

$J''_{ср}$ — среднее значение момента инерции для участков l_2 и l_3, определяемое по формуле

$$J''_{ср} = \frac{J_2 l_2 + J_3 l_3}{l_2 + l_3}; \quad (98)$$

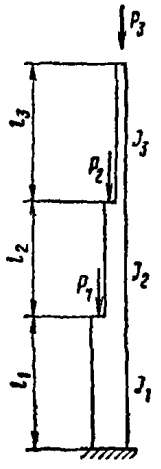


Рис. 22. Схема двухступенчатой колонны

Таблица 68

Коэффициенты расчетной длины $\bar{\mu}_1$, $\bar{\mu}_2$, $\bar{\mu}_3$ в формуле (96)

Условия закрепления верхнего конца колонны	Значения коэффициентов		
	$\bar{\mu}_1$	$\bar{\mu}_2$	$\bar{\mu}_3$
	При загружении		
	по рис. 23, *а*	по рис. 23, *б*	по рис. 23, *в*
Свободный конец	$\bar{\mu}_1 = 2$	$\bar{\mu}_2 = 2$	$\bar{\mu}_3 = \mu_1$ по табл. 64 при $C_1 = \frac{l_3}{l_1+l_2}\sqrt{\frac{J'_{ср}}{J_3}}$
Конец, закрепленный только от поворота	$\bar{\mu}_1 = \mu_1$ по табл. 65 при $C_1=0$	$\bar{\mu}_2 = \mu_1$ по табл. 65 при $C_1=0$	$\bar{\mu}_3 = \mu_1$ по табл. 65 при $C_1 = \frac{l_3}{l_1+l_2}\sqrt{\frac{J'_{ср}}{J_3}}$
Неподвижный шарнирно опертый конец	$\bar{\mu}_1 = \mu_{11}$ по табл. 66	$\bar{\mu}_2 = \mu_{11}$ по табл. 66	$\bar{\mu}_3 = \mu_{12}$ по табл. 66
Неподвижный, закрепленный от поворота, конец	$\bar{\mu}_1 = \mu_{11}$ по табл. 67	$\bar{\mu}_2 = \mu_{11}$ по табл. 67	$\bar{\mu}_3 = \mu_{12}$ по табл. 67

Колонны (стойки) многоэтажных свободных рам

Таблица 69

Коэффициенты расчетной длины μ стоек многоэтажных свободных рам при числе ярусов 3 и более

$i_c / i_{р.н}$	Коэффициенты μ при $i_c/i_{р.в}$														
	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	2,0	4,0	6,0	8,0	10,0	15,0	20,0	25,0	30,0
0	1,00	1,03	1,06	1,10	1,12	1,15	1,28	1,44	1,55	1,62	1,67	1,75	1,80	1,84	1,86
0,2	1,03	1,06	1,10	1,13	1,16	1,19	1,31	1,48	1,60	1,66	1,72	1,80	1,86	1,89	1,91
0,4	1,06	1,10	1,13	1,16	1,19	1,22	1,35	1,52	1,64	1,71	1,77	1,86	1,91	1,95	1,97
0,6	1,10	1,13	1,16	1,19	1,22	1,25	1,38	1,56	1,68	1,76	1,82	1,90	1,96	2,00	2,03
0,8	1,12	1,16	1,19	1,22	1,25	1,29	1,41	1,60	1,72	1,79	1,86	1,96	2,01	2,05	2,09
1,0	1,15	1,19	1,22	1,25	1,29	1,31	1,44	1,64	1,76	1,84	1,91	2,00	2,06	2,10	2,13
2,0	1,28	1,31	1,35	1,38	1,41	1,44	1,58	1,79	1,93	2,03	2,11	2,22	2,31	2,36	2,40
4,0	1,44	1,48	1,52	1,56	1,60	1,64	1,79	2,04	2,21	2,33	2,43	2,59	2,71	2,78	2,83
6,0	1,55	1,60	1,64	1,68	1,72	1,76	1,93	2,21	2,40	2,56	2,66	2,88	2,99	3,11	3,17
8,0	1,62	1,66	1,71	1,76	1,79	1,84	2,03	2,33	2,56	2,71	2,85	3,11	3,28	3,38	3,45
10,0	1,67	1,72	1,77	1,82	1,86	1,91	2,11	2,43	2,66	2,85	3,02	3,28	3,50	3,61	3,70
15,0	1,75	1,80	1,86	1,90	1,96	2,00	2,22	2,59	2,88	3,11	3,18	3,61	3,88	4,03	4,19

Продолжение табл. 69

$\frac{i_c}{i_{р.н}}$	Коэффициенты μ при $i_c/i_{р.в}$														
	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	2,0	4,0	6,0	8,0	10,0	15,0	20,0	25,0	30,0
20,0	1,80	1,86	1,91	1,96	2,01	2,06	2,31	2,71	2,99	3,28	3,50	3,88	4,19	4,36	1,55
25,0	1,84	1,89	1,95	2,00	2,05	2,10	2,36	2,78	3,11	3,38	3,61	4,03	4,36	4,62	4,84
30,0	1,86	1,91	1,97	2,03	2,09	2,13	2,40	2,83	3,17	3,45	3,70	4,19	4,55	4,84	5,07

Обозначения, принятые в табл. 69:

i_c — погонная жесткость стойки рассматриваемого яруса;

$i_{р.н}$ — полусумма погонных жесткостей ригелей, примыкающих к нижнему концу рассматриваемой стойки;

$i_{р.в}$ — то же, примыкающих к верхнему концу стойки.

Примечания: 1. При отношении $L/b \geqslant 6$ (где L — полная высота рамы и b — ширина рамы) должна быть проверена общая устойчивость рамы в целом как составного стержня, защемленного в основании и свободного вверху.

2. Для стоек двухъярусных рам значения коэффициентов μ, приведенные в табл. 69, умножаются на коэффициент 0,9.

J_1, J_2, J_3 и l_1, l_2, l_3 — моменты инерции сечений и длины соответственно нижнего, среднего и верхнего участков колонны.

Значения коэффициентов расчетной длины μ_1 для среднего участка длиной l_2 определяются по формуле

$$\mu_2 = \frac{\mu_1}{c_2}, \qquad (99)$$

а коэффициентов расчетной длины μ_3 для верхнего участка длиной l_3 — по формуле

$$\mu_3 = \frac{\mu_1}{c_3} \leqslant 3. \qquad (100)$$

Здесь

$$c_2 = \frac{l_2}{l_1}\sqrt{\frac{J_1(P_2+P_3)}{J_2(P_1+P_2+P_3)}};$$

$$c_3 = \frac{l_3}{l_1}\sqrt{\frac{J_1 P_3}{J_3(P_1+P_2+P_3)}}.$$

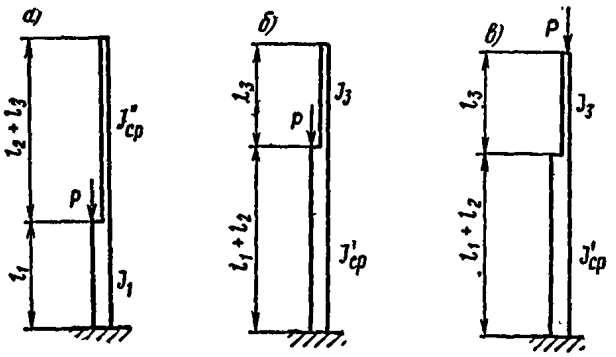


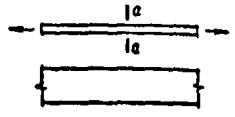
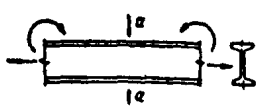
Рис. 23. Схемы одноступенчатых колонн к табл. 68

а — сила *P* приложена к нижнему участку колонны; *б* — то же, к среднему участку; *в* — то же, к верхнему участку

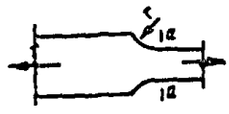
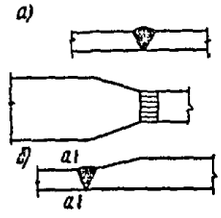
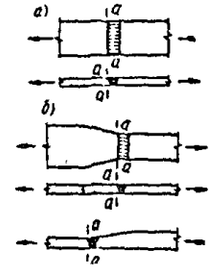
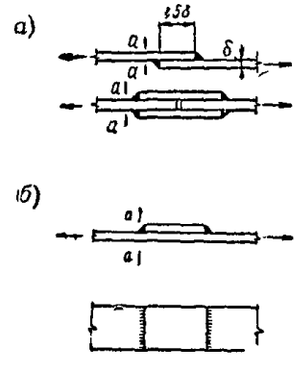
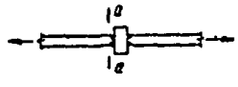
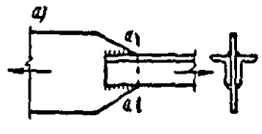
ПРИЛОЖЕНИЕ 8

ГРУППЫ ЭЛЕМЕНТОВ И СОЕДИНЕНИЙ ПРИ РАСЧЕТЕ НА УСТАЛОСТЬ

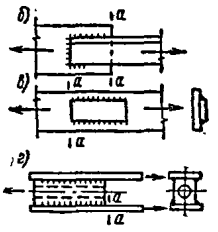
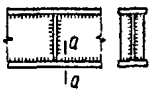
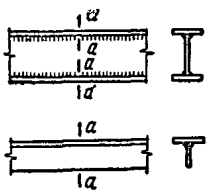
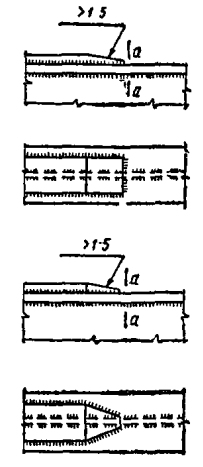
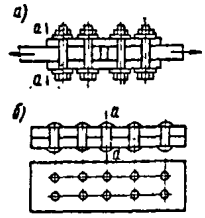
Таблица 70

№ п/п	Схема соединения и расположение расчетного сечения *а—а*	Характеристика сечения	Группа элемента или соединения
1		Основной металл с необработанной прокатной поверхностью и с прокатными, обрезанными или обработанными механическим путем кромками в сечениях вне сварных швов, заклепок и болтов	1
2		То же, но с кромками, обрезанными газовой резкой: машинной . . . . . ручной	2 4

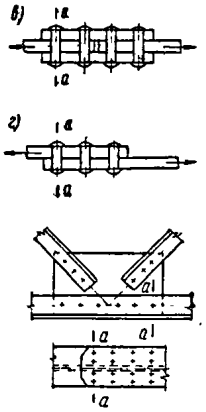
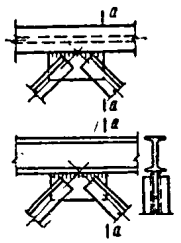
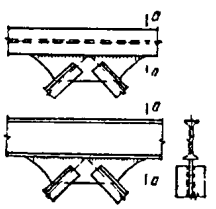
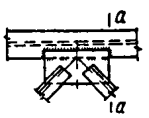
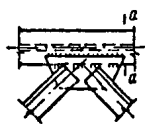
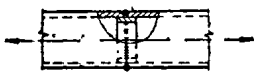
Продолжение табл. 70

№ п/п	Схема соединения и расположение расчетного сечения *а—а*	Характеристика сечения	Группа элемента или соединения
3		Основной металл с необработанной прокатной поверхностью и обработанными механическим путем кромками при разной ширине и радиусе перехода: $r=200$ *мм*	1
		$r=10$ *мм*	4
4		Основной металл в месте перехода к необработанному стыковому шву с усилением, имеющим достаточно плавный переход: а) при стыковании листов одинаковой толщины и ширины	4
		б) при стыковании листов разной ширины или листов разной толщины с плавным переходом	5
5		Основной металл в месте перехода к стыковому шву, обработанному в этом месте абразивным кругом или специальной фрезой: а) при стыковании листов одинаковой толщины и ширины	2
		б) при стыковании листов разной толщины или ширины	3
6		Основной металл в месте перехода к поперечному (лобовому) угловому шву: а) при передаче усилия через швы без механической обработки при отношении катетов 1 : 1,5 (при направлении большего катета вдоль усилия)	7
		то же, при механической обработке перехода от шва к основному металлу	4
		б) без механической обработки при передаче усилия через основной металл	6
		то же, при зачистке зоны перехода от шва к основному металлу	4
7		Основной металл в соединениях с фланцами при плавном переходе шва к основному металлу: с глубоким проваром присоединения	7
		то же, с механической обработкой перехода от сварного шва к основному металлу	4
8		Основной металл в соединениях с фланговыми швами, работающими на срез от осевой силы, в местах перехода от элемента к концам фланговых швов, независимо от обработки: а) с двумя фланговыми швами	8

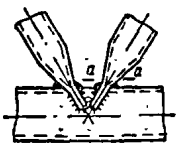
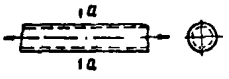
Продолжение табл. 70

№ п/п	Схема соединения и расположение расчетного сечения *а—а*	Характеристика сечения	Группа элемента или соединения
		б) с фланговыми и лобовыми швами	8
		в) при передаче усилия через основной металл . .	8
		г) щеки анкеров для крепления стальных канатов	8
9		Основной металл вблизи диафрагм и ребер, приваренных угловыми швами к растянутым поясам балок и элементам ферм: без механической обработки швов, но при наличии плавного перехода от швов к металлу — при ручной или полуавтоматической сварке	4
		то же, при механической обработке швов	2
10		Сварные сечения двутаврового, таврового и других типов, сваренные непрерывными продольными швами: автоматической сваркой при действии усилия вдоль оси шва по основному металлу	2
		при ручной сварке	3
11		Обрыв поясного листа сварной балки при уменьшении толщины (ширины) листа к месту обрыва с уклоном 1 : 5, без механической обработки поперечного (лобового) шва с соотношением катетов 1 : 2	7
12		Основной металл в сечениях: а) у прикреплений высокопрочными болтами . . .	3
		б) по соединительным заклепкам, а также по свободному отверстию	4

Продолжение табл. 70

№ п/п	Схема соединения и расположение расчетного сечения *а—а*	Характеристика сечения	Группа элемента или соединения
12		в) по прикреплениям с двусрезными заклепками .	5
		г) по прикреплениям с односрезными заклепками .	6
		д) по первому ряду заклепок, прикрепляющих фасонки к непрерывным (нестыкуемым в данном узле) элементам сплошных балок и решетчатых ферм, а также у обрыва поясного листа изгибаемого элемента	4
13		Фасонки прямоугольной формы, привариваемые встык или втавр к элементам конструкций, без механической обработки перехода от фасонки к элементу	8
14		Фасонки, привариваемые встык или втавр к стенкам и поясам балок, а также к элементам ферм, при плавной криволинейной форме и механической обработке перехода от фасонки к элементу конструкции, при полном проваре на всю толщину фасонки . . .	4
15		Фасонки прямоугольной и трапециевидной формы, привариваемые к поясам балок внахлестку с обваркой по контуру нахлестки, без механической обработки зон концентрации напряжений	7
16		Фасонки трапециевидной формы, привариваемые двумя фланговыми и двумя косыми швами (с соотношением катетов 1 : 1 для фланговых и 1 : 1,5 для косых швов), при механической обработке швов на концах фасонок	5
17		Основной металл трубы у сварного шва, выполненного на подкладном кольце	4

Продолжение табл. 70

№ п/п	Схема соединения и расположение расчетного сечения *а—а*	Характеристика сечения	Группа элемента или соединения
18		Основной металл трубы растянутого раскоса при $s = \delta_п/D_п = 1/14$, где $\delta_п$ и $D_п$ — толщина и наружный диаметр трубы пояса	8
19		Основной металл трубы растянутого раскоса, когда $\gamma_т = \frac{d_р}{D_п} = 0{,}4 \div 0{,}7$, $\alpha = 45 \div 60°$, то при: $s \geqslant 1/14$ . . . . . 6 $1/14 > s \geqslant 1/20$ . . . . . 7 $1/20 > s \geqslant 1/35$ . . . . . 8 где s — см. п. 18 $d_р$ и $D_п$ — наружные диаметры труб раскосов и пояса	
20	См. рис. п. 12, а	Высокопрочные болты	1
21	См. рис. п. 12, в См. рис. п. 12, г	Заклепки (при расчете на срез и смятие): двусрезные . . . . . 4 односрезные 5	
22		Основной металл винтовых тяг стяжных муфт (форкопфов) из стали марки Ст35 (С38/23) по нарезке: М 24—М 48 . . . . . 4 М 56—М 72 6	

ПРИЛОЖЕНИЕ 9

ОСНОВНЫЕ БУКВЕННЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

x, y — главные оси сечения;

F — площадь сечения;

J — момент инерции сечения (общее обозначение);

J_x и J_y — моменты инерции сечения соответственно относительно осей x и y;

W — момент сопротивления сечения при упругой работе материала (общее обозначение);

$\lambda_x = \frac{l_x}{r_x}$ и $\lambda_y = \frac{l_y}{r_y}$ — гибкость стержня в плоскостях, перпендикулярных осям x и y;

$\bar{\lambda} = \lambda\sqrt{R/E}$ — условная гибкость элемента;

l_x и l_y — расчетные длины стержня в плоскостях, перпендикулярных соответственно осям x и y;

$r_x = \sqrt{\frac{J_x}{F}}$; $r_y = \sqrt{\frac{J_y}{F}}$ — радиусы инерции сечения;

N — продольная сила;

Q — поперечная сила;

M_x и M_y — изгибающие моменты относительно соответственно осей x и y;

$e = \frac{M}{N}$ — эксцентрицитет приложения силы;

$m = e\frac{F}{W}$ — относительный эксцентрицитет;

$m_1 = \eta m$ — приведенный эксцентрицитет (с учетом влияния формы сечения);

η — коэффициент влияния формы сечения.

Примечание. F, J и W соответствуют сечениям брутто. $F_{нт}$, $J_{нт}$, $W_{нт}$ соответствуют сечениям нетто.

СОДЕРЖАНИЕ

Стр.

1. Общие указания 3
2. Материалы для стальных конструкций и соединений 4
3. Расчетные характеристики материалов и соединений 6
   Расчетные сопротивления 6
4. Расчет элементов стальных конструкций на осевые силы и изгиб 10
   Центрально-растянутые и центрально-сжатые элементы 10
   Изгибаемые элементы 12
   Элементы, подверженные действию осевой силы с изгибом 15
   Опорные части 19
5. Расчетные длины элементов стальных конструкций и предельные гибкости . 19
   Расчетные длины 19
   Плоские фермы и связи 19
   Пространственные решетчатые конструкции из одиночных уголков 20
   Колонны (стойки) 22
   Предельные гибкости элементов 23
   Сжатые элементы 23
   Растянутые элементы 23
6. Проверка устойчивости стенок и поясных листов изгибаемых и сжатых элементов 23
   Стенки балок 23
   Стенки центрально- и внецентренно-сжатых элементов 28
   Поясные листы (полки) центрально- и внецентренно-сжатых и изгибаемых элементов 30
7. Прочность и устойчивость листовых конструкций (оболочек вращения) . . 31
   Расчет на прочность 31
   Проверка устойчивости 32
8. Учет усталости металла 34
9. Расчет соединений стальных конструкций 35
   Стыки и прикрепления элементов 35
      Сварные соединения 35
      Заклепочные и болтовые соединения 36
      Соединения на высокопрочных болтах 37
      Соединения с фрезерованными торцами 38
      Поясные соединения в составных балках 38
10. Указания по проектированию стальных конструкций и их элементов . . . 39
   Общие указания 39
   Балки 41
   Фермы 42
   Колонны 42
   Связи 43
   Листовые конструкции (оболочки вращения) 43
   Сварные соединения 43
   Заклепочные и болтовые соединения 45

ПРИЛОЖЕНИЕ 1. Указания по применению стали для стальных конструкций зданий и сооружений 46

ПРИЛОЖЕНИЕ 2. Физические характеристики материалов, применяемых для стальных конструкций 53

ПРИЛОЖЕНИЕ 3. Материалы для механизированной и ручной сварки . . . 54

ПРИЛОЖЕНИЕ 4. Коэффициенты φ продольного изгиба центрально сжатых элементов 56

ПРИЛОЖЕНИЕ 5. Указания по определению коэффициента $\varphi_б$ для проверки общей устойчивости балок 56

ПРИЛОЖЕНИЕ 6. Таблицы для расчета внецентренно сжатых элементов . . . 59

ПРИЛОЖЕНИЕ 7. Указания по определению коэффициентов расчетной длины колонн 61

ПРИЛОЖЕНИЕ 8. Группы элементов и соединений при расчете на усталость . 65

ПРИЛОЖЕНИЕ 9. Основные буквенные обозначения 69

Таблица соотношений между некоторыми единицами физических величин, подлежащих изъятию, и единицами СИ

Наименование величины	Единица				Соотношение единиц
	подлежащая изъятию		СИ		
	наименование	обозначение	наименование	обозначение	
Сила; нагрузка; вес	килограмм-сила тонна-сила грамм-сила	кгс тс гс	ньютон	Н	1 кгс ~ 9,8 Н ~ 10 Н 1 тс ~ $9{,}8 \cdot 10^3$ Н ~ 10 кН 1 гс ~ $9{,}8 \cdot 10^{-3}$ Н ~ ~ 10 мН
Линейная нагрузка	килограмм-сила на метр	кгс/м	ньютон на метр	Н/м	1 кгс/м ~ 10 Н/м
Поверхностная нагрузка	килограмм-сила на квадратный метр	кгс/м²	ньютон на квадратный метр	Н/м²	1 кгс/м² ~ 10 Н/м²
Давление	килограмм-сила на квадратный сантиметр	кгс/см²	паскаль	Па	1 кгс/см² ~ $9{,}8 \cdot 10^4$ Па ~ ~ 10^5 Па ~ 0,1 МПа
	миллиметр водяного столба	мм вод. ст.			1 мм вод. ст. ~ 9,8 Па ~ ~ 10 Па
	миллиметр ртутного столба	мм рт. ст.			1 мм рт. ст. ~ 133,3 Па
Механическое напряжение	килограмм-сила на квадратный миллиметр	кгс/мм²	паскаль	Па	1 кгс/мм² ~ $9{,}8 \cdot 10^6$ Па ~ ~ 10^7 Па ~ 10 МПа
Модуль продольной упругости; модуль сдвига; модуль объемного сжатия	килограмм-сила на квадратный сантиметр	кгс/см²			1 кгс/см² ~ $9{,}8 \cdot 10^4$ Па ~ ~ 10^5 Па ~ 0,1 МПа
Момент силы; момент пары сил	килограмм-сила-метр	кгс·м	ньютон-метр	Н·м	1 кгс·м ~ 9,8 Н·м ~ ~ 10 Н·м
Работа (энергия)	килограмм-сила-метр	кгс·м	джоуль	Дж	1 кгс·м ~ 9,8 Дж ~ 10 Дж
Количество теплоты	калория	кал	джоуль	Дж	1 кал ~ 4,2 Дж
	килокалория	ккал			1 ккал ~ 4,2 кДж
Мощность	килограмм-сила-метр в секунду	кгс·м/с	ватт	Вт	1 кгс·м/с ~ 9,8 Вт ~ ~ 10 Вт
	лошадиная сила	л. с.			1 л. с. ~ 735,5 Вт
	калория в секунду	кал/с			1 кал/с ~ 4,2 Вт
	килокалория в час	ккал/ч			1 ккал/ч ~ 1,16 Вт
Удельная теплоемкость	калория на грамм-градус Цельсия	кал/(г·°С)	джоуль на килограмм-кельвин	Дж/(кг·К)	1 кал/(г·°С) ~ ~ $4{,}2 \cdot 10^3$ Дж/(кг·К)
	килокалория на килограмм-градус Цельсия	ккал/(кг·°С)			1 ккал/(кг·°С) ~ ~ 4,2 кДж/(кг·К)
Теплопроводность	калория в секунду сантиметр-градус Цельсия	кал/(с·см·°С)	ватт на метр-кельвин	Вт/(м·К)	1 кал/(с·см·°С) ~ ~ 420 Вт/(м·К)
	калория в час на метр-градус Цельсия	ккал/(ч·м·°С)			1 ккал/(ч·м·°С) ~ ~ 1,16 Вт/(м·К)
Коэффициент теплообмена (теплоотдачи); коэффициент теплопередачи	калория в секунду на квадратный сантиметр-градус Цельсия	кал/(с·см²·°С)	ватт на квадратный метр-кельвин	Вт/(м²·К)	1 кал/(с·см²·°С) ~ ~ 42 кВт/(м²·К)
	килокалория в час на квадратный метр-градус Цельсия	ккал/(ч·м²·°С)			1 ккал/(ч·м²·°С) ~ ~ 1,16 кВт/(м²·К)

Госстрой СССР

Глава СНиП II-В.3-72
«Стальные конструкции.
Нормы проектирования»

Редактор издательства В. В. Петрова
Технические редакторы В. М. Родионова, И. В. Панова
Корректоры Л. П. Бирюкова, Е. А. Степанова

Сдано в набор 24/IX 1973 г. Подписано к печати 28/I 1974 г. Формат 84×108¹/₁₆ д. л. Бумага типографская № 2 7,56 усл. печ. л. (уч-изд. 7,57 л.) Тираж 200 000 экз. Изд. № XII-4362
Зак № 1024. Цена 38 коп.

Стройиздат
103777, Москва, Кузнецкий мост, д. 9

Владимирская типография Союзполиграфпрома
при Государственном комитете Совета Министров СССР
по делам издательств, полиграфии и книжной торговли
Гор. Владимир, ул. Победы, д. 18-б.

ОПЕЧАТКИ

Страница	Строка	Напечатано	Следует читать
15	Правая колонка, 6-я снизу, формула (24)	$m_x=e_x\frac{F_{y1}}{J_x}$ или $m_y=e_y\frac{F_{x1}}{J_y}$,	$m_x=e_x\frac{FY_1}{J_x}$ или $m_y=e_y\frac{FX_1}{J_y}$
47	Между 7-й и 8-й снизу, графы 3—9		| 09Г2С | » 61 » 160 | ГОСТ 5058—65 | — | 3,5 | — | 3 |
60	1-я колонка справа, головка табл.	$0,1 \leqslant m \leqslant 0,2$	$0,1 \leqslant m \leqslant 20$
	1-я снизу	$0,1 \leqslant m_1 \leqslant 2,0$	$0,1 \leqslant m_1 \leqslant 20$
64	Левая колонка, числитель формулы (96)	$(1+\overline{n2})^2$	$(1+n_2)^2$

Зак. 1024

ГОСУДАРСТВЕННЫЙ КОМИТЕТ СОВЕТА МИНИСТРОВ СССР
ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА
(Госстрой СССР)

БСТ №12, 1976

ПОСТАНОВЛЕНИЕ

от 12 сентября 1975 г. № 150

Об изменении и дополнении пунктов 5.2 и 10.34, таблиц 2 и 50 главы СНиП II-В.3-72 "Стальные конструкции. Нормы проектирования"

Государственный комитет Совета Министров СССР по делам строительства ПОСТАНОВЛЯЕТ:

Утвердить и ввести в действие с 1 января 1976 г. изменения и дополнения пунктов 5.2 и 10.34, таблиц 2 и 50 главы СНиП II-В.3-72 "Стальные конструкции. Нормы проектирования", утвержденной постановлением Госстроя СССР от 29 декабря 1972г. № 222, согласно приложению.

Председатель Госстроя СССР И.Новиков

Приложение
к постановлению Госстроя СССР
от 12 сентября 1975 г. № 150

ИЗМЕНЕНИЯ И ДОПОЛНЕНИЯ

пунктов 5.2 и 10.34, таблиц 2 и 5 главы СНиП "Стальные конструкции. Нормы проектирования", утвержденной постановлением Госстроя СССР от 29 декабря 1972 г. № 222

1. Последний абзац пункта 5.2 изложить в следующей редакции:

"Радиусы инерции сечений сжатых элементов из одиночных уголков при этом принимаются: при $l_0 = l$ - минимальный радиус инерции; при $l_0 = 0{,}7l_1$, $l_0 = l_1$ и $l_0 = 1{,}4\,l_1$ - радиус инерции относительно оси сечения уголка, параллельной плоскости фермы."

2. В подпункте "б" пункта 10.34 исключить слово: "однопроходных".

3. Последнюю фразу примечания 2 таблицы 2 исключить.

4. Таблицу 50 изложить в следующей редакции:

Приложение I

УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ СТАЛИ ДЛЯ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Таблица 50

Расчетная температура в °С	Класс стали	Марка стали	Толщина листового, сортового и фасонного проката в мм	ГОСТ или ТУ на поставку	Примечания
I	2	3	4	5	6
Группа I. Сварные конструкции, работающие в особо тяжелых условиях и подвергающиеся непосредственному воздействию динамических или вибрационных нагрузок (балки рабочих площадок главных зданий мартеновских и конверторных цехов, элементы конструкций бункерных и разгрузочных эстакад, непосредственно воспринимающие нагрузку от подвижных составов; подкрановые балки; фасонки стропильных и подстропильных ферм и т.п.)					
$t \geq -40$	С38/23	ВСт3Гпс5 ВСт3сп5 М16С	От 5 до 30 " 5 " 25 " 26 " 40	ГОСТ 380-71* ГОСТ 380-71* ГОСТ 6713-53	Ударная вязкость при -20°С и после мех.старения $\geq 3,5$ кгс.м/см^2
	С44/29	ВСтГпс 09Г2С-12	От 10 до 25 " 21 " 60	ГОСТ 14637-69* ГОСТ 19281(2)-73	Ударная вязкость при -40°С и после мех.старения ≥ 3 кгс.м/см^2
	С46/33	09Г2С-12 10Г2С1-12 10Г2СД-12 15ХСНД-12 14Г2-12	От 4 до 20 " 4 " 11 " 12 " 40 " 4 " 32 " 4 " 32	ГОСТ 19281(2)-73 ГОСТ 19281(2)-73 ГОСТ 19281(2)-73 ГОСТ 19281(2)-73 ГОСТ 19282-73	Применяется только для фасонок ферм.

1	2	3	4	5	6
$t \geq -40$	С52/40	10Г2С1-12 10ХСНД-12 10ХСНД-12 14Г2АФ-12 15Г2АФДпс-12	От 10 до 40 " 4 " 15 " 4 " 40 " 4 " 50 " 4 " 32	ГОСТ 19282-73 ГОСТ 19281-73 ГОСТ 19282-73 ГОСТ 19282-73 ГОСТ 19282-73	Сталь термоупрочненная
$-40 > t \geq -65$	С44/29	09Г2С-15	От 21 до 60	ГОСТ 19282-73	
	С46/33	09Г2С-15 09Г2С-15	От 4 до 11 " 4 " 20	ГОСТ 19281-73 ГОСТ 19282-73	
	С52/40	10Г2С1-15 10ХСНД-15 10ХСНД-15 14Г2АФ-15 15Г2АФДпс-15	От 10 до 40 " 4 " 11 " 4 " 40 " 4 " 50 " 4 " 32	ГОСТ 19282-73 ГОСТ 19281-73 ГОСТ 19282-73 ГОСТ 19282-73 ГОСТ 19282-73	Сталь термоупрочненная
Г р у п п а II. Сварные конструкции, находящиеся под непосредственным воздействием динамических или вибрационных нагрузок, кроме перечисленных в группе I (пролетные строения наклонных мостов доменных печей, пролетные строения и опоры транспортерных галерей и т.п.)					
$t \geq -40$	С38/23	ВСт3пс6 ВСт3Гпс5 ВСт3сп5 09Г2С-12	От 5 до 10 " 11 " 30 " 11 " 25 " 61 " 160	ГОСТ 380-71* ГОСТ 380-71* ГОСТ 380-71* ГОСТ 19281(2)-73	
	С44/29	ВСтТпс	От 10 до 25	ГОСТ 14637-69*	Ударная вязкость при -40°С и после мех.старения $\geq$ 3 кгс.м/см^2

1	2	3	4	5	6
$t \geq -40$	С46/33	14Г2-12	От 4 до 32	ГОСТ 19281(2)-73	
		10Г2С1-12	" 4 " 11	ГОСТ 19281(2)-73	
		10Г2С1Д-12	" 12 " 40	ГОСТ 19281(2)-73	
		15ХСНД-12	" 4 " 32	ГОСТ 19281(2)-73	
		10ХНДП-12	" 4 " 9	ГОСТ 19281(2)-73	
	С52/40	10Г2С1-12	От 10 до 40	ГОСТ 19282-73	Сталь термоупрочненная
		10ХСНД-12	" 4 " 15	ГОСТ 19281-73	
		10ХСНД-12	" 4 " 40	ГОСТ 19282-73	
		14Г2АФ-12	" 4 " 50	ГОСТ 19282-73	
		15Г2АФДпс-12	" 4 " 32	ГОСТ 19282-73	
	С60/45	16Г2АФ-12	От 4 до 50	ГОСТ 19282-73	
		18Г2АФпс-12	" 4 " 32	ГОСТ 19282-73	До 01.01.1977 поставляется по ЧМТУ 1-741-69
		15Г2СФ-12	" 10 " 32	ГОСТ 19282-73	Сталь термоупрочненная. До 01.01.1977 поставляется по ТУ 14-1-54-71
$-40 > t \geq -65$	С38/23	09Г2С-15	От 61 до 160	ГОСТ 19282-73	
	С44/29	09Г2С-15	От 21 до 60	ГОСТ 19282-73	
	С46/33	09Г2С-15	От 4 до 11	ГОСТ 19281-73	
		09Г2С-15	" 4 " 20	ГОСТ 19282-73	
		10Г2С1-15	" 4 " 11	ГОСТ 19281(2)-73	
		10Г2С1Д-15	" 12 " 60	ГОСТ 19282-73	
		15ХСНД-15	" 4 " 11	ГОСТ 19281-73	
		15ХСНД-15	" 4 " 32	ГОСТ 19282-73	

1	2	3	4	5	6
$-40>t\geq-65$	С52/40	10Г2С1-15 10ХСНД-15 10ХСНД-15 14Г2АФ-15 15Г2АФДпс-15	От 10 до 40 " 4 " 11 " 4 " 40 " 4 " 50 " 4 " 32	ГОСТ 19282-73 ГОСТ 19281-73 ГОСТ 19282-73 ГОСТ 19282-73 ГОСТ 19282-73	Сталь термоупрочненная
	С60/45	16Г2АФ-15 16Г2АФпс-15	От 4 до 50 " 4 " 32	ГОСТ 19282-73 ГОСТ 19282-73	До 01.01.1977 поставляется по ЧМТУ 1-741-69
Г р у п п а III. Сварные конструкции перекрытий и покрытий (фермы, за исключением фасонок, ригели рам, главные балки перекрытий и т.п.)					
$t\geq-30$	С38/23	ВСт3пс6	От 5 до 25	ГОСТ 380-71*	
$-30>t\geq-40$	С38/23	ВСт3пс6 ВСт3Гпс5 ВСт3сп5	От 5 до 10 " 11 " 30 " 11 " 25	ГОСТ 380-71* ГОСТ 380-71* ГОСТ 380-71*	
$t\geq-40$	С44/29	ВСтТпс	От 10 до 25	ГОСТ 14637-69*	Ударная вязкость при -40°С ≥ 3 кгс.м/см^2
	С46/33	14Г2-6 10ХНДП-6 10ХНДП	От 4 до 32 " 4 " 9 " 10 " 12	ГОСТ 19281(2)-73 ГОСТ 19281(2)-73 ТУ 14-1-389-72 ТУ 14-1-1217-75	Ударная вязкость при -40°С ≥ 3 кгс.м/см^2
	С52/40	10Г2С1-6 14Г2АФ-6 15Г2АФДпс-6 15Г2СФ-6 15Г2СФ-6	От 10 до 40 " 4 " 50 " 4 " 32 " 4 " 20 " 4 " 32	ГОСТ 19282-73 ГОСТ 19282-73 ГОСТ 19282-73 ГОСТ 19281-73 ГОСТ 19282-73	Сталь термоупрочненная До 01.01.1977г. поставляется по ТУ 14-1-64-71

1	2	3	4	5	6
$t \geq -40$	С60/45	16Г2АФ-6 15Г2СФ-6 18Г2АФпс-6	От 4 до 50 " 10 " 32 " 4 " 32	ГОСТ 19282-73 ГОСТ 19282-73 ГОСТ 19282-73	Сталь термоупрочненная До 01.01.1977 поставляется по ТУ 14-1-541 До 01.01.1977 поставляется по ЧМТУ 1-741-69
	С70/60	12Г2СМФ	От 10 до 32	ТУ 14-1-1308-75	Ударная вязкость при -40°С $\geq$3,5 кгс.м/см²
$-40 > t \geq -65$	С44/29	09Г2-12 09Г2С-15	От 4 до 10 " 21 " 60	ГОСТ 19281(2)-73 ГОСТ 19282-73	
	С46/33	09Г2С-12 09Г2С-12 09Г2С-15 10Г2С1-15 10Г2С1-15 15ХСНД-15 15ХСНД-15	От 4 до 11 " 4 " 9 " 10 " 20 " 4 " 11 " 4 " 60 " 4 " 11 " 4 " 32	ГОСТ 19281-73 ГОСТ 19282-73 ГОСТ 19282-73 ГОСТ 19281-73 ГОСТ 19282-73 ГОСТ 19281-73 ГОСТ 19282-73	
	С52/40	10Г2С1-15 10ХСНД-15 10ХСНД-15 14Г2АФ-15 15Г2АФДпс-15	От 10 до 40 " 4 " 11 " 4 " 40 " 4 " 50 " 4 " 32	ГОСТ 19282-73 ГОСТ 19281-73 ГОСТ 19282-73 ГОСТ 19282-73 ГОСТ 19282-73	Сталь термоупрочненная
	С60/45	16Г2АФ-15 18Г2АФпс-15	От 4 до 50 " 4 " 32	ГОСТ 19282-73 ГОСТ 19282-73	До 01.01.1977 поставляется по ЧМТУ 1-741-69

1	2	3	4	5	6
Группа IУ. Сварные конструкции, не подвергающиеся непосредственному воздействию подвижных или вибрационных нагрузок (колонны, стойки, прогоны покрытий, опорные плиты; конструкции, поддерживающие технологическое оборудование и трубопроводы, сварные балки, бункера)					
$t \geqslant -30$	С38/23	ВСтЗкп2 ВСтЗкп2	От 4 до 40 " 4I " I60	ГОСТ 380-7I* ГОСТ 380-7I*	Применяется только для опорных плит
	С44/29	ВСтТпс	От I0 до 25	ГОСТ I4637-69*	Ударная вязкость при -40°С ⩾ 3 кгс.м/см²
$-30 > t \geqslant -40$	С38/23	ВСтЗпс6	От 5 до 25	ГОСТ 380-7I*	
$t \geqslant -40$	С44/29	ВСтТпс	От I0 до 25	ГОСТ I4637-69*	Ударная вязкость при -40°С ⩾ 3 кгс.м/см²
	С46/33	I4Г2-6 I0ХНДП-6 I0ХНДП	От 4 до 32 " 4 " 9 " I0 " I2	ГОСТ I928I(2)-73 ГОСТ I928I(2)-73 ТУ I4-I-389-72 ТУ I4-I-I2I7-75	Ударная вязкость при -40°С ⩾ 3 кгс.м/см²
	С52/40	I0Г2С1-6 I4Г2АФ-6 I5Г2АФДпс-6 I5Г2СФ-6 I5Г2СФ-6	От I0 до 40 " 4 " 50 " 4 " 32 " 4 " 20 " 4 " 32	ГОСТ I9282-73 ГОСТ I9282-73 ГОСТ I9282-73 ГОСТ I928I-73 ГОСТ I9282-73	Сталь термоупрочненная До 0I.0I.I977 поставляется по ТУ I4-I-64-7I
	С60/45	I6Г2АФ-6 I8Г2АФпс-6 I5Г2СФ-6	От 4 до 50 " 4 " 32 " I0 " 32	ГОСТ I9282-73 ГОСТ I9282-73 ГОСТ I9282-73	До 0I.0I.I977 поставляется по ЧМТУ_I-74I-69 Сталь термоупрочненная. До 0I.0I.I977 поставляется по ТУ I4-I-64-7I

1	2	3	4	5	6
$t \geq -40$	С70/60	I2Г2СМФ	От I0 до 32	ТУ I4-I-I308-75	Ударная вязкость при -40°С $\geq 3,5$ кгс.м/см^2
	С38/23	09Г2С-6	От 6I до I60	ГОСТ I9282-73	Применяется только для опорных плит
	С44/29	ВСтТпс	От I0 до 25	ГОСТ I4637-69*	Ударная вязкость при -40°С ≥ 3 кгс.м/см^2
		09Г2-6	" 4 " 32	ГОСТ I928I(2)-73	
		09Г2С-6	" 2I " 32	ГОСТ I928I(2)-73	
		09Г2С-9	" 33 " 60	ГОСТ I9282-73	
		I0Г2С1-6	" 6I " I60	ГОСТ I9282-73	Применяется только для опорных плит
$-40 > t \geq -50$	С46/33	09Г2С-6	От 4 до 20	ГОСТ I928I(2)-73	
		I0Г2С1-6	" 4 " 20	ГОСТ I928I(2)-73	
		I0Г2С1-9	" 2I " 60	ГОСТ I9282-73	
		I0ХНДП-6	" 4 " 9	ГОСТ I928I(2)-73	
	С52/40	I0Г2С1-9	От I0 до 40	ГОСТ I9282-73	Сталь термоупрочненная
		I4Г2АФ-9	" 4 " 50	ГОСТ I9282-73	
		I5Г2АФДпс-9	" 4 " 32	ГОСТ I9282-73	
	С60/45	I6Г2АФ-9	От 4 " 50	ГОСТ I9282-73	
		I8Г2АФпс-9	" 4 " 32	ГОСТ I9282-73	До 0I.0I.I977 поставляется по ЧМТУ I-74I-69

1	2	3	4	5	6
-50>t≥-65	С44/29	09Г2С-9	От 21 до 60	ГОСТ 19282-73	
	С46/33	09Г2С-9	От 4 до 11	ГОСТ 19281-73	
		09Г2С-9	" 4 " 20	ГОСТ 19282-73	
		10Г2С1-9	" 4 " 11	ГОСТ 19281-73	
		10Г2С1-9	" 4 " 60	ГОСТ 19282-73	
		15ХСНД-9	" 4 " 11	ГОСТ 19281-73	
		15ХСНД-9	" 4 " 32	ГОСТ 19282-73	
	С52/40	10Г2С1-9	От 10 до 40	ГОСТ 19282-73	Сталь термоупрочненная
		10ХСНД-9	" 11 " 40	ГОСТ 19282-73	
		14Г2АФ-9	" 4 " 50	ГОСТ 19282-73	
		15Г2АФДпс-9	" 4 " 32	ГОСТ 19282-73	
	С60/45	16Г2АФ-9	От 4 " 50	ГОСТ 19282-73	
		16Г2АФпс-9	" 4 " 32	ГОСТ 19282-73	До 01.01.1977 поставляется по ЧМТУ 1-741-69

Г р у п п а У. Конструкции I, II, III, IУ групп, монтируемые при расчетной температуре ниже минус 40°С и эксплуатируемые в отапливаемых помещениях.

Все марки сталей, рекомендуемые для конструкций I, II, III, IУ групп в районах с расчетной температурой ниже минус 40°С, с заменой требования по ударной вязкости при температуре минус 70°С (категории 9 и 15 по ГОСТ 19281-73 и ГОСТ 19282-73) требованием по ударной вязкости при температуре минус 40°С (категории 6 и 12 по ГОСТ 19281-73 и ГОСТ 19282-73)

1	2	3	4	5	6
	Группа УI. Вспомогательные конструкции зданий и сооружений (связи, элементы фахверка, лестницы, площадки, опоры светильников и т.п.) и слабонагруженные конструкции и элементы с напряжением менее 0,4 расчетного сопротивления с применением сварки и без сварки.				
$t \geq -40$	С38/23	ВСт3кп2	От 4 до 30	ГОСТ 380-7I*	
	С46/33	I0ХНДП-6 I0ХНДП	От 4 до 9 " I0 " I2	ГОСТ I928I(2)-73 ТУ I4-I-389-72 ТУ I4-I-I2I7-75	Ударная вязкость при -40°С ≥3 кгс.м/см²
$-40 > t \geq -65$	С38/23	ВСт3сп5 ВСт3Гпс5	От 5 до 25 " 5 " 30	ГОСТ 380-7I* ГОСТ 380-7I*	
	С46/33	I0ХНДП-I2	От 4 до 9	ГОСТ I928I(2)-73	
	Группа УП. Конструкции, относящиеся к группам I, П и Ш, при выполнении их клепаными				
$t \geq -40$	С38/23	ВСт3пс6 ВСт3Гпс5	От 5 до 25 " I0 " 30	ГОСТ 380-7I* ГОСТ 380-7I*	
	С44/29	ВСтТпс	От I0 до 25	ГОСТ I4637-69*	Ударная вязкость при -40°С ≥3 кгс.м/см²
		09Г2-6	" 4 " 32	ГОСТ I928I(2)-73	
	С46/33	I4Г2-6 I0ХНДП-6 I0ХНДП	От 4 до 32 " 4 " 9 " I0 " I2	ГОСТ I928I(2)-73 ГОСТ I928I(2)-73 ТУ I4-I-389-72 ТУ I4-I-I2I7-75	Ударная вязкость при -40°С ≥3 кгс.м/см²

1	2	3	4	5	6
$t \geq -40$	С52/40	10Г2С1-6	От 10 до 40	ГОСТ 19282-73	Сталь термоупрочненная
$-40 > t \geq -65$	С44/29	ВСтТсп	От 10 до 25	ГОСТ 14637-69*	Ударная вязкость при -40°С и после мех.старения ≥ 3 кгс.м/см^2
		09Г2-12	" 4 " 20	ГОСТ 19281(2)-73	
		09Г2С-12	" 21 " 32	ГОСТ 19281(2)-73	
	С46/33	14Г2-12	От 4 до 32	ГОСТ 19281(2)-73	
		10Г2С1-12	" 4 " 32	ГОСТ 19281(2)-73	
	С52/40	10Г2С1-15	От 10 до 40	ГОСТ 19282-73	Сталь термоупрочненная
Группа УШ. Конструкции, относящиеся к группе IУ, при выполнении их клепаными, а также элементы конструкций, не имеющие сварных соединений.					
$t \geq -40$	С38/23	ВСт3кп2	От 4 до 30	ГОСТ 380-71*	
	С44/29	ВСтТкп	От 10 до 25	ГОСТ 14637-69*	Ударная вязкость при -40°С ≥ 3 кгс.м/см^2
	С46/33	14Г2-6	От 4 до 32	ГОСТ 19281(2)-73	Ударная вязкость при -40°С ≥ 3 кгс.м/см^2
		10ХНДП-6	" 4 " 9	ГОСТ 19281(2)-73	
		10ХНДП	" 10 " 12	ТУ 14-1-389-72 ТУ 14-1-1217-75	
	С52/40	10Г2С1-6	От 10 до 40	ГОСТ 19282-73	Сталь термоупрочненная
$-40 > t \geq -65$	С44/29	ВСтТпс	От 10 до 25	ГОСТ 14637-69*	Ударная вязкость при -40°С и после мех.старения ≥ 3 кгс.м/см^2
		09Г2-12	" 4 " 20	ГОСТ 19281(2)-73	
		09Г2С-12	" 21 " 32	ГОСТ 19281(2)-73	

I	2	3	4	5	6
$-40 > t \geq -65$	С46/33	I4Г2-I2 I0Г2С1-I2 I0ХНДП-I2	От 4 до 32 " 4 " 32 " 4 " 9	ГОСТ I9281(2)-73 ГОСТ I9281(2)-73 ГОСТ I9281(2)-73	
	С52/40	I0Г2С1-I5	От I0 до 40	ГОСТ I9282-73	Сталь термоупрочненная

Примечания: I. Указания настоящей таблицы не распространяются на стальные конструкции специальных сооружений: магистральные и технологические трубопроводы, резервуары специального назначения (для хранения нефтепродуктов и др.), кожухи доменных печей и воздухонагревателей, мачты и башни сооружений связи, опоры линий электропередачи, опоры контактных сетей и т.п. Марки стали для этих конструкций устанавливаются соответствующими главами СНиП или специальными руководствами.

2. За расчетную температуру принимается:

а) при возведении конструкций в районах с расчетной температурой наружного воздуха минус 40°С и выше - температура, при которой конструкции эксплуатируются;

б) при возведении конструкций в районах с расчетной температурой наружного воздуха ниже минус 40°С - температура наружного воздуха данного района.

За температуру наружного воздуха района принимается средняя температура наиболее холодной пятидневки, согласно указаниям главы СНиП по строительной климатологии и геофизике.

3. К конструкциям, подвергающимся динамическому воздействию подвижных нагрузок, относятся подкрановые балки, а также конструкции, подлежащие расчету на выносливость.

4. В описаниях I - УШ групп приведен примерный перечень конструкций.

5. Примерный перечень кранов разных режимов работы приведен в главе СНиП по нагрузкам и воздействиям.

6. За толщину, указанную в графе 4, для двутавров и швеллеров условно принимается толщина стенки.

7. При толщинах проката менее 5 мм приведенные в таблице марки стали применяются без требований по ударной вязкости.

8. При соответствующем технико-экономическом обосновании стали марок 09Г2, 09Г2С, I0Г2С1, I5Г2СФ, I4Г2АФ, I6Г2АФ, I8Г2АФпс могут заказываться как стали повышенной коррозионной стойкости (с медью); в этом случае к названию марки добавляется буква "Д", а именно: 09Г2Д, I0Г2С1Д, I5Г2СФД, I4Г2АФД, I6Г2АФД, I8Г2АФпс, согласно ГОСТ I9281-73 и ГОСТ I9282-73.

9. Для конструкций всех групп, кроме групп I и II, при расчетных температурах $t \geq -50^{\circ}C$ допускается применять прокат толщиной 4 мм и менее из стали ВСт3кп2 по ГОСТ 380-71*.

I0. Низколегированные стали, поставляемые по ГОСТ I9281-73 и по ГОСТ I9282-73, одного диапазона толщин и одной категории, в таблице указываются одной строчкой, причем оба стандарта в графе "5" обозначены как I9281(2) - 73.

II. Допускается вместо сталей марок ВСт3Гпс и ВСт3сп применять сталь марки ВI8Гпс соответствующих категорий по ТУ I4-2-I73-75.

ГОСУДАРСТВЕННЫЙ КОМИТЕТ СОВЕТА МИНИСТРОВ СССР
ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА
(Госстрой СССР)

БСТ №10, 1976 г. (2)

ПОСТАНОВЛЕНИЕ

от 23 июня 1976 г. № 94

Об изменении и дополнении пунктов 2.9, 3.I, I0.34 и I0.42 главы СНиП П-В.3-72 "Стальные конструкции. Нормы проектирования"

Государственный комитет Совета Министров СССР по делам строительства ПОСТАНОВЛЯЕТ:

I. Утвердить и ввести в действие с I августа 1976 г. изменения и дополнения пунктов 2.9, 3.I, I0.34 и I0.42 главы СНиП П-В.3-72 "Стальные конструкции. Нормы проектирования", утвержденной постановлением Госстроя СССР от 29 декабря 1972 г. № 222, согласно приложению.

2. Признать утратившим силу с I августа 1976 г. пункт 2 приложения к постановлению Госстроя СССР от I2 сентября 1975 г. № I50 "Об изменении и дополнении пунктов 5.2 и I0.34, таблиц 2 и 50 главы СНиП П-В.3-72 "Стальные конструкции. Нормы проектирования".

Председатель Госстроя СССР И.Новиков

Приложение
к постановлению Госстроя СССР
от 23 июня 1976 г. № 94

ИЗМЕНЕНИЯ И ДОПОЛНЕНИЯ

пунктов 2.9, 3.I, I0.34 и I0.42 главы СНиП II-B.3-72 "Стальные конструкции. Нормы проектирования", утвержденной постановлением Госстроя СССР от 29 декабря 1972 г. №222

I. В абзаце втором подпункта „а" пункта 2.9 после слов: "болты классов 4.6 и 5.6" дополнить "и 6.6" и после слов: „по пп.I" исключить „3".

2. В абзаце втором подпункта „б" пункта 2.9 после слов: „с дополнительными испытаниями по пп" исключить „I".

3. Примечания к подпунктам „а" и „б" пункта 2.9 изложить в следующей редакции:

„I. В расчетных соединениях, воспринимающих сдвигающие или растягивающие усилия, конструкций, не рассчитываемых на выносливость, при расчетной температуре минус 40°С и выше допускается применять болты классов 4.8 и 5.8 грубой точности по ГОСТ I5589-70^{X} или ГОСТ I5591-70^{X} и нормальной точности по ГОСТ 7798-70^{X} или ГОСТ 7796-70^{X}, изготовленные из кипящей и спокойной стали с дополнительными видами испытаний по п.I табл.I0 ГОСТ I759-70^{X}.

2. При заказе болтов классов 4.8 и 5.8 по ГОСТ I759-70^{X} необходимо указывать, что не допускается применение автоматных сталей.

3. Болты классов 6.6 допускается применять только из стали 35".

4. В пункте 2.9,в после слов: „по п.2.9,а" добавить „и примечанию I".

5. Таблицу 7 пункта 3.I дополнить расчетными сопротивлениями $R^{б}$ болтовых соединений для болтов классов 4.8, 5.8 и 6.6 в следующей редакции:

„Дополнение таблицы 7

Расчетные сопротивления R^{3} болтовых соединений

Болты	Соединения	Напряженное состояние и группа соединения	Условное обозначение	Расчетные сопротивления в кгс/см² растяжению и срезу болтов классов		
				4.8	5.8	6.6
Повышенной точности	Одноболтовые и многоболтовые	Растяжение	$R^{б}_{р}$	I600	I900	2400
		Срез В	$R^{б}_{ср}$	I600	I800	2000
		Смятие В	$R^{б}_{см}$	–	–	–
Нормальной точности	Одноболтовые	Растяжение	$R^{б}_{р}$	I600	I900	2400
		Срез	$R^{б}_{ср}$	I600	I800	2000
		Смятие	$R^{б}_{см}$	–	–	–
	Многоболтовые	Растяжение	$R^{б}_{р}$	I600	I900	2400
		Срез	$R^{б}_{ср}$	I400	I600	I700
		Смятие	$R^{б}_{см}$	–	–	–
Грубой точности	Одноболтовые	Растяжение	$R^{б}_{р}$	I600	I900	2400
		Срез	$R^{б}_{ср}$	I600	I800	2000
		Смятие	$R^{б}_{см}$	–	–	–
	Многоболтовые	Растяжение	$R^{б}_{р}$	I600	I900	2400
		Срез	$R^{б}_{ср}$	I400	I600	I700
		Смятие	$R^{б}_{см}$ "	–	–	–

6. Таблицу 7 пункта 3.I дополнить примечаниями следующего содержания:

„3. Расчетное сопротивление смятию соединений элементов конструкций из сталей классов С44/29 и С46/33, указанное для болтов нормальной точности, распространяется на соединения с болтами грубой точности.

4. В соединяемых элементах из сталей классов С38/23, С44/29, С46/33 при уменьшении расстояния вдоль усилия от края элемента до центра ближайшего болта до $I,5\,d$ и расстояния между центрами болтов до $2\,d$ расчетное сопротивление смятию должно быть снижено на I5%".

7. Абзац третий пункта I0.42 изложить в следующей редакции:

„При размещении заклепок или болтов в шахматном порядке расстояние между их центрами вдоль усилия следует принимать не менее $a + I,5\,d$, где a – расстояние между рядами поперек усилия; d – по табл.49. При таком размещении сечение элемента $F_{нт}$ определяется с учетом ослабления его отверстиями, расположенными только в одном сечении поперек усилия (не по „зигзагу")".

8. Таблицу 49 пункта I0.42 дополнить примечанием следующего содержания:

„В элементах болтовых соединений конструкций из сталей классов С38/23, С44/29, С46/33 минимальные расстояния между центрами болтов в любом направлении допускается принимать равными $2,5\,d$ ".

9. Подпункт „б" пункта I0.34 изложить в следующей редакции:

„б) в зависимости от группы конструкций, метода сварки, класса стали и толщины свариваемых элементов толщины двухсторонних угловых швов $h_ш$ следует принимать не менее указанных в п.I, 2 и 3 табл.48 и не более I,2 δ (наименьшей толщины свариваемых элементов).

Для прикрепления ребер жесткости и диафрагм в конструкциях Ш, IУ и У1 групп допускается применение односторонних угловых швов, толщины которых $h_ш$ следует принимать не менее указанных в п.4 табл.48 и не более I,2 δ . При этом не допускается применение односторонних угловых швов:

в конструкциях, эксплуатируемых в среднеагрессивной и сильноагрессивной средах (в соответствии с главой СНиП П-28-73), а также находящихся на открытом воздухе;

в конструкциях, изготавливаемых из стали классов С52/40--С85/75;

в конструкциях, возводимых в районах с расчетными температурами наружного воздуха ниже минус 40°С;

в конструкциях, изготавливаемых с применением ручной сварки".

I0. Таблицу 48 пункта I0.34 изложить в следующей редакции:

Таблица 48

„МИНИМАЛЬНЫЕ ТОЛЩИНЫ $h_ш$ УГЛОВЫХ ШВОВ

№ п/п	Группа конструкций по табл.50 и отдельные элементы конструкций	Метод сварки	Вид соединения	Класс стали	Минимальные толщины швов (мм) при толщине более толстого из свариваемых элементов (мм)						
					6-10	11-16	17-22	23-32	33-40	41-60	61-80
1	Конструкции I, II, III, IУ и УI групп	Ручная	Соединение с двухсторонними угловыми швами	С38/23--С46/33	4	6	6	8	10	10	12
				С52/40--С60/45	6	8	8	10	12	12	-
2	Конструкции I и II групп и крепление фасонок к поясам ферм	Автоматическая и полуавтоматическая	То же	С38/23--С46/33	4	6	6	8	10	10	12
				С52/40--С60/45	6	8	8	10	12	12	-
3	Конструкции III, IУ и УI групп (кроме крепления фасонок к поясам ферм)	То же	То же	С38/23--С46/33	4	5	6	7	8	9	10
				С52/40	5	6	7	8	9	10	-
				С60/45	6	8	8	10	12	12	-
4	Крепление ребер жесткости и диафрагм конструкций III, IУ и УI групп	То же	Соединение с односторонними угловыми швами	С38/23--С46/33	4	6	6	8	10	10	12

Примечания: I. В конструкциях из стали классов С70/60 и С85/75, а также из стали всех классов при толщине элементов более 80 мм минимальные толщины угловых швов принимаются по специальным техническим условиям, утвержденным или согласованным в установленном порядке.

2. В конструкциях из стали класса С38/23-С52/40, возводимых в районах с расчетными температурами наружного воздуха ниже минус 40°С, минимальные толщины швов принимаются такими же, как для стали класса С60/45".

Изменение в главе СНиП II-В.3-72

БСТ №2, 1979 г. (3.)

Постановлением Госстроя СССР от 31 октября 1978 г. № 211 утверждено и с 1 января 1979 г. введено в действие *приведенное ниже изменение п. 2.9 главы* СНиП II-В.3-72 «Стальные конструкции. Нормы проектирования», утвержденной постановлением Госстроя СССР от 29 декабря 1972 г. № 222.

В связи с этим утратят силу с 1 января 1979 г. пп. 1, 2, 3, 4 приложения к постановлению Госстроя СССР от 23 июня 1976 г. № 94 «Об изменении и дополнении пп. 2.9, 3.1, 10.34 и 10.42 главы СНиП II-В.3-72 «Стальные конструкции. Нормы проектирования».

Пункт 2.9 изложить в следующей редакции:

«2.9. Болты из углеродистых и легированных сталей по ГОСТ 1759—70*, грубой точности (ГОСТ 15589—70*, ГОСТ 15591—70*), нормальной точности (ГОСТ 7798—70*, ГОСТ 7796—70*) и повышенной точности (ГОСТ 7805—70*) надлежит применять в соответствии с указаниями табл. 1а».

Указания по применению болтов

Таблица 1а

Условия применения		Технические требования по ГОСТ 1759—70 *				ГОСТ на болты	Допускаемый диаметр, мм	Дополнительные требования
Расчетная температура, °С	Условия работы болтов	Класс прочности (табл. 1)	Технологический процесс изготовления (прил. 1)	Дополнительные виды испытаний (табл. 10)	Марки стали болтов			
В конструкциях, не рассчитываемых на выносливость								
$t \geqslant -40$	Растяжение или срез	4.6; 5.6	1 или 3	п. 1	по табл. 1	15589—70* 15591—70* 7798—70* 7796—70*	$d \leqslant 48$	
		6.6	5	п. 1	35	15589—70* 15591—70* 7798—70* 7796—70*	$d \leqslant 48$	
		4.8; 5.8	4	п. 1	по табл. 1	15589—70* 15591—70* 7798—70* 7796—70*	$d \leqslant 48$	
$-40 > t \geqslant -65$	Растяжение	4.6; 5.6	1 или 3	пп. 1 (или 7) и 4	по табл. 1	7798—70* 7796—70* 7805—70*	$d \leqslant 27$	
		4.8; 5.8	4	пп. 1 (или 7)	по табл. 1	7798—70* 7796—70* 7805—70*	$d \leqslant 24$	С последующей термообработкой, обеспечивающей значение ударной вязкости при $t = -70$°С не ниже 3 кгс·м/см²
	Растяжение или срез	8.8	5 или 6	пп. 1 (или 7) и 3	35Х 38ХА	7798—70* 7796—70* 7805—70*	$d \leqslant 48$	
	Срез	4.6; 5.6	1 или 3	п. 1	по табл. 1	7798—70* 7796—70* 7805—70*	$d \leqslant 30$	
		4.8; 5.8	4	п. 1	по табл. 1	7798—70* 7796—70* 7805—70*	$d \leqslant 30$	
	Растяжение	4.8	4	п. 1	14Г2 09Г2 по ГОСТ 19281—73	7798—70* 7796—70*	$27 \leqslant d \leqslant 48$	С последующей термообработкой, обеспечивающей значение ударной вязкости при $t = -70$°С не ниже 3 кгс·м/см²
В конструкциях, рассчитываемых на выносливость								
$t \geqslant -40$	Растяжение или срез	4.6; 5.6	1 или 3	пп. 1 (или 7) и 4	по табл. 1	15589—70* 15591—70* 7798—70* 7796—70*	$d \leqslant 48$	
		6.6	5	пп. 1 (или 7) и 4	35	15589—70* 15591—70* 7798—70* 7796—70*	$d \leqslant 48$	
$-40 > t \geqslant -65$	Растяжение или срез	8.8	5 или 6	пп. 1 (или 7) и 3	35Х 38ХА	7798—70* 7796—70* 7805—70*	$d \leqslant 48$	
	Растяжение	4.8	4	пп. 1 (или 7)	14Г2 09Г2 по ГОСТ 19281—73	7798—70* 7796—70*	$27 \leqslant d \leqslant 48$	С последующей термообработкой, обеспечивающей значение ударной вязкости при $t = -70$°С не ниже 3 кгс·м/см²

Примечания: 1. В нерасчетных соединениях допускается применять болты с подголовком грубой и нормальной точности по ГОСТ 15590—70* и ГОСТ 7795—70*, указанные для расчетной температуры минус 40° С и выше без дополнительных видов испытаний, предусмотренных в графе 5.

2. При заказе болтов классов прочности 6.6 и 8.8, а также класса прочности 4.8 из сталей марок 14Г2 и 09Г2 следует указать марки стали.

3. Болты классов прочности 4.8 и 5.8 с дополнительными требованиями, указанными в графе 9, а также класса прочности 4.8 из сталей марок 14Г2 и 09Г2 следует применять по соглашению между потребителем и изготовителем в соответствии с п. 1.9 ГОСТ 1759—70*.

4. При заказе болтов классов прочности 4.8 и 5.8 необходимо указывать, что применение автоматной стали не допускается.

5. За расчетную температуру принимается температура в соответствии с указанием п. 2 примечаний к табл. 50 прил. 1.

БСТ №4, 1979г. (4.)

Изменение и дополнение главы СНиП II-В.3-72

Постановлением Госстроя СССР от 27 декабря 1978 г. № 250 утверждены и с 1 января 1979 г. введены в действие публикуемые ниже изменения и дополнения главы СНиП II-В.3-72 «Стальные конструкции. Нормы проектирования», утвержденной постановлением Госстроя СССР от 29 декабря 1972 г. № 222.

В связи с этим утратили силу с 1 января 1979 г. пп. 9 и 10 приложения к постановлению Госстроя СССР от 23 июня 1976 г. № 94 «Об изменении и дополнении пунктов 2.9; 3.1; 10.34 и 10.42 главы СНиП II-В.3-72 «Стальные конструкции. Нормы проектирования».

Пункт 2.7 изложить в следующей редакции:

«2.7. Для сварки стальных конструкций следует применять материалы, приведенные в приложении 3 настоящей главы».

Примечание 3 к пункту 3.1 признать утратившим силу.

Таблицу 5 изложить в следующей редакции:

$$\frac{h_0}{\delta} \leqslant 100\sqrt{\frac{2,1}{R}}. \qquad (32\,а)»$$

Пункт 6.4 дополнить примечаниями следующего содержания: «Примечание. При проверке устойчивости стенок балок симметричного сечения с односторонними поясными швами в формуле (34) должны быть приняты значения коэффициента $K_0 = 4,5$; в формуле (35) значения τ_0 должны быть умножены на коэффициент 0,8.»

Пункт 6.10 дополнить примечанием следующего содержания: «Примечание. В центрально-сжатых элементах из сварных двутавров с односторонними поясными швами наибольшая расчетная высота стенки h_0 определяется по формуле:

$$\frac{h_0}{\delta} = 40\sqrt{\frac{2,1}{R}} + 0,2\lambda \ (R \text{ в } т/см^2) \qquad (48)$$

и не должна быть больше 75δ.»

Таблица 5

Расчетные сопротивления $R^{св}$ сварных соединений

Сварные соединения	Напряженное состояние	Условное обозначение	Расчетные сопротивления в кгс/см² сварных соединений в конструкциях из стали класса						
			С38/23	С44/29	С46/33	С52/40	С60/45	С70/60	С85/75
Встык	Сжатие	$R_c^{св}$	2100	2600	2900	3400	3800	4400	5300
	Растяжение:								
	а) автоматическая сварка; полуавтоматическая и ручная сварка с физическим контролем качества швов	$R_р^{св}$	2100 (2600)	2600 (3000)	2900 (3100)	3400	3800	4400	5300
	б) полуавтоматическая и ручная сварка	$R_р^{св}$	1800	2200	2500	—	—	—	—
	Срез	$R_{ср}^{св}$	1300	1500	1700	2000	2300	2600	3100
С угловыми швами	Срез (условный):								
	а) металла шва	$R_{у.ш}^{св*}$	1800	2000	2000	2100	2400	2800	3400
	б) металла границы сплавления	$R_{у.с}^{св}$	1800	2000	2100	2300	2700	3000	3600

* Значения $R_{у.ш}^{св}$ установлены по временному сопротивлению металла шва растяжению.

Примечания: 1. В скобках указаны расчетные сопротивления растяжению сварных соединений встык, эксплуатация которых возможна и после достижения металлом предела текучести.

2. Для элементов из стали разных классов расчетное сопротивление сварного соединения встык принимается равным расчетному сопротивлению соединения встык менее прочной стали.

3. Расчетные сопротивления сварных соединений встык установлены для швов, выполненных двухсторонней сваркой или односторонней с подваркой корня шва.

4. При применении в соединяемых элементах конструкций проката более толстого, чем указано в прил. 1, расчетные сопротивления сварных соединений встык устанавливаются в соответствии с расчетными сопротивлениями основного металла (примеч. 3 к табл. 2).

5. Для конструкций, возводимых в районах с расчетными температурами наружного воздуха ниже минус 40° С, значения расчетных сопротивлений срезу (условному): металла углового шва $\left(R_{у.ш}^{св}\right)$ для стали класса С38/23 и металла границы сплавления $\left(R_{у.с}^{св}\right)$ для всех классов стали должны быть умножены на коэффициент 0,85».

Пункт 6.3 дополнить примечанием следующего содержания: «Примечание. В балках с односторонними поясными швами проверки устойчивости стенок не требуется, если при отсутствии местного напряжения

Пункт 9.3 изложить в следующей редакции:

«9.3. Расчет сварных соединений с угловыми швами, воспринимающих продольные и поперечные силы, на срез (условный) производится по двум сечениям

(рис. 18а): по металлу шва — формула (74) и по металлу границы сплавления — формула (74а)

$$h_{ш1} \geqslant \frac{N}{R^{св}_{у.ш} \cdot \beta \cdot l_ш}; \qquad (74)$$

$$h_{ш2} \geqslant \frac{N}{R^{св}_{у.с} \cdot \beta' \cdot l_ш}, \qquad (74а)$$

где $h_{ш1}$ и $h_{ш2}$ — толщина углового шва, принимаемая равной катету ($h_ш$) вписанного равнобедренного треугольника (рис. 19);

β и β' — коэффициенты, принимаемые по табл. 42а в зависимости от условий сварки, которые должны быть оговорены в проекте;

$l_ш$ — расчетная длина шва, равная его полной длине за вычетом длины, равной $2h_ш$;

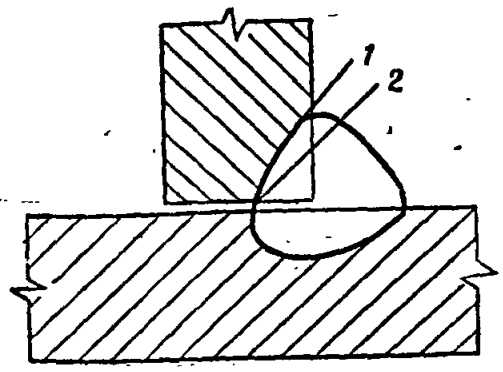


Рис. 18а. Схема расчетных сечений сварного соединения с угловым швом *1* — сечение по металлу шва, *2* — сечение по металлу границы сплавления

Таблица 42а

Значения коэффициентов β и β' в зависимости от условий сварки

Вид сварки	Диаметр проволоки, мм	Коэффициент	Значения коэффициента при числе проходов		
			1	2 и 3	более 3
Автоматическая	3—5	β	1,1	0,9	0,7
		β'	1,15	1,05	1
Полуавтоматическая и автоматическая	1,4—2	β	0,9	0,8	0,7
		β'	1,05	1	1

Примечания. 1. Число проходов при сварке углового шва устанавливается в зависимости от вида сварки, положения шва и его толщины в соответствии с табл. 52б.

2. Указанные в табл. 42а значения коэффициентов соответствуют сварке под флюсом и в углекислом газе проволокой сплошного сечения при технологии сварки, в которой не используются специальные меры, направленные на повышение производительности наплавки, сопровождаемые снижением глубины проплавления.

3. При ручной сварке, полуавтоматической сварке проволокой сплошного сечения диаметром менее 1,4 мм и порошковой проволокой, при применении специальных мер, направленных на повышение производительности наплавки, указанных в п. 2 настоящих примечаний, а также для конструкций из стали классов С70/60 и С65/75 при любом числе проходов значения коэффициентов принимаются $\beta = 0{,}7$ и $\beta' = 1$.

$R^{св}_{у.ш}$ и $R^{св}_{у.с}$ — расчетные сопротивления, принимаемые по табл. 5.

Толщину углового шва следует назначать равной бóльшему из двух значений $h_{ш1}$ и $h_{ш2}$. Допускается уменьшать толщину шва при условии увеличения расчетного сопротивления металла шва $R^{св}_{у.ш}$ по табл. 5 соответственно более высокому классу стали и сварочным материалам, указанным в табл. 52а для этого класса стали. При этом значение $h_{ш1}$ должно быть не меньше значения $h_{ш2}$. Минимальная толщина шва достигается, когда $h_{ш1} = h_{ш2}$.»

Пункт 9.6 изложить в следующей редакции:

«9.6. Сварные соединения с угловыми швами при одновременном действии в одном и том же сечении соединения срезывающих напряжений в двух направлениях рассчитываются на равнодействующую этих напряжений.

Сварные соединения с угловыми швами, прикрепляющими элемент, на который действует одновременно растягивающее усилие и изгибающийся момент, рассчитываются по формуле (22), в которой значения $F_{нт}$, $I_{х.нт}$, $I_{у.нт}$ и R принимаются соответственно:

$F_{нт}$ — расчетная площадь швов или границы сплавления, определяемые с учетом глубины проплавления умножением соответственно на коэффициенты β или β^1, значения которых указаны в табл. 42а;

$I_{х.нт}$ и $I_{у.нт}$ — расчетные моменты инерции швов или границы сплавления с учетом глубины проплавления;

$R = R^{св}_{у.ш}$ или $R = R^{св}_{у.с}$ — расчетные сопротивления, принимаемые по табл. 5.»

Таблицу 44 изложить в следующей редакции:

Пункт 10.11 дополнить абзацем следующего содержания:

«В сварных двутавровых балках, несущих статическую нагрузку, допускается применять односторонние поясные швы при выполнении следующих условий:

нагрузка должна прикладываться симметрично относительно поперечного сечения балки;

к сжатому поясу балки с помощью сварки, болтов или заклепок должен быть прикреплен жесткий металлический настил;

в местах приложения к поясу балки сосредоточенных нагрузок должны быть установлены поперечные ребра жесткости.

В балках, рассчитываемых по пластическому моменту сопротивления в соответствии с п. 4.15 настоящей главы, применение односторонних поясных швов не допускается.»

Раздел 10 дополнить пунктами 10.19а и 10.20а следующего содержания:

«10.19а. В центрально-сжатых колоннах и стойках из сварных двутавров, рассчитанных с учетом примечания к п. 6.10 настоящей главы, допускается применять односторонние поясные швы,

Таблица 44.

Формулы для расчета поясных соединений в составных балках.

Характер нагрузки.	Соединения.	Расчетные формулы
Неподвижная нагрузка (распределенная и сосредоточенная)	Угловые швы двухсторонние	$h_{ш1} \geqslant \frac{QS_п}{2\beta R^{св}_{у.ш} I_{бр}}$; (82) $h_{ш2} \geqslant \frac{QS_п}{2\beta' R^{св}_{у.с} I_{бр}}$. (82 а)
	Угловые швы односторонние	$h_{ш1} \geqslant \frac{QS_п}{\beta R^{св}_{у.ш} I_{бр}}$; (82 б) $h_{ш2} \geqslant \frac{QS_п}{\beta' R^{св}_{у.с} I_{бр}}$. (82 в)
	Заклепки	$N^{закл} \geqslant a\frac{QS_п}{I_{бр}}$. (83)
Подвижная сосредоточенная нагрузка	Угловые швы двухсторонние	$h_{ш1} \geqslant \frac{1}{2\beta R^{св}_{у.ш}}\sqrt{\left(\frac{QS_п}{I_{бр}}\right)^2 + \left(\frac{n_1 P}{z}\right)^2}$; (84) $h_{ш2} \geqslant \frac{1}{2\beta' R^{св}_{у.с}}\sqrt{\left(\frac{QS_п}{I_{бр}}\right)^2 + \left(\frac{n_1 P}{z}\right)^2}$. (84 а)
	Заклепки	$N^{закл} \geqslant a\sqrt{\left(\frac{QS_п}{I_{бр}}\right)^2 + \left(\frac{an_1 P}{z}\right)^2}$. (85)

Обозначения, принятые в табл. 44:

$h_{ш1}$ и $h_{ш2}$ — толщина углового шва;

Q — наибольшая поперечная сила в рассматриваемом сечении;

$S_п$ — статический момент брутто пояса балки относительно нейтральной оси;

β и β' — коэффициенты, принимаемые по табл. 42а;

a — шаг поясных заклепок;

$N^{закл}$ — меньшее из двух значений расчетного усилия на одну заклепку, принимаемое равным:

при расчете на срез

$$N^{закл} = n_{ср}\frac{\pi d^2}{4}R^{закл}_{ср};$$

при расчете на смятие

$$N^{закл} = d\Sigma\delta R^{закл}_{см};$$

$R^{св}_{у.ш}$, $R^{св}_{у.с}$ — расчетные сопротивления, принимаемые по табл. 5;

$R^{закл}_{ср}$, $R^{закл}_{см}$ — расчетные сопротивления, принимаемые по табл. 6;

P — величина расчетного сосредоточенного груза (для подкрановых балок — расчетная величина давления колеса крана, принимаемая без коэффициента динамичности);

n_1 — коэффициент, принимаемый согласно указаниям п. 4.13 настоящей главы;

z — условная длина распределения давления сосредоточенного груза, принимаемая согласно указаниям п. 4.13 настоящей главы;

α — коэффициент, принимаемый:

при нагрузке по верхнему поясу клепаной балки, в которой стенка пристрогана к верхнему поясу, — $\alpha=0{,}4$; то же, но при отсутствии пристрожки стенки, а также при нагрузке по нижнему поясу — $\alpha=1$.»

В узлах крепления к колонне с односторонними поясными швами связей, балок, распорок и т. д. в зоне передачи усилия следует применять двухсторонние поясные швы. При этом двухсторонний шов должен выходить за контуры прикрепляемого элемента (узла) на длину 30 $h_ш$ с каждой стороны.»

«10.20а. Размеры угловых швов, прикрепляющих фасонки соединительной решетки к колоннам, должны назначаться по расчету и располагаться в шахматном порядке в виде отдельных участков; расстояние между концами таких швов не должно превышать 15δ, где δ — толщина фасонки.

В конструкциях, возводимых в районах с расчетными температурами наружного воздуха ниже минус 40° С, а также при применении ручной сварки швы должны быть непрерывными по всей длине фасонки.»

Подпункт «а» пункта 10.34 изложить в следующей редакции:

«а) толщина угловых швов $h_ш$ должна быть не бо-

Таблица 48

Минимальные толщины $h_ш$ угловых швов

Группа конструкций (по табл. 50)	Вид сварки	Вид соединения	Класс стали	Минимальные толщины швов (мм) при толщине более толстого из свариваемых элементов (мм)						
				4—5	6—10	11—16	17—22	23—32	33—40	41—80
Конструкции всех групп	Ручная	Тавровое соединение с двухсторонними угловыми швами; нахлесточное и угловое соединение	С38/23—С52/40	4	5	6	7	8	9	10
			С60/45	5	6	7	8	9	10	12
Конструкции всех групп	Автоматическая и полуавтоматическая	То же	С38/23—С52/40	3	4	5	6	7	8	9
			С60/45	4	5	6	7	8	9	10
Крепление ребер жесткости и диафрагм, а также крепление стенок с полками в стержнях двутаврового и коробчатого сечения в конструкциях III, IV и VI групп	То же	Тавровое соединение с односторонними угловыми швами	С38/23—С46/33	4	5	6	7	8	9	10

Примечания: 1. В конструкциях из стали классов С70/60 и С85/75, а также из стали всех классов при толщине элементов более 80 мм минимальные толщины угловых швов принимаются по специальным техническим условиям, утвержденным или согласованным в установленном порядке.

2. В конструкциях, возводимых в районах с расчетными температурами наружного воздуха ниже минус 40° С, минимальные толщины швов увеличиваются на 1 мм при толщине свариваемых элементов до 40 мм включительно и на 2 мм при толщине элементов более 40 мм».

лее 1,2 δ, где δ — наименьшая толщина соединяемых элементов;»

Подпункт «б» пункта 10.34 изложить в следующей редакции:

«б) в зависимости от группы конструкций, вида сварки, вида соединения, класса стали и толщины свариваемых элементов толщины угловых швов $h_ш$ следует принимать не менее указанных в табл. 48. В случае, когда из-за разницы толщины свариваемых элементов требования, изложенные в пп. 10.34, а и 10.34, б становятся противоречивыми, следует принимать неравнокатетные швы, у которых катет, примыкающий к более тонкому элементу, соответствует требованиям п.10.34.а, а примыкающий к более толстому элементу — требованиям п. 10.34,б.

Для прикрепления ребер жесткости и диафрагм в конструкциях III, IV и VI групп допускается применять односторонние угловые швы, толщины которых $h_ш$ следует принимать не менее указанных в табл. 48.

Применение односторонних угловых швов для прикрепления ребер жесткости, диафрагм, а также для поясных швов в сварных балках, колоннах и стойках двутаврового сечения не допускается в конструкциях:

эксплуатируемых в среднеагрессивной и сильноагрессивных средах (в соответствии с главой СНиП по защите строительных конструкций от коррозии);

изготавливаемых из стали классов С52/40 — С85/75;

возводимых в районах с расчетными температурами наружного воздуха ниже минус 40° С;

изготавливаемых с применением ручной сварки.

Подпункт «г» пункта 10.34 изложить в следующей редакции:

«г) наибольшая расчетная длина флангового шва должна быть не более $85\beta h_ш$ (β — коэффициент, принимаемый по табл. 42а), за исключением швов сопряжений, в которых усилие, воспринимаемое фланговым швом, возникает на всем его протяжении (в последнем случае длина флангового шва не ограничивается);»

Заглавие приложения 3 изложить в следующей редакции:

«Материалы для сварки конструкций».

Пункты 1, 2 и 3 приложения 3 признать утратившими силу.

Заглавие таблицы 52 изложить в следующей редакции:

«Материалы, рекомендуемые для сварки стыковых соединений, соответствующие классу прочности стали.»

Приложение 3 дополнить таблицами 52а и 52б следующего содержания:

Таблица 52а

Материалы для сварки угловых швов, соответствующие классу прочности стали

Группа конструкций (по табл. 50)	Класс стали	Сварочные материалы			
		Марки проволок (по ГОСТ 2246—70) для механизированной сварки			Типы электродов для ручной сварки (по ГОСТ 9467—75)
		под флюсом	в углекислом газе (по ГОСТ 8050—76) сплошной проволокой	порошковой проволокой*	
I, II / III, IV, VI	С38/23	—	—	—	Э42А / Э42
I, II / III, IV, VI	С44/29 / С46/33	Св-08АА, Св-08А / Св-08	—	—	Э46А / Э46
I, II / III, IV, VI	С52/40	Св-10ГА, Св-08ГА	Св-08Г2С, Св-08Г2СЦ	ПП-АН8, ПП-АН3	Э50А / Э50
Все группы	С60/45	Св-10НМА, Св-10Г2	Св-08Г2С **, Св-08Г2СЦ **	—	Э60А
Все группы	С70/60	Св-08ХН21МЮ	Св-10ХГ2СМА	—	Э70

* Порошковая проволока марки ПП-АН8 поставляется по ЧМТУ 4-353-71, марки ПП-АН3 — по ТУ ИЭС 24-66.

** Применение проволоки Св-08Г2С и Св-08Г2СЦ обеспечивает значение $R^{св}_{у.ш} = 2400$ кгс/см² только в конструкциях из стали класса С60/45 для однопроходных швов, в остальных случаях при применении указанных проволок $R^{св}_{у.ш} = 2100$ кгс/см².

Таблица 52б

Зависимость числа проходов при сварке углового шва от вида сварки, положения шва и его толщины

Вид сварки	Положение шва при сварке	Число проходов при толщине шва, мм					
		3—8	9—10	12	14	16	18
Полуавтоматическая	В лодочку	1	1	1	2	3	более 3
	Не в лодочку	1	2	3	более 3	более 3	более 3
Автоматическая	В лодочку	1	1	1	1	1	2
	Не в лодочку	1	2	2	3	3	более 3

(5.)

Нормативные документы и государственные стандарты по строительству

Бет №4, 1980г.

Об изменении и дополнении главы СНиП II-В.3-72.

Постановлением Госстроя СССР от 25 января 1980 г. № 2 утверждены и с 1 апреля 1980 г. введены в действие приведенные ниже изменения и дополнения главы СНиП II-В.3-72 «Стальные конструкции. Нормы проектирования», утвержденной постановлением Госстроя СССР от 29 декабря 1972 г. № 222.

1. Пункт 3.1 дополнить абзацами следующего содержания:

«Расчетные сопротивления растяжению, сжатию и изгибу прокатной стали ГОСТ 23570—79, отнесенной к классу С38/23, следует принимать:

а) R=2150 (2600) кгс/см² для стали марок 18пс, 18сп, 18Гпс при толщине от 4 до 20 мм и для стали марки 18Гсп при толщине от 31 до 40 мм;

б) R=2100 (2600) кгс/см² для стали марки 18кп при толщине от 4 до 30 мм и для стали марки 18Гпс при толщине от 21 до 30 мм;

в) R=1900 кгс/см² для стали марки 18кп при толщине от 31 до 40 мм.

Расчетные сопротивления других напряженных состояний принимаются: $R_{ср}$ = 1300 кгс/см², $R_{см.т}$ = =3200 кгс/см², $R_{см.м}$=1600 кгс/см² и $R_{с.к.}$=80 кгс/см².

2. В примечание 2 к табл. 2 после слов: «в приложении 1» добавить слова: «, с учетом примечания 4 к настоящей таблице».

3. В табл. 50 приложения 1 для группы 1 заменить: в графе 3 марку стали «М16С» на марку стали «16Д»; в графе 5 «ГОСТ 6713—53» на «ГОСТ 6713—75*».

4. Примечание 11 табл. 50 приложения 1 изложить в следующей редакции:

«11. Разрешается применять стали марок по ГОСТ 23570—79 вместо сталей марок по ГОСТ 380—71* и ГОСТ 6713—75*:

18сп и 18Гпс вместо ВСт3сп5 и ВСт3Гпс6;

18пс и 18Гпс вместо ВСт3пс6;

18кп вместо ВСт3кп2;

18Гпс и 18Гсп вместо 16Д».

Об изменении и дополнении главы СНиП II-В.3-72

БСТ №9, 1980г. (6.)

Постановлением Госстроя СССР от 14 июля 1980 г. № 104 утверждены и с 1 августа 1980 г. введены в действие приведенные ниже изменения и дополнения главы СНиП II-В.3-72 «Стальные конструкции. Нормы проектирования», утвержденной постановлением Госстроя СССР от 29 декабря 1972 г. № 222.

Пункт 2.11 изложить в следующей редакции:

«2.11. Для соединения элементов стальных конструкций следует принимать высокопрочные болты диаметром от 16 до 48 мм по ГОСТ 22353—77, ГОСТ 22356-77, гайки и шайбы к ним — по ГОСТ 22354—77 и ГОСТ 22355-77».

Примечания к табл. 8 **пункта 3.1** дополнить примечанием 4 следующего содержания:

«4. Коэффициент условий работы, установленный в пункте 4, не распространяется на расчет соединений на высокопрочных болтах».

Последний абзац пункта 9.8 изложить в следующей редакции:

«Величины d_1, d_2 и H принимаются по СТ СЭВ 180-75, СТ СЭВ 181-75 и СТ СЭВ 182-75».

Примечание 1 к пункту 9.8 изложить в следующей редакции:

«Площадь сечения нетто болтов диаметром от 16 до 48 мм по СТ СЭВ 180-75, СТ СЭВ 181-75 и СТ СЭВ 182-75 следует принимать

при статических нагрузках: площадь брутто F, если $F_{нт} \geqslant 0{,}85\ F$; условная площадь $F_{нт}/0{,}85$, если $F_{нт} < 0{,}85\ F$».

Примечание к табл. 49 пункта 10.42 дополнить абзацем следующего содержания: «Минимальное расстояние от центра высокопрочного болта до края элемента в любом направлении и при любых кромках принимается 1,3 d».

Диаметр болта, мм	16	18*	20	22*	24	27*	30	36	42	48
Площадь нетто, см²	1,57	1,92	2,45	3,03	3,52	4,59	5,6	8,16	11,2	14,72

* Болты указанных диаметров применять не рекомендуется».

Пункт 9.11 изложить в следующей редакции:

«9.11. Расчетное усилие, которое может быть воспринято каждой поверхностью трения соединяемых элементов, стянутых одним высокопрочным болтом, определяется по формуле

$$N_б = \frac{mPf}{K}, \qquad (80)$$

где K — коэффициент, принимаемый по табл. 43;

P — осевое усилие натяжения болта;

f — коэффициент трения, принимаемый по табл. 43;

m — коэффициент условий работы болтового соединения, принимаемый в зависимости от количества болтов в соединении:

1 — при 10 болтах и более;

0,9 — от 5 до 9 болтов;

0,8 — от 1 до 4 болтов.

Способ обработки (очистки) соединяемых поверхностей, способ регулирования натяжения болтов и разность номинальных диаметров отверстий и болтов должны указываться в рабочих чертежах.

Разность номинальных диаметров отверстий и болтов 5 или 6 мм допускается только в соединениях, не определяющих геометрии конструкции.

Осевое усилие натяжения высокопрочных болтов определяется по формуле

$$P = 0{,}7\,\sigma_в F_{нт}, \qquad (81$$

где $\sigma_в$ — наименьшее временное сопротивление болта разрыву, принимается по табл. 1 ГОСТ 22356—77;

$F_{нт}$ — площадь сечения болта нетто, определяемая по пункту 9.8 или по приложению 1 ГОСТ 22356—77.

Прочность соединяемых элементов, ослабленных отверстиями под высокопрочные болты, проверяется с учетом, что 50% усилия, приходящегося на каждый болт, в рассматриваемом сечении уже передано силами трения, при этом принимается:

при динамических нагрузках — площадь нетто $F_{нт}$;

Таблица 43

Коэффициенты трения f и коэффициенты K в формуле (80)

Способ обработки (очистки) соединяемых поверхностей	f	Способ регулирования натяжения болтов**	K в зависимости от нагрузок и разности U, мм, номинальных диаметров отверстий и болтов	
			динамические при $U = 3 \div 6$, статические при $U = 5 \div 6$	динамические при $U = 1$, статические $U = 1 \div 4$
1. Пескоструйная, дробеструйная или дробеметная двух поверхностей кварцевым песком или дробью без консервации	0,58	по M	1,35	1,12
		по α	1,2	1,02
2. То же, с консервацией металлизацией распылением цинка или алюминия*	0,50	по M	1,35	1,12
		по α	1,2	1,02
3. Одна поверхность кварцевым песком или дробью с консервацией полимерным клеем и посыпкой карборундовым порошком, другая — стальными щетками без консервации	0,50	по M	1,35	1,12
		по α	1,2	1,02
4. Газопламенный двух поверхностей без консервации	0,42	по M	1,35	1,12
		по α	1,2	1,02
5. Стальными щетками двух поверхностей без консервации	0,35	по M	1,35	1,17
		по α	1,25	1,06
6. Без обработки	0,25	по M	1,7	1,3
		по α	1,5	1,2

* Способ обработки 2 применяется в конструкциях, защита от коррозии которых выполнена по способу горячего цинкования или металлизации распылением, и допускается в других конструкциях.

** Способ регулирования натяжения болтов „по M" означает регулирование по моменту закручивания, а „по α" — регулирование по углу поворота гайки.

Об изменении и дополнении главы СНиП II-В.3-72

БСТ № 10, 1981 г. (7)

Постановлением Госстроя СССР от 31 июля 1981 г. № 130 утверждены и с 1 октября 1981 г. введены в действие приведенные ниже изменения и дополнения главы СНиП II-В.3-72 «Стальные конструкции. Нормы проектирования», утвержденной постановлением Госстроя СССР от 29 декабря 1972 г. № 222.

В связи с этим утратили силу с 1 октября 1981 г. п. 3 приложения к постановлению Госстроя СССР от 27 декабря 1978 г. № 250; пп. 1 и 2 приложения к постановлению Госстроя СССР от 25 января 1980 г. № 2.

Отмен. с 1.04.82 г. Постан. Госстроя СССР от 16.03.82 г. № 49

~~1. Пункт 2.6 изложить в следующей редакции:~~

~~«2.6. Отливки (опорные части и т. п.) для стальных конструкций надлежит проектировать из углеродистой стали марок 15Л, 25Л, 35Л и 45Л, удовлетворяющей требованиям групп отливок II или III по ГОСТ 977—75, а также из серого чугуна марок СЧ15, СЧ20, СЧ25 и СЧ30, удовлетворяющего требованиям ГОСТ 1412—79».~~

2. Пункт 2.10 изложить в следующей редакции:

«2.10. Выбор марок стали для фундаментных болтов следует производить по ГОСТ 24379.0—80, а их конструкцию и размеры принимать по ГОСТ 24379.1—80».

3. Таблицу 2 изложить в следующей редакции:

Таблица 2

«Расчетные сопротивления стали для различных видов напряженного состояния

Вид напряженного состояния	Расчетные сопротивления	
	условные обозначения	расчетная формула
Срез	$R_{ср}$	0,6 R
Смятие торцовой поверхности (при наличии пригонки)	$R_{см.т}$	1,5 R
Смятие местное в цилиндрических шарнирах (цапфах) при плотном касании	$R_{см.м}$	0,75 R
Диаметральное сжатие катков при свободном касании (в конструкциях с ограниченной подвижностью)	$R_{с.к}$	0,4 R»

4. Пункт 3.1 изложить в следующей редакции:

«3.1. Расчетные сопротивления R растяжению, сжатию и изгибу прокатной стали следует определять по формуле

$$R = \frac{\sigma_т}{K},$$

а для растянутых элементов конструкций, эксплуатация которых возможна и после достижения металлом предела текучести, расчетные сопротивления $R_в$ определяются по формуле

$$R_в = \frac{\sigma_в}{1{,}3K},$$

но не менее R, где $\sigma_т$ и $\sigma_в$ — предел текучести и временное сопротивление стали, принимаемые по государственным стандартам или техническим условиям на сталь. При этом за толщину фасонного проката принимается толщина полки;

K — коэффициент безопасности по материалу следует принимать по таблице 2а.

Таблица 2а

Коэффициенты безопасности по материалу

Государственный стандарт или технические условия на сталь	K
ГОСТ 23570—79	1,025
ГОСТ 380—71 ТУ 14-1-3023-80 ГОСТ 6713—75 ГОСТ 14637—69 ГОСТ 19281(2)—73 (с пределом текучести до 39 кгс/мм²) ТУ 14-1-389-72 ТУ 14-1-1271-75	1,05
ГОСТ 19281(2)—73 (с пределом текучести свыше 39 кгс/мм²) *	1,1
ТУ 14-1-1308-75 ТУ 14-1-1772-76	1,15

* — для стали марки 14Г2АФ K =1,05.

Расчетные сопротивления стали для различных видов напряженного состояния следует принимать по табл. 2.

Расчетные сопротивления R отливок из углеродистой стали и из серого чугуна следует принимать по табл. 3 и 4.

Расчетные сопротивления сварных соединений следует принимать по табл. 5.

Расчетные сопротивления угловых швов срезу (условному) $R^{св}_{у.ш}$ металла шва следует принимать по табл. 5а.

Таблица 5а

Расчетные сопротивления угловых швов срезу (условному) $R^{св}_{у.ш}$ металла шва

Сварочные материалы				Расчетные сопротивления срезу (условному) $R^{св}_{у.ш}$ металла шва, кгс/см²
Марки проволок по ГОСТ 2246—70		Сварка порошковой проволокой*	Типы электродов для ручной сварки (по ГОСТ 9467—75)	
сварка под флюсом	сварка в углекислом газе			
—	—	—	Э42А / Э42	1800
Св-08АА Св-08А	—	—	Э46А / Э46	2000
Св-10ГА Св-08ГА Св-10НМА Св-10Г2 Св-08ХН2ГМЮ	Св-08Г2С Св-08Г2СЦ Св-08Г2С** Св-08Г2СЦ** Св-10ХГ2СМА	ПП-АН8 ПП-АН3 — — —	Э50А / Э50 Э60 Э70	2100 2400 2800

* и ** — см. табл. 52а.

Расчетные сопротивления заклепочных и болтовых соединений следует принимать по табл. 6 и 7.

Примечания: 1. В необходимых случаях приведенные в таблицах 2—7 значения расчетных сопротивлений изменяются умножением на коэффициенты условий работы m элементов стальных конструкций по табл. 8.

2. При расчете конструкций и соединений следует учитывать коэффициент надежности по назначению, принимаемый по «Правилам учета степени ответственности зданий и сооружений при проектировании конструкций».

3. При расчете конструкций на выносливость расчетные сопротивления понижаются умножением на коэффициент γ по указаниям п. 8.2».

5. Таблицу 4 изложить в следующей редакции:

Таблица 4

«Расчетные сопротивления R отливок из серого чугуна

Напряженное состояние	Условное обозначение	Расчетные сопротивления в кгс/см² отливок из серого чугуна марок			
		СЧ15	СЧ20	СЧ25	СЧ30
Сжатие центральное и при изгибе	$R_с$	1600	2000	2300	2500
Растяжение при изгибе	$R_и$	550	650	850	1000
Срез	$R_{ср}$	400	500	650	750
Смятие торцовой поверхности (при наличии пригонки)	$R_{см.т}$	2400	3000	3400	3700»

6. Таблицу 5 изложить в следующей редакции:

Таблица 5

„Расчетные сопротивления $R^{св}$ сварных соединений

Сварные соединения	Напряженное состояние	Расчетные сопротивления: условные обозначения	Расчетные сопротивления: расчетная формула
Стыковые	Сжатие	$R^{св}_{с}$	R
	Растяжение:		
	а) автоматическая сварка, полуавтоматическая и ручная сварка с физическим контролем качества швов	$R^{св}_{р}$	R
	б) полуавтоматическая и ручная сварка	$R^{св}_{р}$	$0{,}85R$
	Срез	$R^{св}_{ср}$	$0{,}60R$
С угловыми швами	Срез (условный):		
	а) металла шва	$R^{св}_{у.ш}$	по табл. 5а
	б) металла границы сплавления	$R^{св}_{у.с}$	$0{,}45\sigma_{в}$

Примечания: 1. При сварке конструкций из разных марок стали расчетное сопротивление $R^{св}$ сварных соединений определяют соответственно для стали с более низким расчетным сопротивлением R.

2. Расчетные сопротивления сварных соединений встык установлены для швов, выполненных двухсторонней сваркой или односторонней сваркой с подваркой корня шва или на подкладках.

3. Для конструкций, возводимых в районах с расчетными температурами наружного воздуха ниже минус 40°С, значения расчетных сопротивлений срезу (условному) металла углового шва ($R^{св}_{у.ш}$) для углеродистой стали по ГОСТ 380—71, ТУ 14-1-3023-80 и ГОСТ 23570—79, и металла границы сплавления $R^{св}_{у.с}$ для всех марок стали должны быть умножены на коэффициент 0,85".

7. Таблица 6:

исключить графы расчетных сопротивлений смятию соединяемых элементов конструкций из стали классов С38/23, С44/29, С46/33 и С52/40.

примечание 3 изложить в следующей редакции:

«3. Расчетные сопротивления смятию соединяемых элементов конструкций принимаются равными:

$R^{закл}_{см} = 2R$ для соединений группы В;

$R^{закл}_{см} = 1{,}8R$ для группы С".

8. Таблица 7:

исключить графы расчетных сопротивлений смятию соединяемых элементов конструкций из стали классов С38/23, С44/29, С46/33 и С52/40;

примечание 2 изложить в следующей редакции:

«2. Расчетные сопротивления смятию соединяемых элементов конструкций принимаются равными:

$R^{б}_{см} = 1{,}8R$ для соединений группы В и однобол товых соединений;

$R^{б}_{см} = 1{,}6R$ для многоболтовых соединений".

9. Таблицу 8 изложить в следующей редакции:

Таблица 8

„Коэффициенты условий работы m элементов стальных конструкций

Элементы конструкций	m
1. Сплошные балки и сжатые элементы ферм перекрытий под залами театров, клубов, кинотеатров, под трибунами, под помещениями магазинов, книгохранилищ, архивов и т. п. при весе перекрытий, равном или большем временной нагрузки	0,9
2. Элементы стержневых конструкций покрытий и перекрытий:	
а) сжатые (за исключением замкнутых сечений) при расчете на устойчивость	0,95
б) растянутые в сварных конструкциях	0,95
3. Сжатые основные элементы (кроме опорных) решетки составного таврового сечения из уголков сварных ферм покрытий и перекрытий (например, стропильных и аналогичных им ферм) при гибкости $\lambda \geqslant 60$	0,8
4. Затяжки, тяги и оттяжки, выполненные из прокатной стали	0,9
5. Сжатые раскосы пространственных решетчатых конструкций из одиночных уголков, прикрепляемых к поясам одной полкой:	
а) при помощи сварных швов или двух и более болтов или заклепок, поставленных вдоль уголка: при перекрестной решетке с совмещенными в смежных гранях узлами (рис. 9,б)	0,9
при елочной и перекрестной решетке с несовмещенными в смежных гранях узлами (рис. 9,в и 9,г)	0,8
б) при помощи одного болта или одной заклепки	0,75
6. Верхние пояса и примыкающие к ним части стенок подкрановых балок под краны грузоподъемностью 5 т и более тяжелого и весьма тяжелого режима работы в случае, если при проектировании не производится расчет на усталость от местных напряжений	0,9
7. Колонны жилых и общественных зданий и опор водонапорных башен	0,95
8. Сжатые элементы из одиночных уголков, прикрепляемые одной полкой (для неравнобоких уголков только узкой полкой) при расчете по шарнирной схеме за исключением элементов конструкций, указанных в п. 3 настоящей таблицы, и плоских ферм из одиночных уголков	0,75

Примечания: 1. Коэффициенты условий работы, установленные в разных пунктах, одновременно не учитываются.

2. Коэффициенты условий работы, установленные в пп. 2, 3 и 8, не распространяются на крепления соответствующих элементов конструкций в узлах.

3. Для сжатых раскосов пространственных решетчатых конструкций (п. 3) при треугольной решетке с распорками (рис. 9, а), коэффициент условий работы не учитывается.

4. Коэффициент условий работы, установленный в пункте 4, не распространяется на расчет соединений на высокопрочных болтах.

примечание 6 признать утратившим силу;

дополнить примечанием 12 следующего содержания:

«12. Область применения (группа конструкций и расчетная температура) марок сталей, поставляемых по ТУ 14-1-3023-80 групп прочности 1 и 2, следует принимать как для сталей по ГОСТ 380-71 и ГОСТ 19281(2)—73 соответствующих марок, толщин, степеней раскисления и категорий стали»;

дополнить примечанием 13 следующего содержания:

«13. Сталь по ТУ 14-1-1772-76 имеет ту же область применения, что и сталь по ТУ 14-1-1303-75».

11. Таблица 53 Приложения 4:

в заголовке граф заменить слова: «из стали классов» на слова: «при расчетных сопротивлениях стали в кгс/см²»;

в подзаголовке граф заменить обозначения классов на расчетные сопротивления стали: «С38/23» на «2100», «С44/29» на «2600», «С46/33» на «2900», «С52/40» на «3400», «С60/45» на «3800», «С70/60» на «4400» и «С85/75» на «5300»;

дополнить примечанием следующего содержания:

«Примечание. Для конкретной марки стали с расчетным сопротивлением R значение коэффициентов φ определяется по интерполяции».

ГОСУДАРСТВЕННЫЙ КОМИТЕТ СССР ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА

(Госстрой СССР)

ПОСТАНОВЛЕНИЕ

от 16 марта 1982 г. № 49

О признании утратившим силу пункта I постановления Госстроя СССР от 31 июля 1981 г. № 130 "Об изменении и дополнении главы СНиП П-В.3-72 "Стальные конструкции. Нормы проектирования"

Государственный комитет СССР по делам строительства ПОСТАНОВЛЯЕТ:

Признать утратившим силу с 1 апреля 1982 г. пункт I постановления Госстроя СССР от 31 июля 1981 г. № 130 "Об изменении и дополнении главы СНиП П-В.3-72 "Стальные конструкции. Нормы проектирования".

Заместитель Председателя
Госстроя СССР А.Горсвой

gost.e-ecolog.ru