

---

ЦНИИСК им Кучеренко Госстроя СССР

---

**ПОСОБИЕ**  
**по проектированию стальных конструкций**  
**к СНиП**

Москва

**ОРДЕНА ТРУДОВОГО КРАСНОГО ЗНАМЕНИ ЦЕНТРАЛЬНЫЙ НАУЧНО  
ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ И ПРОЕКТНО ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ  
КОМПЛЕКСНЫХ ПРОБЛЕМ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ И СООРУЖЕНИЙ  
им В А КУЧЕРЕНКО ЦНИИСК им КУЧЕРЕНКО ГОССТРОЯ СССР**

---

**ПОСОБИЕ**  
**по проектированию стальных конструкций**  
**к СНиП**

*Утверждено*

*приказом ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР*

*от 15 августа 1985 г. № 243/л*

---

Москва

**Центральный институт типового проектирования**

Рекомендовано к изданию секцией металлических конструкций научно-технического совета ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР.

Пособие по проектированию стальных конструкций (к [СНиП II-23-81\\*](#) “Стальные конструкции” ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. - 148 с.

Содержит разъяснения к [СНиП II-23-81\\*](#) “Стальные конструкции”. Приведены материалы по проектированию новых конструктивных форм, подбору сечений элементов, расчету технико-экономических показателей конструкций, а также по новым методам расчета стальных конструкций.

Приведены примеры расчета и конструирования.

Для инженерно-технических работников проектных организаций, а также для инженеров, научных работников, специализирующихся в области строительных металлических конструкций, и студентов строительных факультетов.

Табл. 106, ил. 69.

*При пользовании Пособием следует учитывать утвержденные изменения строительных норм и правил и государственных стандартов, публикуемые в журнале “Бюллетень строительной техники”, “Сборнике изменений к строительным нормам и правилам” Госстроя СССР и информационном указателе “Государственные стандарты СССР” Госстандарте СССР.*

### Содержание

[ПРЕДИСЛОВИЕ](#)

[1. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ РАСЧЕТА](#)

[ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ](#)

[ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ](#)

[2. МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ КОНСТРУКЦИЙ И СОЕДИНЕНИЙ](#)

[ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К ПРОКАТУ](#)

[БОЛТЫ И ГАЙКИ ДЛЯ СОЕДИНЕНИЙ](#)

[ФУНДАМЕНТНЫЕ БОЛТЫ](#)

[3. РАСЧЕТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ МАТЕРИАЛОВ И СОЕДИНЕНИЙ](#)

- ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ
- РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ СТАЛЬНОГО ПРОКАТА
- РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ СВАРНЫХ СОЕДИНЕНИЙ
- РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ ОДНОБОЛТОВЫХ СОЕДИНЕНИЙ
- ХАРАКТЕРИСТИКИ СТАЛЬНЫХ КАНАТОВ
- 4. УЧЕТ УСЛОВИЙ РАБОТЫ И НАЗНАЧЕНИЯ КОНСТРУКЦИЙ
  - КОЭФИЦИЕНТЫ НАДЕЖНОСТИ И УСЛОВИЙ РАБОТЫ
  - ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ С УЧЕТОМ НЕУПРУГИХ ДЕФОРМАЦИЙ
- 5. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ НА ОСЕВЫЕ СИЛЫ И ИЗГИБ
  - ЦЕНТРАЛЬНО-РАСТЯНУТЫЕ И ЦЕНТРАЛЬНО-СЖАТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ
  - ИЗГИБАЕМЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ
  - ЭЛЕМЕНТЫ, ПОДВЕРЖЕННЫЕ ДЕЙСТВИЮ ОСЕВОЙ СИЛЫ С ИЗГИБОМ
- 6. РАСЧЕТНЫЕ ДЛИНЫ И ПРЕДЕЛЬНЫЕ ГИБКОСТИ
  - ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ
  - ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЕТНЫХ ДЛИН ЭЛЕМЕНТОВ
  - ПРИМЕРЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ РАСЧЕТНЫХ ДЛИН СТОЕК РАМ
- 7. ПРОВЕРКА УСТОЙЧИВОСТИ СТенок И ПОЯСНЫХ ЛИСТОВ ИЗГИБАЕМЫХ И СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ
  - ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ
  - СТЕНКИ И ПОЯСНЫЕ ЛИСТЫ ЦЕНТРАЛЬНО-, ВНЕЦЕНТРЕННО-СЖАТЫХ, СЖАТО-ИЗГИБАЕМЫХ И ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ
- 8. РАСЧЕТ ЛИСТОВЫХ КОНСТРУКЦИЙ РАСЧЕТ НА УСТОЙЧИВОСТЬ
  - РАСЧЕТ НА УСТОЙЧИВОСТЬ
- 9. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА ВЫНОСЛИВОСТЬ
  - РАСЧЕТ НА МАЛОЦИКЛОВУЮ ПРОЧНОСТЬ
- 10. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА ПРОЧНОСТЬ С УЧЕТОМ ХРУПКОГО РАЗРУШЕНИЯ
- 11. РАСЧЕТ СОЕДИНЕНИЙ
  - СВАРНЫЕ СОЕДИНЕНИЯ
  - БОЛТОВЫЕ СОЕДИНЕНИЯ
    - Болтовые соединения без контролируемого натяжения
    - Болтовые соединения с контролируемым натяжением
- 12. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СВАРНЫХ СОЕДИНЕНИЙ
- 13. ПРОЕКТИРОВАНИЕ БОЛТОВЫХ СОЕДИНЕНИЙ
  - ВИДЫ БОЛТОВЫХ СОЕДИНЕНИЙ И УСЛОВИЯ ИХ ПРИМЕНЕНИЯ
- 14. ФЕРМЫ ИЗ ОДИНОЧНЫХ УГОЛКОВ
  - ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ
  - РАСЧЕТ
  - КОНСТРУИРОВАНИЕ
- 15. ФЕРМЫ И СВЯЗИ ИЗ ГНУТОСВАРНЫХ ПРОФИЛЕЙ
  - МАТЕРИАЛЫ
  - РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИЙ
  - МЕСТНАЯ УСТОЙЧИВОСТЬ СТенок ПРИ СОСРЕДОТОЧЕННЫХ НАГРУЗКАХ
  - БЕСФАСОНОЧНЫЕ УЗЛЫ ФЕРМ
  - УЗЛЫ СВЯЗЕЙ
  - ПРОЕКТИРОВАНИЕ
- 16. ФЕРМЫ С ПОЯСАМИ ИЗ ШИРОКОПОЛОЧНЫХ ДВУТАВРОВ
  - ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ
  - РАСЧЕТ УЗЛОВ
  - КОНСТРУИРОВАНИЕ
- 17. ФЕРМЫ С ПОЯСАМИ ИЗ ШИРОКОПОЛОЧНЫХ ТАВРОВ И ПЕРЕКРЕСТНОЙ РЕШЕТКОЙ ИЗ ОДИНОЧНЫХ УГОЛКОВ
  - ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ
  - РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ РЕШЕТКИ
- 18. КОНСТРУКЦИИ ИЗ КРУГЛЫХ ТРУБ
  - ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ
  - РАСЧЕТ
  - КОНСТРУИРОВАНИЕ
- 19. ПОКРЫТИЯ ИЗ ПЕРЕКРЕСТНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ
  - ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ
  - КОНСТРУКЦИИ ПОКРЫТИЙ
  - РАСЧЕТ
  - КОНСТРУИРОВАНИЕ
- 20. СТРУКТУРНЫЕ КОНСТРУКЦИИ ПОКРЫТИЙ ИЗ ПРОКАТНЫХ ПРОФИЛЕЙ
  - ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

- [РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ](#)
- [КОНСТРУИРОВАНИЕ](#)
- 21. [БАЛКИ](#)
  - [РАСЧЕТ БАЛОК С ГИБКОЙ СТЕНКОЙ И РЕБРАМИ](#)
  - [РАСЧЕТ БАЛОК С ГИБКОЙ НЕПОДКРЕПЛЕННОЙ СТЕНКОЙ \(18.9\\*\)](#)
  - [РАСЧЕТ БИСТАЛЬНЫХ БАЛОК](#)
- 22. [ПОДКРАНОВЫЕ БАЛКИ](#)
- 23. [ВИСЯЧИЕ ПОКРЫТИЯ](#)
  - [ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ](#)
  - [РАСЧЕТ](#)
- 24. [МЕМБРАННЫЕ КОНСТРУКЦИИ](#)
  - [ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ](#)
  - [МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ КОНСТРУКЦИЙ ПОКРЫТИЙ](#)
  - [КОНСТРУИРОВАНИЕ](#)
    - [Пролетная конструкция](#)
    - [Опорный контур](#)
  - [РАСЧЕТ](#)
- 25. [ПРОФИЛИРОВАННЫЙ НАСТИЛ](#)
  - [ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ](#)
  - [ХАРАКТЕРИСТИКИ НАСТИЛОВ](#)
  - [РАСЧЕТ](#)
  - [КРЕПЛЕНИЕ НАСТИЛОВ](#)
- 26. [КОЛОННЫ С ВЕТВЯМИ ИЗ СВАРНЫХ ДВУТАВРОВ С ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОЙ СТЕНКОЙ](#)
- 27. [ФЛАНЦЕВЫЕ СОЕДИНЕНИЯ НА ВЫСОКОПРОЧНЫХ БОЛТАХ, РАБОТАЮЩИЕ НА РАСТЯЖЕНИЕ](#)
- 28. [ПОДБОР СЕЧЕНИЙ ЦЕНТРАЛЬНО-СЖАТЫХ, СЖАТО-ИЗГИБАЕМЫХ И ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ](#)
  - [ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ](#)
  - [ЦЕНТРАЛЬНО-СЖАТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ](#)
  - [СЖАТО-ИЗГИБАЕМЫЕ И ВНЕЦЕНТРЕННО-СЖАТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ](#)
  - [ИЗГИБАЕМЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ](#)
  - [ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫЙ РАСЧЕТ](#)
  - [ПРИМЕРЫ](#)
- 29. [ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКИЕ ПОКАЗАТЕЛИ](#)
  - [ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ](#)
  - [НОРМАТИВНАЯ БАЗА РАСЧЕТА](#)
  - [МЕТОДЫ РАСЧЕТА](#)
    - [Калькуляционный метод расчета на ЭВМ технико-экономических показателей металлических конструкций каркаса промышленного здания](#)
- [ПРИЛОЖЕНИЕ 1 РАСЧЕТ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ВЕРОЯТНОСТНО-ЭКОНОМИЧЕСКИМ МЕТОДОМ](#)
- [ПРИЛОЖЕНИЕ 2 РАСЧЕТ СТАЛЬНЫХ РАМ КАК ЕДИНЫХ НЕЛИНЕЙНЫХ СИСТЕМ](#)
- [ПРИЛОЖЕНИЕ 3 ДЮБЕЛЬНЫЕ СОЕДИНЕНИЯ](#)
- [СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ](#)

## ПРЕДИСЛОВИЕ

Пособие разработано к [СНиП II-23-81\\*](#) “Стальные конструкции”.

Основополагающими документами при разработке Пособия наряду со [СНиП II-23-81\\*](#) явились [СТ СЭВ 3972-83](#) “Надежность строительных конструкций и оснований. Конструкции стальные. Основные положения по расчету” и [СТ СЭВ 384-87](#) “Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения по расчету”.

Разд. 1-11 Пособия повторяют структуру [СНиП II-23-81\\*](#). В них даются разъяснения к разделам и пунктам [СНиП II-23-81\\*](#); такой же характер имеют разд. 12, 13 и частично разд. 21 и 22, остальные содержат материалы по проектированию новых конструктивных форм, подбору сечений элементов, определению технико-экономических показателей, новому подходу к расчету конструкций.

В Пособии номера пунктов [СНиП II-23-81\\*](#) приведены в скобках.

Пособие разработано ЦНИИСКом им. Кучеренко Госстроя СССР (кандидаты техн. наук *Г.Е. Бельский* - разд. 1, 4, пп. 3.1-3.3, 5.1-5.14, 5.16-5.20, 5.23, 5.24, 5.26, 5.31-5.37, 5.40, 5.41, 5.45, 6.1-6.4, *В.Н. Потапов* - разд. 2, 10, пп. 3.4-3.7, 5.46, 12.2; *М.И. Егоров* - пп. 2.1-2.7, 3.4-3.7, 12.2; *Е.Р. Мацелинский* - пп. 2.8-2.13, 3.12, 3.13, 11.2, 11.3; *А.А. Фадеев* - пп. 3.4-3.7, 5.46;

*В.М. Барышев* - пп. 3.8-3.11, 11.1, 12.1; д-р техн. наук *Б.М. Броуде* - разд. 8, пп. 5.15, 5.21, 5.22, 5.25, 5.30, 5.38, 5.39, 5.42-5.44; 21.1-21.6; канд. техн. наук *М.И. Гукова* - пп. 6.5-6.15; д-р техн. наук *В.М. Горпинченко*, канд. техн. наук *Е.М. Кондрахов* - разд. 22, пп. 9.1-9.5; инж. *Б.И. Беляев* - разд. 13; кандидаты техн. наук *Б.Н. Решетников* - разд. 14, 18; *Б.С. Цетлин* - разд. 18, пп. 15.9-15.17, 16.5-16.19, *И.Л. Пименов* - разд. 19; д-р техн. наук, проф. *В.И. Трофимов* - разд. 20, 24; инж. *Ю.А. Чернов*, кандидаты техн. наук *А.М. Ларионов* - разд. 20; *Ю.Н. Симаков* - пп. 21.7-21.12; д-р техн. наук *Н.С. Москалев* - разд. 23; кандидаты техн. наук *П.Г. Еремеев* - разд. 24; *А.Я. Дривинг* - прил. 1; *Б.Н. Кузнецов* - прил. 2) при участии ЦНИИпроектстальконструкции им. Н.П. Мельникова Госстроя СССР (д-р техн. наук проф. *Н.Н. Стрелецкий* - пп. 11.2-11.9, 21.13-21.15, 21.19-21.21, инж. *М.М. Кравцов* - пп. 3.14-3.16; д-р техн. наук проф. *В.В. Ларионов* - пп. 9.6-9.8; инж. *В.М. Бабушкин* - разд. 13, пп. 11.2, 11.4, 11.7, 11.9; канд. техн. наук *И.В. Левитанский* - разд. 26, 27, пп. 16.1-16.5, 16.18-16.24; инженеры *В.В. Севрюгин* - пп. 15.1-15.5, 15.14, 15.16-15.19, 15.21-15.26; *Б.Н. Емельянов* - пп. 15.6-15.8; кандидаты техн. наук *В.В. Березин*, *Л.А. Сорокин* - разд. 17; *Ю.Я. Леус* - пп. 21.18, 21.19; *Э.Л. Айрумян* - разд. 25, прил. 3; *В.Ф. Беляев* - разд. 25; *М.И. Беккерман* - разд. 26; д-р техн. наук *И.С. Ковнер* - разд. 29) и МИСИ им. В.В. Куйбышева Гособразования СССР (канд. техн. наук *Ю.В. Соболев* - разд. 28, п. 15.20). В разработке Пособия участвовали: филиал МИСиС Гособразования СССР, г. Электросталь (канд. техн. наук *В.И. Моисеев* - разд. 7, пп. 5.27-5.29; 21.20-21.24), Одесский инженерно-строительный институт Гособразования СССР (д-р техн. наук *Н.Л. Чернов* - пп. 5.31-5.33, 21.14-21.17), ВНИКТИстальконструкция Минмонтажспецстроя СССР (инж. *З.П. Абрам* - пп. 15.16-15.18); Белгородский технологический институт строительных материалов Гособразования СССР (инж. *Ф.Ф. Куклин* - пп. 16.1-16.5, 16.14, 16.16, 16.18-16.24), ВНИПИПромстальконструкция Минмонтажспецстроя СССР (канд. техн. наук *В.В. Каленов* - разд. 27, прил. 3; инженеры *В.Д. Мартыничук* - разд. 27; *Е.С. Марков*, *Л.М. Сахаров* - прил. 3).

Пособие рецензировалось в ЦНИИСКе им. Кучеренко Госстроя СССР, ЦНИИпроектстальконструкции им. Н.П. Мельникова Госстроя СССР, МИСИ им. В.В. Куйбышева Гособразования СССР, ЦНИИпромзданий Госстроя СССР, ВНИКТИстальконструкции Минмонтажспецстроя СССР, УкрНИИпроектстальконструкции Госстроя СССР, Энергосетьпроект Минэнерго СССР.

Пособие подготовлено под общей редакцией докторов техн. наук профессоров *В.А. Балдина*, *В.И. Трофимова*, кандидатов техн. наук *Г.Е. Бельского*, *Е.М. Кондрахова*, *Б.С. Цетлина*, инж. *Б.М. Беляева*.

## ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ РАСЧЕТА

### ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Расчет стальных конструкций следует выполнять по методу предельных состояний [1, 2].

*Предельные состояния конструкций* - такие состояния, при которых конструкции перестают удовлетворять заданным эксплуатационным требованиям или требованиям производства работ. При этом нормальная эксплуатация зданий и сооружений становится невозможной.

*Нормальная эксплуатация* - это эксплуатация, которая осуществляется без ограничений в соответствии с технологическими и бытовыми условиями, предусмотренными в нормах и заданиях на проектирование и учитывающими безопасную работу людей, оборудования и сохранность ограждающих конструкций.

В соответствии с требованиями [2] при расчетах стальных конструкций на действие соответствующих нагрузок необходимо учитывать их предельные состояния, приведенные в табл. 1.

Таблица 1

Группа состояний	Предельное состояние	
	вид	характеристика
	Несущая способность	Пластическое, хрупкое и усталостное разрушения

Первая		Потеря устойчивости формы или положения Переход в изменяемую систему
	Полная непригодность к эксплуатации	Текущность материала Неупругий сдвиг в соединениях Качественное изменение конфигурации
Вторая	Пригодность к нормальной эксплуатации	Перемещения (прогиб, поворот или осадка) Колебания Изменение положения Сдвиг в соединениях

Нормативные значения нагрузок, коэффициенты надежности по нагрузке  $\gamma_f$  и коэффициенты сочетаний нагрузок для определения их расчетных значений следует принимать согласно [3]. При проверке конструкций по предельным состояниям первой группы необходимо принимать, как правило,  $\gamma_f > 1,0$  (за исключением усталостного разрушения и тех случаев расчета, когда уменьшение постоянной нагрузки ухудшает условия работы конструкций). При проверке усталостного разрушения (выносливости) и предельных состояний второй группы  $\gamma_f \leq 1,0$ .

Согласно [2] расчетные нагрузки, применяемые в расчетах по первой группе предельных состояний, могут быть названы предельными, а в расчетах по второй группе и на выносливость - эксплуатационными.

Поскольку при  $\gamma_f > 1,0$  расчетные предельные нагрузки повторяются редко (например, по литературным данным, от одного крана - один раз в 20 лет; ветровая - один раз в 10-15 лет; снеговая - в среднем один раз в 10-12 лет; на перекрытия - один раз в 15-20 лет), стальные конструкции при проверке по предельным состояниям первой группы (за исключением усталостного разрушения) следует рассчитывать на однократное действие этих нагрузок.

Цель расчета - не допустить с определенной обеспеченностью наступления предельных состояний первой группы или перехода за предельные состояния второй группы в течение всего срока эксплуатации зданий и сооружений, а также в процессе их возведения при минимальном расходе материалов и наименьшей трудоемкости изготовления, транспортирования и монтажа конструкций.

При расчете несущей способности сечения или элемента конструкции наибольшее возможное за время эксплуатации (или возведения) усилие  $F$  в элементе от расчетных предельных нагрузок и воздействий не должно превышать соответствующей наименьшей предельной несущей способности  $S$  сечения или элемента с учетом начальных несовершенств

$$F \leq S. \quad (1)$$

Усилие  $F$  (продольная и поперечная силы; изгибающий, крутящий моменты) следует определять по формуле

$$F = \gamma_n \sum \alpha_i F_{ni} \gamma_{fi} \quad (2)$$

где  $\gamma_n$  - коэффициент надежности по назначению [4];

$\alpha_i$  - коэффициент перехода от нормативной нагрузки к усилию;

$F_{ni}$  - нормативная нагрузка;

$\gamma_{fi}$  - коэффициент надежности по нагрузке.

Предельную несущую способность  $S$ , соответствующую виду усилия (сжатию, растяжению, сдвигу, изгибу, кручению и т.д.), необходимо определять по формуле

$$S = \beta \Phi R_n = \frac{\gamma_c}{\gamma_m}, \quad (3)$$

где  $\beta$  - коэффициент, учитывающий вид усилия, предельное состояние и работу стали за пределом упругости ( $\varphi$ ,  $\varphi_e$ ;  $\varphi_b$ ;  $c$  и т.д.);

$\Phi$  - геометрическая характеристика сечения ( $A$ ,  $W$ );

$R_n$  - нормативное сопротивление материала;

$\gamma_c$  - коэффициент условий работы;

$\gamma_m$  - коэффициент надежности по материалу.

Начальными несовершенствами стальных конструкций являются совокупность геометрических отклонений формы и размеров, факторов, влияющих на свойства стали, и отступлений от принятой расчетной схемы, возникающих при изготовлении, транспортировании и монтаже конструкций.

Основное неравенство метода предельных состояний (1) может быть представлено в форме сравнения учитываемых в расчетах напряжений с их предельными значениями, устанавливаемыми [СНиП II-23-81\\*](#).

При расчете конструкций по предельным состояниям полной непригодности к эксплуатации перемещения (деформации), соответствующие расчетным значениям предельных нагрузок и воздействий, не должны превышать предельных значений перемещений (деформаций), устанавливаемых в нормативных документах по условиям необходимости прекращения эксплуатации в связи с качественным нарушением геометрической формы.

Условия расчета по предельным состояниям полной непригодности к эксплуатации допускается [1] представлять в форме проверки усилий или напряжений (как при расчетах несущей способности), определяемых с учетом неупругих деформаций; эта форма принята в [СНиП II-23-81\\*](#).

При расчете конструкций по предельным состояниям второй группы перемещения, параметры колебаний и изменения положения от расчетных эксплуатационных нагрузок не должны превышать предельно допустимых значений этих перемещений или указанных параметров, установленных в [СНиП II-23-81\\*](#) и в других нормативных документах, т.е.

$$f \leq \frac{f_u}{\gamma_n}, \quad (4)$$

где  $f$  - перемещения или параметры колебаний и изменения положения, возникающие в конструкциях от действия расчетных эксплуатационных нагрузок;

$f_u$  - предельно допустимые значения этих перемещений или параметров, регламентируемые нормами на основе требований нормальной эксплуатации.

При установлении нормативных значений  $f_u$  учитываются нормальные условия для пребывания людей, работа технологического оборудования, сохранность ограждающих конструкций.

<sup>1</sup> Поскольку в большинстве случаев  $\gamma_f = 1,0$ , эти нагрузки в п. 13.1 [СНиП II-23-81\\*](#) названы “нормативными”.

Выбор расчетных схем, исходных предпосылок и допущений необходимо определять на основе применяемого метода расчета. При использовании, например, вычислительной техники необходимо наиболее полно учитывать действительные условия работы конструкций и рассчитывать их как единые пространственные системы с учетом неупругих деформаций стали, деформированной схемы и, в случае необходимости, геометрической нелинейности.

Существует значительное число программ расчета стальных конструкций на ЭВМ. Одной из них, позволяющей решать широкий класс задач, является диалоговая система расчета (ДИАРАМА), разработанная ЦНИИпроектстальконструкцией им. Н.П. Мельникова [5].

ЦНИИСКом им. Кучеренко разработана программа расчета на ЭВМ структурных конструкций, учитывающая особенности их работы. Программа обеспечивает расчет структурных плит вплоть до разрушающих нагрузок и стержневых оболочек, включая потерю устойчивости с учетом характера деформирования элементов при упругой и упругопластической работе материала.

Допускается применять приближенные методы расчета и более простые расчетные схемы, основанные на разделении единых пространственных систем на плоские конструкции и

отдельные элементы. При этом следует учитывать особенности взаимодействия элементов стальных конструкций между собой и с основанием. Вместе с тем, в общем случае предпочтение следует отдавать методам расчета стальных конструкций как единых пространственных систем.

Для статически неопределимых стержневых конструкций расчетные усилия допускается определять по недеформированной схеме в предположении упругих деформаций стали. Расчет на устойчивость отдельных стержней при действии этих усилий следует выполнять по деформированной схеме с учетом неупругих деформаций.

Расчеты элементов стержневых и балочных конструкций, а также пластинок, образующих сечение, необходимо выполнять с учетом неупругих деформаций стали и, как правило, в предположении малости перемещений с использованием приближенного выражения для кривизны (т.е. на основе геометрически линейной теории). При этом рекомендуется применять теорию малых упругопластических деформаций при простом нагружении; в ряде случаев допускается использовать модель жесткопластического тела.

По своей физической природе строительные стали являются упругопластическим материалом с различными зависимостями между деформациями и напряжениями при нагрузке и разгрузке.

Однако при проверке конструкций по предельным состояниям первой группы на однократное действие расчетных предельных нагрузок применяемые стали рекомендуется рассматривать как нелинейно упругий материал, характеризующийся одной и той же нелинейной или кусочно линейной зависимостью между деформациями и напряжениями при нагрузке и разгрузке (рис. 1, кривая *OBAB*).

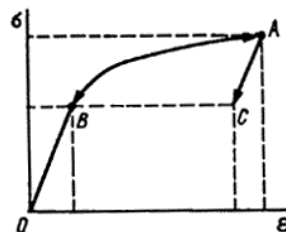


Рис. 1. Зависимость между напряжениями и деформациями при нагружении *OA* и разгрузке для упругопластического материала *AC*, для нелинейно упругого материала *AB*

Если в процессе деформирования конструкции в некоторых ее частях появится частичная разгрузка, то жесткость системы в целом должна увеличиться. В связи с этим принятое допущение приводит, как правило, к некоторому запасу несущей способности, что позволяет в практических расчетах в большинстве случаев надежно пользоваться моделью нелинейно упругого материала.

При возможном убывании нагрузок, а также при повторно-переменной нагрузке анализ поведения стальных конструкций за пределом упругости должен основываться на использовании модели упругопластического материала с различными зависимостями между деформациями и напряжениями при нагрузке и разгрузке (рис. 1, кривая *OBAC*).

Расчет стальных конструкций и их элементов на усилия от действия внешних нагрузок, как правило, необходимо выполнять с использованием геометрических гипотез: плоских сечений, секторальных площадей и прямых нормалей.

При необходимости расчета стальных конструкций и их элементов с учетом влияния собственных остаточных напряжений  $\sigma_r$  (от сварки, прокатки, холодной правки и т.д.) допускается применять гипотезу об алгебраическом суммировании условных деформаций  $\varepsilon_r = \sigma_r/E$  с деформациями от внешней нагрузки ( $E$  - модуль упругости).

Надежность и экономичность стальных конструкций должны быть обеспечены одновременным выполнением требований к выбору материалов, расчетам и конструированию (а также изготовлению и монтажу).

В случаях, когда наступление предельных состояний конструкций сопряжено только с экономическими последствиями, их расчет допускается выполнять вероятностно-

экономическим методом, обеспечивающим оптимальное соотношение между надежностью и материалоемкостью сооружений [6].

При проектировании стальных конструкций следует принимать минимальные сечения элементов, удовлетворяющие требованиям [СНиП II-23-81\\*](#). Подбор сечений необходимо выполнять с учетом технико-экономического обоснования принимаемого проектного решения, действующего сортамента, применения эффективных марок сталей, профилей, унифицированных типовых или стандартных конструкций, а также других требований [СНиП II-23-81\\*](#).

### ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Изложенные в [СНиП II-23-81\\*](#) методы проверки стальных конструкций по предельным состояниям, классификация которых приведена в табл. 1, разработаны с учетом свойств сталей, назначения и условий эксплуатации конструкций, вида их работы, характера внешних нагрузок и воздействий, а также технологии изготовления и монтажа.

Пластическое разрушение элементов и конструкций сопровождается значительным развитием пластических деформаций и в ряде случаев предполагает работу стали в области самоупрочнения.

При соответствующем обосновании допускается не учитывать область самоупрочнения стали и расчеты конструкций выполнять на основе идеализированной упругопластической (Прандтля) или жесткопластической диаграмм.

В соответствии со [СНиП II-23-81\\*](#) проверку пластического разрушения необходимо выполнять при расчете на прочность следующих элементов из пластических сталей с отношением  $\sigma_u/\sigma_y > 1,3$  (где  $\sigma_u$  - временное сопротивление, обозначаемое  $\sigma_b$ , по государственным стандартам и техническим условиям на сталь;  $\sigma_y$  - предел текучести, обозначаемый  $\sigma_m$ , по государственным стандартам и техническим условиям на сталь), несущих статическую нагрузку:

а) растянутых, нормальная эксплуатация которых возможна и после достижения металлом предела текучести (некоторые типы листовых конструкций, в основном, с равномерным распределением растягивающих напряжений: листовые настилы, отдельные виды трубопроводов и резервуаров с учетом опыта их эксплуатации);

б) сечений, ослабленных отверстиями для болтов, в болтовых конструкциях, а также в местах стыков, выполненных на болтах (кроме конструкций на высокопрочных болтах);

в) растянутых одиночных уголков, прикрепляемых одной полкой болтами;

г) стенок перфорированных балок.

Пластическое разрушение учитывается согласно [СНиП II-23-81\\*](#) также при установлении расчетных сопротивлений сварных и болтовых соединений.

К пластическому разрушению следует относить предельные состояния конструкций при повторяющихся нагрузках по условиям переменной текучести и прогрессивного разрушения.

Хрупкое разрушение сопровождается малой деформацией, как правило, при концентрации напряжений, низких температурах или ударных воздействиях, в большинстве случаев при одновременном действии указанных факторов.

В соответствии со [СНиП II-23-81\\*](#) способность стальных конструкций противостоять хрупкому разрушению следует обеспечивать главным образом выполнением требований к выбору сталей, применению соответствующих конструктивных решений, технологии обработки деталей и образования отверстий.

Согласно [СНиП II-23-81\\*](#) рекомендуется также проверка расчетом на прочность с учетом хрупкого разрушения, в первую очередь, центрально- и внецентренно-растянутых элементов и зон растяжений изгибаемых элементов в предположении упругих деформаций стали при действии расчетных предельных нагрузок.

Усталостное разрушение сопровождается образованием и развитием трещин в результате многократно повторяющихся силовых воздействий от подвижных, вибрационных и других переменных нагрузок, приложенных непосредственно к конструкциям.

Проверка этого предельного состояния согласно [СНиП II-23-81\\*](#) выполняется расчетом элементов конструкций на выносливость в пределах упругих деформаций стали при действии



расчетных эксплуатационных нагрузок с учетом характеристик сталей, вида напряженного состояния, конструктивной схемы узла или соединения, технологии обработки детали, вида нагрузки и числа циклов нагружений.

Потеря устойчивости формы или положения характеризуется тем, что конструкция или элемент утрачивают способность сохранять свое равновесное состояние, соответствующее действующим при этом внешним нагрузкам и воздействиям.

Проверку устойчивости формы или положения следует выполнять для системы в целом и для ее отдельных элементов.

В соответствии со [СНиП II-23-81\\*](#) проверка потери устойчивости формы заключается в установлении максимального значения нагрузки, которая может быть воспринята элементом, имеющим, как правило, начальные несовершенства, при расчете его по деформированной схеме с учетом неупругих деформаций стали.

При соответствующем обосновании допускается рассчитывать на устойчивость идеальные системы или элементы в пределах упругих деформаций. Этот метод, в частности, использован в [СНиП II-23-81\\*](#) при определении расчетных длин сжатых стержней, установлении приведенной гибкости сжатых сквозных стержней, проверке балок на общую устойчивость и т.д.

Переход конструкции в изменяемую систему характеризуется превращением ее в кинематический механизм, у которого возможность изменения формы в направлении действия нагрузки не ограничена никакими связями.

Предельное состояние в результате текучести материала, неупругих сдвигов в соединениях, качественного изменения конфигурации означает переход конструкций в такое состояние, когда при сохранении общей несущей способности необходимо прекратить эксплуатацию конструкций в связи с существенным нарушением геометрической формы и выполнить ремонтные работы по замене или восстановлению конструкций. Указанное предельное состояние, как и потеря несущей способности, относится к первой группе и проверяется на действие тех же расчетных предельных нагрузок.

В отличие от несущей способности, когда критериями предельных состояний являются силовые факторы (или нагрузки) и выполняется проверка усилий или напряжений, для полной непригодности к эксплуатации предельные состояния конструкций при сохранении их несущей способности по существу должны оцениваться на основе деформационных критериев - ограничений перемещений или деформаций конструкций, работающих за пределом упругости.

Вместе с тем проверка рассматриваемого предельного состояния в ряде случаев может выполняться в традиционной форме сравнения напряжений (усилий).

Предельные состояния по ограничению перемещений, сдвигов в соединениях, колебаний и изменения положения конструкций и элементов (вторая группа) характеризуются тем, что нарушаются условия нормальной эксплуатации, связанные с пребыванием людей, работой технологического оборудования и сохранностью ограждающих конструкций.

Значения указанных деформационных величин, определяемые расчетом, как правило, в пределах упругих деформаций стали не должны превышать предельно допустимых значений, установленных [СНиП II-23-81\\*](#).

В отличие от предельных состояний первой группы, возможность наступления которых, в принципе, не допускается системой частных коэффициентов метода предельных состояний, установленные [СНиП II-23-81\\*](#) для второй группы предельно допустимые значения перемещений или параметров колебаний и изменения положения конструкций могут быть достигнуты (но не превзойдены) в процессе работы конструкций при действии расчетных эксплуатационных нагрузок.

## МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ КОНСТРУКЦИЙ И СОЕДИНЕНИЙ

В [СНиП II-23-81\\*](#) приведены новые положения, направленные на снижение расхода черных металлов в стальных конструкциях. К ним относятся:

упразднение системы разделения различных марок сталей для металлических конструкций на классы прочности;

отказ от унификации расчетных сопротивлений по минимальным значениям нормативных сопротивлений марок стали, отнесенных к различным классам;

назначение нормативных сопротивлений по пределу текучести и временному сопротивлению по величинам, установленным государственными общесоюзными стандартами и техническими условиями на поставку проката;

установление коэффициентов надежности по материалу  $\gamma_m$ , с учетом обеспеченности нормативных сопротивлений и принятых методов контроля качества стального проката при поставке;

введение в перечень материалов для стальных конструкций эффективных сталей, поставляемых по ГОСТ 23570-79 и ТУ 14-1-3023-80, с указанием предпочтительности их применения по сравнению со сталями, поставляемыми по [ГОСТ 380-71\\*](#), [ГОСТ 19281-73\\*](#) и [ГОСТ 19282-73\\*](#);

дифференцирование назначения сталей и их расчетных характеристик по видам проката (лист, фасон, труба).

В [СНиП II-23-81\\*](#) включены также положения, направленные на унификацию требований, предъявляемых к материалам при проектировании:

сокращение числа групп конструкций до четырех;

районирование территории СССР в соответствии с [ГОСТ 16350-80](#).

Новые требования к применению сталей в конструкциях зданий и сооружений позволяют снизить их расход более чем на 7 %.

### ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К ПРОКАТУ

Прокат, применяемый в конструкциях, должен отвечать требованиям соответствующих государственных общесоюзных стандартов или технических условий на его поставку.

При выборе марок прокатной стали следует учитывать степень ответственности конструкций зданий и сооружений, а также условия их изготовления и эксплуатации в соответствии с табл. 50\* [СНиП II-23-81\\*](#).

Примерный перечень отдельных групп конструкций и их элементов приведен в [7, табл. 1].

При проектировании металлоконструкций промышленных зданий и сооружений необходимо стремиться к максимальному сокращению марок применяемых сталей и типоразмеров проката, используя при этом “Сокращенный сортамент металлопроката для применения в строительных стальных конструкциях”, утвержденный Госстроем СССР.

По хладостойкости металл проката должен отвечать требованиям, указанным в табл. 2.

Марки стали для элементов стальных конструкций и сооружений, воспринимающих растягивающие нагрузки в направлении толщины проката, следует принимать по табл. 50\* [СНиП II-23-81\\*](#), при этом прокат толщиной свыше 60 мм без проведения дополнительных испытаний применять не рекомендуется.

Для изготовления элементов, в которых в направлении по толщине проката возникают высокие растягивающие напряжения от внешней нагрузки, приближающиеся к  $0,5 R_u$ , и высокие растягивающие реактивные напряжения, рекомендуется применять марки стали, используемые для конструкций группы 1.

Фланцы и подобные им элементы тяжело нагруженных ферм, балок и т.п. при толщине элементов свыше 40 мм рекомендуется выполнять из листового проката с пониженным содержанием серы, выплавляемого по техническим условиям (например, по ТУ 14-1-3765-84 S не более 0,015 или по ТУ 14-105-465-82 S не более 0,020).

Таблица 2

	Требования к сталям по хладостойкости стальных конструкций групп			
	1	2	3	4
Гарантированные значения предела текучести сталей	Климатический район строительства по <a href="#">ГОСТ 16350-80</a>			

$\sigma_T$ , МПа (кгс/мм <sup>2</sup> )	$I_1$	$I_1, II_2,$ $III_3$	$II_4,$ $III_5$ и др.	$I_1$	$I_1, II_2,$ $III_3$	$II_4,$ $III_5$ и др.	$I_1$	$I_2,$ $II_2,$ $III_3$	$II_4, III_5$ и др.	$I_1, I_2,$ $II_2,$ $III_3$	$II_4, III_5$ и др.
$\sigma_T < 295$ (30)	Не применять	$KCU_{50},$ $KCA$	$KCU_{20},$ $KCA$	Не применять	$KCU_{40},$ $KCA$	$KCU_{20},$ $KCA$	Не применять	$KCU_{40}$	$KCA^{**}$	$KCU_{20},$ $KCA$	Не предъявлять
$295$ (30) $\leq \sigma_T <$ 1.960984)											

Обозначения, принятые в табл. 2:

$KCU$  - ударная вязкость, определенная на образце с концентратором вида  $U$  (при соответствующей температуре) по [ГОСТ 9454-78\\*](#).

$KCA$  - ударная вязкость после механического старения по [ГОСТ 7268-82\\*](#).

\* Допускаются также стали, удовлетворяющие требованиям  $KCU^{40}$  и  $KCA$ .

\*\* Только для района  $II_4$ .

Для изготовления элементов ответственных конструкций, в которых заведомо ожидается большой уровень реактивных напряжений, например, вследствие приварки защемленных элементов при наличии зазоров между ними, также рекомендуется использовать конструктивно-технологические решения, исключающие возникновение высоких растягивающих реактивных напряжений в направлении толщины проката.

Материал элементов конструкций, воспринимающих растягивающие напряжения по толщине листа, в зонах, прилегающих к местам наложения сварных швов, рекомендуется на заводах металлоконструкций дополнительно (до сварки) подвергать ультразвуковому дефектоскопическому контролю на наличие внутренних несплошностей типа расслоев, грубых шлаковых включений и т.п. Площадь максимально допустимого дефекта не должна превышать 1 см<sup>2</sup>, а допустимая частота дефектов - 10 м<sup>-2</sup>. Расстояние между дефектами не должно быть меньше величины наибольшего из них.

Физические характеристики стального проката следует принимать с учетом их изменения в диапазоне климатических температур, как указано в табл. 3.

Таблица 3

\* Получено обобщением данных, приведенных в статье И. Г. Кожевникова и Л. А. Новицкого "Теплофизические свойства материалов при низких температурах" (М.: Машиностроение, 1982. - С. 7-27).

\*\* Получено с учетом данных книги Я. Б. Фридмана. "Механические свойства металлов". Т. 1 (М.: Машиностроение, 1974. - С. 238, 239).

При выборе марок стали следует руководствоваться результатами технико-экономических расчетов с учетом получения максимальной экономии металла при минимальном использовании дефицитных легирующих элементов за счет расширенного применения термической обработки и с учетом обеспечения надежности конструкций в условиях климатических воздействий.

Для конструкций из листового проката толщиной менее 4 мм можно применять марки углеродистой стали по [ГОСТ 380-71\\*](#) с физическими характеристиками (плотностью, коэффициентом линейного расширения, модулем упругости, модулем сдвига, коэффициентом поперечной деформации) в соответствии с табл. 50\* [СНиП II-23-81\\*](#). Расчетные сопротивления следует устанавливать делением нормативных значений предела текучести и временного сопротивления, указанных в [ГОСТ 380-71\\*](#) для проката толщиной до 20 мм, на коэффициент надежности по материалу, равный 1,05 в соответствии с табл. 2 [СНиП II-23-81\\*](#).

### БОЛТЫ И ГАЙКИ ДЛЯ СОЕДИНЕНИЙ

Выбор болтов следует производить по табл. 57\* [СНиП II-23-81\\*](#) с учетом условий их применения - климатического района, характера действующих нагрузок, условий работы в соединениях (растяжение или срез).

Для конструкций, возводимых в климатических районах  $I_1$ ,  $I_2$ ,  $II_2$  и  $III_3$ , но эксплуатируемых в отапливаемых помещениях, болты следует назначать по табл. 4.

Для болтовых соединений следует, как правило, использовать крепежные изделия из “Сокращенного сортамента крепежных изделий для строительных металлических конструкций”, утвержденного Госстроем СССР. Применение, в случае необходимости, крепежных изделий, не включенных в указанный сортament, должно быть согласовано проектной организацией с изготовителем проектируемого объекта и утверждено Госстроем СССР.

Таблица 4

Условия работы болтов	Технологические требования к болтам (по табл. 1 и 10 ГОСТ 1759-70**)		
	класс прочности (табл. 1)	дополнительные виды испытаний (табл. 10)	марка стали
Растяжение или срез	В конструкциях, не рассчитываемых на выносливость		
	4.6; 5.6	Поз. 1	По табл. 1 То же 35
	4.8; 5.8	То же	
6.6	“		
Растяжение или срез	В конструкциях, рассчитываемых на выносливость		
	4.6; 5.6	Поз. 1 и 4	По табл. 1 35
	6.6	То же	
Срез	4.8; 5.8	Поз. 1	По табл. 1

Крепежные изделия применяют обычно без покрытия. Применение, в случае необходимости, крепежных изделий с покрытием по ГОСТ 1759-70\*\* должно быть согласовано проектной организацией с изготовителем проектируемого объекта.

Запрещается использовать болты без клейма и маркировки. Клеймение и маркировка должны соответствовать ГОСТ 1759-70\*\*.

Запрещается использовать крепежные изделия с отклонениями от соответствующих стандартов, в том числе крепежные детали 2-го сорта и болты, изготовленные из автоматных сталей.

Запись условных обозначений крепежных изделий на всех стадиях разработки и производства стальных конструкций следует выполнять только по форме, приведенной в ГОСТ 1759-70\*\*. Запрещается при записи условных обозначений крепежных изделий делать пропуск каких-либо характеристик, предусмотренных соответствующими стандартами, в том числе дополнительных требований, за исключением длины болтов в чертежах КМ.

### ФУНДАМЕНТНЫЕ БОЛТЫ

По условиям эксплуатации болты подразделяются на расчетные и конструктивные.

К *расчетным болтам* относятся болты, воспринимающие нагрузки, возникающие при эксплуатации строительных конструкций.

К *конструктивным болтам* относятся болты, предусматриваемые для крепления строительных конструкций, устойчивость которых против опрокидывания или сдвига обеспечивается собственным весом конструкций.

Конструктивные болты предназначены для рихтовки строительных конструкций во время их монтажа, обеспечения стабильной работы во время эксплуатации конструкций, а также для предотвращения случайных смещений конструкций.

Выбор марки стали шпилек расчетных болтов, предназначенных для крепления строительных конструкций, следует производить по табл. 5 с учетом климатических районов.

Шпильки болтов допускается изготавливать из сталей других марок, механические свойства которых не ниже свойств сталей марок, указанных в табл. 5.

Таблица 5

Климатический район строительства (расчетная температура, °С)	II <sub>4</sub> (-30 > t ≥ -40); II <sub>5</sub> и др. (t ≥ -30)	I <sub>2</sub> , II <sub>2</sub> и III <sub>3</sub> (-40 > t ≥ -50)	I <sub>1</sub> (-50 > t ≥ -65)
Марка стали шпилек	ВСтЗкп2 (по <a href="#">ГОСТ 380-71*</a> )	09Г2С-6 и 10Г2С1-6 (по <a href="#">ГОСТ 19281-73*</a> )	09Г2С-8 и 10Г2С1-8 (по <a href="#">ГОСТ 19281-73*</a> )

Для климатических районов строительства II<sub>4</sub>, II<sub>5</sub> и других (t ≥ -40 °С) допускается изготавливать шпильки расчетных болтов с резьбой диаметром 56 мм и более из низколегированной стали марок 09Г2С-2 и 10Г2С1-2 по [ГОСТ 19281-73\\*](#).

Шпильки конструктивных болтов для всех климатических районов следует изготавливать из стали марки ВСтЗкп2 по [ГОСТ 380-71\\*](#).

Марки стали шпилек конструктивных болтов, если последние подлежат проверке на сейсмические воздействия, следует назначать как для шпилек расчетных болтов.

Гайки и муфты фундаментных болтов следует изготавливать из сталей тех же марок, что и шпильки.

## РАСЧЕТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ МАТЕРИАЛОВ И СОЕДИНЕНИЙ

### ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Основной интегральной характеристикой сопротивления стали деформированию при действии нагрузки является экспериментально получаемая зависимость между напряжением  $\sigma = N/A$  и относительным удлинением  $\varepsilon = \Delta/l$  - диаграмма работы (деформирования) стали при одноосном растяжении (где  $N$  - растягивающая сила;  $A$  - площадь сечения образца;  $l$  - расчетная длина образца).

Значение напряжения, соответствующего наибольшей нагрузке, предшествующей разрушению образца, называется *временным сопротивлением*  $\sigma_u$ . При значениях напряжений, равных физическому (для сталей с явно выраженной площадкой текучести) или условному пределу текучести (рис. 2), работа стали сопровождается соответственно текучестью или развитием значительных упругопластических деформаций без ее разрушения.

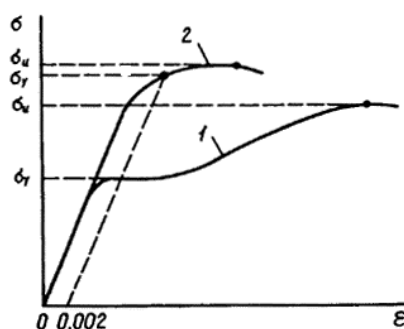


Рис Диаграммы работы стали

1 - при наличии явно выраженной площадки текучести; 2 - при отсутствии площадки текучести

Таким образом, основными параметрами для оценки работы стали при действии нагрузки являются значения временного сопротивления  $\sigma_u$  и предела текучести  $\sigma_y$ , устанавливаемые в государственных общесоюзных стандартах и технических условиях на поставку металлопроката.

Значения временного сопротивления  $\sigma_u$  и предела текучести  $\sigma_y$  для металлопроката, выпускаемого металлургической промышленностью, имеют некоторый разброс. С учетом случайной изменчивости этих характеристик в [СНиП II-23-81\\*](#) установлены значения нормативных сопротивлений соответственно по временному сопротивлению  $R_{un} = \sigma_u$  ( $\sigma_b$ ) и по пределу текучести  $R_{yn} = \sigma_y$  ( $\sigma_T$ ), обеспеченность которых при поставке металлопроката по государственным общесоюзным стандартам и техническим условиям составляет, как правило, не менее 0,95, что соответствует требованиям [2].

Возможные отклонения сопротивлений сталей в неблагоприятную сторону от их нормативных значений согласно [2] учтены с помощью коэффициентов надежности по материалу  $\gamma_m$ , которые установлены в [СНиП II-23-81\\*](#) в зависимости от обеспеченности нормативных сопротивлений, гарантируемой методами контроля качества металлопроката на металлургических предприятиях.

Чем выше обеспеченность нормативных сопротивлений поставляемого проката, тем более низкими приняты коэффициенты надежности по материалу (см. табл. 2 [СНиП II-23-81\\*](#)).

### РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ СТАЛЬНОГО ПРОКАТА

Значения основных расчетных сопротивлений определены делением значений  $R_{un}$  и  $R_{yn}$  на коэффициент надежности по материалу  $\gamma_m > 1,0$ :

$$R_u = R_{un}/\gamma_m; R_y = R_{yn}/\gamma_m, \quad (5)$$

где  $R_u$  — расчетное сопротивление по временному сопротивлению;

$R_y$  — расчетное сопротивление по пределу текучести.

Значения коэффициента надежности по материалу  $\gamma_m$  в формулах (5) приняты одинаковыми при определении  $R_{un}$  и  $R_{yn}$ .

Расчетные сопротивления проката для различных видов напряженных состояний приведены в табл. 1\* [СНиП II-23-81\\*](#) в соответствии с государственными общесоюзными стандартами с использованием коэффициентов перехода от основных расчетных сопротивлений. Хотя механические свойства проката вдоль и поперек направления прокатки несколько отличаются, расчетные сопротивления в [СНиП II-23-81\\*](#) приняты одинаковыми независимо от направления прокатки.

Расчетные сопротивления проката  $R_{th}$  при растяжении в направлении толщины следует определять по формуле

$$R_{th} = 0,5 R_{un}/\gamma_m. \quad (6)$$

Развернутая формула для определения величины  $R_{th}$  будет иметь вид

$$R_{th} = \frac{\gamma_{th} R_{un}}{\gamma_{mth} \gamma_u}. \quad (7)$$

Значение коэффициента снижения прочности проката на растяжение в направлении толщины листа  $\gamma_{th}$  практически не зависит от марки стали и толщины листа в пределах до 60 мм и равно 0,72. При этом обеспеченность нормативного сопротивления на растяжение в направлении толщины  $\gamma_{th} R_{un}$  на основании статистических данных принята 0,95.

Неоднородность прочностных свойств проката по толщине существенно выше, чем в плоскости листа. С учетом этого коэффициент надежности по материалу при растяжении в направлении толщины листа принят  $\gamma_{mth} = 1,1 \gamma_m$ .

Формула (7) предусматривает расчет на прочность по временному сопротивлению, т.е. предельным состоянием является разрушение. Для предотвращения разрушения в формулу (7) введен коэффициент надежности  $\gamma_u = 1,3$ .

После подстановки числовых значений коэффициентов  $\gamma_{th}$ ,  $\gamma_{mth}$ ,  $\gamma_u$  в формулу (7) расчетное сопротивление  $R_{th}$  приводится к виду (6).

При расчете проката по  $R_{th}$  коэффициент надежности  $\gamma_w$  определяемый в соответствии с разд. 4\* [СНиП II-23-81\\*](#), учитывать не следует.

В изгибаемых элементах конструкций (типа пластин, плит, фланцев) малой высоты сопротивление проката переходу в упругопластическое состояние из-за наличия больших градиентов напряжений существенно превышает расчетные сопротивления  $R_y$ , приведенные в [СНиП II-23-81\\*](#).

В связи с этим в [СНиП II-23-81\\*](#) предусмотрена возможность учета повышенных значений сопротивления металла при определении высоты сечения (толщины) элементов конструкций типа опорных плит введением для них коэффициентов условий работы  $\gamma_c > 1$  (см. п. 5.46).

## РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ СВАРНЫХ СОЕДИНЕНИЙ

Формулы для определения расчетных сопротивлений сварных соединений, приведенные в [СНиП II-23-81\\*](#), предполагают следующие условия:

подготовка материалов, сборка конструкций, сварка и контроль качества осуществляется в соответствии с требованиями [8] и других нормативных документов;

сварочные материалы для стыковых соединений соответствуют прочности свариваемой стали и условиям эксплуатации конструкций и применяются в соответствии с табл. 55\* [СНиП II-23-81\\*](#);

сварочные материалы для расчетных угловых швов применяются в соответствии с табл. 56 [СНиП II-23-81\\*](#) с учетом условий эксплуатации конструкций, указанных в табл. 55\* [СНиП II-23-81\\*](#).

Расчетные сопротивления стыковых соединений, выполняемых всеми видами дуговой сварки, принимаются равными расчетным сопротивлениям стального проката при условии соблюдения требований п. 13.4 [СНиП II-23-81\\*](#) о полном проваре соединяемых элементов, обеспечиваемом сварками: двусторонней, односторонней с подваркой корня шва, на подкладках, а также при физическом контроле качества швов.

В случаях, когда в стыковых соединениях невозможно обеспечить полный провар элементов, рекомендуется принимать  $R_{wy} = 0,7$ .

Несущая способность сварных соединений с угловыми швами зависит от ориентации шва относительно направления усилия, действующего на соединение. Однако расчетные сопротивления соединений с угловыми швами в [СНиП II-23-81\\*](#) упрощенно приняты для наименее благоприятной ориентации - флангового шва и независимыми от угла между продольной осью шва и направлением -силы, действующей на него.

Предельным состоянием для сварных соединений с угловыми швами является разрушение. В связи с этим их расчетные сопротивления в [СНиП II-23-81\\*](#) установлены по временному сопротивлению металла: для металла шва в зависимости от его нормативного сопротивления  $R_{wf} = f(R_{wun})$ ; для металла границы сплавления - в зависимости от нормативного сопротивления основного металла  $R_{wz} = f(R_{un})$ .

Числовые значения расчетных сопротивлений сварных соединений с угловыми швами приведены в табл. 56 [СНиП II-23-81\\*](#) и в табл. 3 [9].

## РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ ОДНОБОЛТОВЫХ СОЕДИНЕНИЙ

Расчетные сопротивления болтов в табл. 5\* и 58\* [СНиП II-23-81\\*](#) назначены в зависимости от классов прочности по ГОСТ 1759-70\*\*.

Класс прочности зависит от марки стали и способа изготовления болтов и обозначен двумя числами. Первое число, умноженное на 10, означает величину минимального временного сопротивления в кгс/мм<sup>2</sup>, второе - умноженное на 10, - отношение предела текучести к временному сопротивлению в процентах; произведение чисел - величину предела текучести в кгс/мм<sup>2</sup>.

Расчетные сопротивления растяжению болтов классов прочности 4.8 и 5.8 по

сравнению с болтами других классов для обеспечения надежности работы приняты в [СНиП II-23-81\\*](#) пониженными ввиду того, что они изготавливаются методом холодной высадки без последующей термообработки, вследствие чего стержень болта характеризуется пониженными пластическими свойствами из-за сильного наклепа материала<sup>1</sup>.

<sup>1</sup> **Потапов В Н Мищик Б С.** Оценка работоспособности болтов, работающих на растяжение в стальных конструкциях. //Промышленное стр-во. - 1982. - № 5. -С. 23-25.

### ХАРАКТЕРИСТИКИ СТАЛЬНЫХ КАНАТОВ

Для стальных канатов (витых заводского изготовления и из параллельных проволок) с временным сопротивлением проволок -  $R_{unj}$  до 1800 МПа (180 кгс/мм<sup>2</sup>) при антикоррозионной защите согласно [СНиП 2.03.11-85](#) (для сооружений на открытом воздухе) или другими методами, соответствующими сроку службы и условиям работы сооружения, при диаметрах проволок не менее 2,4 мм в витых канатах и 3 мм - при параллельных проволоках расчетное усилие растяжения каната в расчетах на прочность должно удовлетворять неравенству [10]:

$$\frac{N}{A} \leq \frac{\gamma_c \gamma_k}{\gamma_u \gamma_m \gamma_n} R_{un}, \text{ но не более } 0,7 R_{un}, \quad (8)$$

где  $A$  - суммарная номинальная площадь сечения всех проволок каната;

$R_{un}$  - нормативное сопротивление каната по временному сопротивлению, определяемое в соответствии с п. 3 [10];

$\gamma_u = 1,3$  - коэффициент надежности для элементов конструкций, рассчитываемых по временному сопротивлению разрыву, учитывающий особую опасность предельного состояния (вязкое разрушение) по сравнению с предельным состоянием - чрезмерным развитием пластических деформаций;

$\gamma_m = 1,2$  - коэффициент надежности стальных канатов по материалу, учитывающий наряду со статистическим разбросом временного сопротивления также допуски на размер проволок, наличие большего числа проволок в поперечном сечении каната, большую длину канатных элементов, специфические условия Приемки отбраковки проволоки и канатов;

$\gamma_n$  - коэффициент надежности по назначению, учитывающий степень надежности и капитальности сооружения и принимаемый по табл. 6; для стальных канатов  $\gamma_n$  отражает срок службы сооружения в большей степени, чем для других элементов, а также то, что специальный коэффициент длительной прочности из формулы прочности стальных канатов исключен;

$\gamma_c$  - коэффициент условий работы канатного элемента, принимаемый по табл. 7 и учитывающий неравномерное распределение усилий между несколькими канатами, входящими в состав одного элемента, разные степени опасности случайных механических повреждений канатов, перераспределение усилий перед достижением предельного состояния в пространственных и предварительно напряженных конструкциях, а также опасность усталостных разрушений от ветровых воздействий для канатов, не рассчитываемых на выносливость;

$\gamma_k$  - коэффициент условий работы, учитывающий влияние на прочность каната местных концентраторов напряжений и принимаемый по [табл. 8](#).

Таблица 6

Категория зданий и сооружений	Коэффициент $\gamma_n$
1. Трубопроводные мосты повышенной ответственности	1,1
2. Здания и сооружения, имеющие особо важное народнохозяйственное значение; здания, эксплуатация которых связана с наличием в них большого числа людей; антенно-мачтовые	1,0



сооружения повышенной ответственности; трубопроводные мосты, кроме указанных в поз. 1	
3. Здания и сооружения, имеющие важное народнохозяйственное значение; антенно-мачтовые сооружения, кроме указанных в поз. 2	0,95
4. Здания и сооружения, имеющие ограниченное народнохозяйственное значение; здания, эксплуатация которых не связана с наличием в них людей; временные здания и сооружения со сроком службы свыше 5 лет	0,90
5. Временные здания и сооружения со сроком службы до 5 лет	0,85

Т а б л и ц а 7

Элементы конструкций	Коэффициент $\gamma_c$
1. Кабели, ванты, шпренгели и другие канатные элементы линейно-протяженных конструкций, кроме указанных в поз. 3	0,85
2. Канатные элементы пространственных висячих и вантовых покрытий, кроме указанных в поз. 3	0,95
3. Ветровые пояса, затяжки, оттяжки, обратные кабели и другие канатные элементы, предварительно напрягаемые усилиями, превышающими усилия от внешних нагрузок	1,0
4. Оттяжки мачт и несущие элементы канат них полотен антенно-мачтовых конструкций согласно табл. 46 <a href="#">СНиП II-23-81*</a>	0,80-0,95

Т а б л и ц а 8

Узлы и детали канатных элементов	Коэффициент $\gamma_k$
Концевые крепления с заливкой цинковым сплавом:	
а) закрытых канатов	0,95
б) спиральных и многопрядных канатов из крутых проволок	1,0
Концевые крепления с холодной заливкой смесью “эпоксидный компаунд + цинковый порошок + стальная дробь	

Примечания: 1. Указанные в таблице коэффициенты  $\gamma_k$  (в том числе и для других типов анкеров при меньших  $r$  и больших интенсивностях  $q$ ) допускается корректировать по статистически обоснованным результатам испытаний образцов узлов и канатных элементов.

2. Запрещается применять в постоянных сооружениях конструктивные решения, требующие введения  $\gamma_k < 0,85$ , кроме отдельных узлов антенных сооружений связи, конструкция которых определяется технологическими требованиями.

3.15. Нормативное сопротивление  $R_{un}$  следует определять одним из способов:

а) если в государственных общесоюзных стандартах или технических условиях для данного типа каната приведены значения разрывного усилия каната в целом  $R_{un}$  или  $N_{un}$  определяется статистически обоснованным способом с обработкой экспериментальных данных:

;

(9)

б) если в государственных общесоюзных стандартах или технических условиях значение разрывного усилия каната в целом не приведено, но указано суммарное разрывное усилие всех проволок в канате  $N_t$ :

$$R_{un} = k \frac{N_t}{A}, \quad (10)$$

где  $k$  - коэффициент агрегатной прочности каната, определяемый в зависимости от конструкции каната по табл. 9;

Таблица 9

Тип каната (пучка)	Коэффициент $k$
Из параллельных проволок	1,00
Спиральный закрытый	0,90
Спиральный из круглых проволок	0,85
Многопрядный	0,80

в) если в технических условиях указано только временное сопротивление  $R_{unj}$  проволоки:

$$R_{un} = k R_{unj}, \quad (11)$$

г) если в технических условиях указано только временное сопротивление проволоки, а канат составлен из проволок с разными временными сопротивлениями  $R_{unj}$  и в каждой группе номинальная площадь одной проволоки  $A_j$  и число одинаковых проволок  $c_j$ :

$$R_{un} = k \frac{\sum c_j R_{unj} A_j}{A}. \quad (12)$$

Модули упругости витых стальных канатов и пучков параллельных проволок  $E$  рекомендуется принимать по табл. 10. Для витых стальных канатов значения  $E$  даны после предварительной вытяжки.

Таблица 10

Конструкция стальных канатов	$E$ , МПа (кгс/см <sup>2</sup> ), при расчете нагрузки	
	временные	постоянные
Пучки параллельных проволок сплошного или трубчатого сечения	$2 \cdot 10^5$ (1,96·10 <sup>6</sup> )	$2 \cdot 10^5$ (1,96·10 <sup>6</sup> )
Витые канаты:		
спиральные (закрытые и из круглых проволок) при кратности свивки:		
а) 7-10	$1,5 \cdot 10^5$ (1,47·10 <sup>6</sup> )	$1,2 \cdot 10^5$ (1,18·10 <sup>6</sup> )
б) 12-14	$1,7 \cdot 10^5$ (1,67·10 <sup>6</sup> )	$1,4 \cdot 10^5$ (1,37·10 <sup>6</sup> )
многопрядные при кратности свивки:		
а) прядей и канатов менее 7,5	$1,3 \cdot 10^5$ (1,27·10 <sup>6</sup> )	$1,0 \cdot 10^5$ (0,98·10 <sup>6</sup> )
б) прядей 14-16 и канатов 10-12	$1,5 \cdot 10^5$ (1,47·10 <sup>6</sup> )	$1,2 \cdot 10^5$ (1,18·10 <sup>6</sup> )
с органическим сердечником	$1,1 \cdot 10^5$ (1,08·10 <sup>6</sup> )	$1,0 \cdot 10^5$ (0,98·10 <sup>6</sup> )

### УЧЕТ УСЛОВИЙ РАБОТЫ И НАЗНАЧЕНИЯ КОНСТРУКЦИЙ КОЭФФИЦИЕНТЫ НАДЕЖНОСТИ И УСЛОВИЙ РАБОТЫ

**разд** Достижение временного сопротивления означает полное разрушение материала со всеми недопустимыми последствиями. Поэтому ненаступление этого состояния должно иметь относительно большую обеспеченность, что достигается в [СНиП II-23-81\\*](#) введением коэффициента надежности  $\gamma_u = 1,3$ . Этот коэффициент имеется в расчетных формулах для проверки элементов конструкций, рассчитываемых на прочность с использованием расчетных сопротивлений  $R_u$ , а также учтен при назначении расчетных сопротивлений для сварных и болтовых соединений.

Принятое значение коэффициента  $\gamma_u$  обеспечивает возможность надежно использовать в

расчетах диаграммы работы сталей в зонах больших деформаций. Например, для наиболее

имеет свои особенности по сравнению с ранее применявшимися методами расчета стальных конструкций.

Введение в расчеты коэффициента надежности  $\gamma_u = 1,3$  в значительной мере ограничивает область использования диаграмм работы сталей.

Для малоуглеродистых пластичных сталей [ $\sigma_y = 220 - 240$  МПа ( $2450$  кгс/см<sup>2</sup>)] с отношением  $\sigma_u/\sigma_y = 1,5-1,7$  при расчете растянутых элементов оказывается возможным в ряде случаев учитывать значительное развитие неупругих деформаций и даже переход в стадию самоупрочнения до значений  $\varepsilon = 4-5$  % (см. п. 1.19).

Для сталей высокой прочности [ $\sigma_y > 600$  МПа ( $6100$  кгс/см<sup>2</sup>)] с отношением  $\sigma_u/\sigma_y = 1,15-1,20$  введение коэффициента  $\gamma_u = 1,3$  приводит к тому, что в связи с близостью значений  $\sigma_u$  и  $\sigma_y$  расчет, как правило, будет выполняться в пределах упругости. При этом учет неупругих деформаций при расчетах растянутых элементов не допускается.

Временное сопротивление при растяжении характеризует полное разрушение стали. При осевом сжатии сталь разрушить труднее, поэтому в исключительных случаях работы стали на сжатие в расчетах допускаются высокие напряжения, близкие к временному сопротивлению (например, при смятии торцевой поверхности при наличии пригонки).

В остальных случаях осевого сжатия расчет на прочность элементов из сталей с отношением  $\sigma_u/\sigma_y = 1,5-1,7$  следует выполнять так же, как при растяжении.

В то же время для сжатых элементов из сталей с отношением  $\sigma_u/\sigma_y = 1,15-1,20$  в отличие от растяжения расчет можно выполнять с учетом неупругих деформаций, что обеспечит более полное использование прочностных свойств сталей.

Исчерпание несущей способности большинства сжатых (с учетом начальных несовершенств) и сжато-изгибаемых элементов происходит из-за потери устойчивости формы, которая определяется главным образом параметрами длины и жесткости сечения. Поскольку жесткость изменяется с развитием пластических деформаций, проверку потери устойчивости формы необходимо выполнять на основе расчетного сопротивления  $R_y$  для всех марок строительных сталей, что реализовано в [СНиП II-23-81\\*](#) (в отличие от требований отмененной главы СНиП II-В.3-72).

Особенности учета неупругих деформаций при простом растяжении и сжатии, изложенные в пп. 1.19 и 4.7, могут быть распространены на случай изгибаемых элементов соответственно для растянутой и сжатой областей сечения. При этом для сталей с отношением  $\sigma_u/\sigma_y = 1,5-1,7$  в расчетах на прочность при изгибе в ряде случаев можно учитывать значительное развитие неупругих деформаций и переход в зону самоупрочнения.

Для изгибаемых элементов из высокопрочных сталей ( $\sigma_u/\sigma_y = 1,15-1,20$ ) неупругие деформации могут учитываться только в сжатой области сечения; в растянутой - расчет, как правило, следует выполнять в пределах упругости. Согласно пп. 5.12 и 5.18 [СНиП II-23-81\\*](#) расчет таких элементов следует выполнять без учета развития пластических деформаций.

Применение условия ограничения пластических деформаций в сечениях при расчете изгибаемых элементов имеет цель обеспечить более полное использование прочностных свойств стали для элемента в целом по сравнению с требованиями отмененной главы СНиП II-В.3-72. При этом необходимо иметь в виду, что с увеличением пластических деформаций силовые факторы в сечении возрастают. Однако при этом снижается эффективность компоновки сечений по условиям общей и местной устойчивости, а также жесткости элементов в целом, что необходимо учитывать при подборе сечений минимальной площади. В связи с этим в ряде случаев более эффективным может оказаться расчет с учетом меньших значений пластических деформаций, определяемых назначением конструкций, условиями их эксплуатации, а также применяемыми сталями и профилями поперечных сечений.

При выполнении расчетов стальных конструкций с учетом изложенных особенностей расчет на прочность по условию пластического разрушения следует выполнять с использованием расчетного сопротивления  $R_u$  и характеристик сечения “нетто”.

При расчете конструкций на прочность по условию ограничения пластических деформаций необходимо использовать расчетное сопротивление  $R_y$  и, как правило, геометрические характеристики сечения “брутто” (более подробные разъяснения этого метода расчета приведены в [разд. 5](#)).

Изложенный подход к расчету стальных конструкций в целом характеризуется тем, что при расчете на основе  $R_u$  большинства конструкций из сталей с отношением  $\sigma_u/\sigma_y > 1,3$  значительное развитие пластических деформаций (для пластичных малоуглеродистых сталей даже переход в стадию самоупрочнения) предполагается лишь на небольшой длине (например, в пределах отверстий), что не будет сопровождаться ростом общих перемещений системы.

При расчетах конструкций из сталей с отношением  $\sigma_u/\sigma_y < 1,3$  развитие пластических деформаций в растянутых элементах или зонах растяжения изгибаемых элементов обычно не допускается; ограниченные пластические деформации предполагаются в сжатых элементах или в зонах сжатия изгибаемых элементов при условии обеспечения местной и общей устойчивости.

При существующих кривых распределения фактических значений предела текучести  $\sigma_y$  обеспеченность установленных [СНиП II-23-81\\*](#) расчетных сопротивлений  $R_y$ , как правило, выше 0,98, в связи с чем фактические перемещения и деформации в конструкциях при расчетных предельных ( $\gamma_f > 1,0$ ) нагрузках в целом будут меньше определяемых по расчету, а часть конструкции при этом будет работать в пределах упругих деформаций.

## РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ НА ОСЕВЫЕ СИЛЫ И ИЗГИБ

### ЦЕНТРАЛЬНО РАСТЯНУТЫЕ И ЦЕНТРАЛЬНО СЖАТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

Согласно требованиям [1] в расчетах стальных конструкций разрешается использовать два вида расчетных сопротивлений - по пределу текучести  $R_y$  и по временному сопротивлению  $R_u$ . При этом в расчетах необходимо учитывать значения отношений  $R_u/R_y$ , которые изменяются в пределах от 1,17 до 1,70. Кроме того, следует также различать элементы, не ослабленные и ослабленные отверстиями для болтов. Эти особенности работы стали отражены в [1] и были учтены при формулировке требований [СНиП II-23-81\\*](#) по расчету на прочность, разъяснение которых приводится в пп. 5.2-5.4 настоящего Пособия.

При проверке прочности центрально растянутых элементов с ослаблением сечений отверстиями для болтов не более 15 % в общем случае должны быть выполнены следующие условия

$$\frac{N\gamma_u}{\beta A_n R_u} \leq 1; \quad (13)$$

$$\frac{N}{A R_y} \leq 1, \quad (14)$$

где  $\gamma_u$  - коэффициент, принимаемый согласно [СНиП II-23-81\\*](#);

$\beta$  - коэффициент, принимаемый свыше 1,0 [11];

$A_n$  - площадь сечения “нетто”;

$R_u$  и  $R_y$  - расчетные сопротивления, принимаемые согласно [СНиП II-23-81\\*](#);

$A$  - площадь сечения „брутто”.

Условие равнопрочности по формулам (13) и (14) для центрально-растянутых элементов получит вид

$$\frac{R_u}{R_y} = \frac{\gamma_u}{\alpha\beta}, \quad (15)$$

где  $\alpha = A_n/A$ .

Из формулы (15) следует: если  $R_u/R_y > \gamma_u/(\alpha\beta)$

предела текучести при  $R_u/R_y > \gamma_u = 1,3$  допускается в ограниченных случаях, когда при значительных деформациях конструкций не нарушается их нормальная эксплуатация. К таким конструкциям относятся, как правило, отдельные листовые конструкции, в основном, с равномерным распределением напряжений (например, листовые настилы, некоторые виды трубопроводов и резервуаров и т.п.). Учитывать работу стали после достижения предела текучести в каждом конкретном случае необходимо на основе опыта проектирования и эксплуатации соответствующего типа конструкций.

Требования по проверке устойчивости центрально-сжатых стержней установлены в [СНиП II-23-81\\*](#) на основе расчета внецентренно-сжатых стержней с учетом влияния формы сечения, начального искривления оси, случайного эксцентриситета сжимающей силы, а также соединительных элементов (для сквозных стержней).

Начальные искривления или случайные эксцентриситеты приняты в соответствии с допускаемыми отклонениями, установленными в нормах на изготовление стальных конструкций [8].

При решении поставленной задачи был рассмотрен внецентренно-сжатый стержень, схема которого приведена на рис. 3, а. При этом решение выполнялось в предположении малости перемещений по деформированной схеме с учетом пластических деформаций, а значение расчетной несущей способности принято равным предельному значению сжимающей силы  $N_u$ , которая может быть воспринята элементом (рис. 3, б). Форма изогнутой оси принималась по полуволне синусоиды.

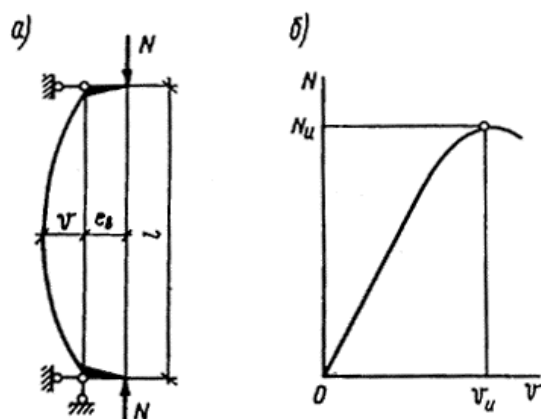


Рис 3 К расчету сжатых стержней  
а - расчетная схема; б - кривая состояния равновесия

В [СНиП II-23-81\\*](#) методика практических расчетов центрально-сжатых элементов приведена с использованием коэффициентов устойчивости при центральной сжатии  $\varphi$  (коэффициентов продольного изгиба), которые вычислены с учетом рекомендаций п. 5.7 настоящего Пособия в зависимости от условной гибкости  $\bar{\lambda} = \lambda\sqrt{R_y/E}$  и приняты равными  $\varphi = N_u/(A R_y)$ .

При вычислении значений коэффициентов  $\varphi$  типы поперечных сечений сжатых элементов принимались в соответствии с табл. 73 [СНиП II-23-81\\*](#), а начальные несовершенства  $e_b$  - по формуле

$$e_b = \frac{i}{20} + \frac{l}{750}, \quad (19)$$

где  $i$  - радиус инерции сечения;  
 $l$  - расчетная длина элемента.

При нормировании коэффициентов  $\varphi$  определялась также критическая сила упругих идеальных стержней по методу Эйлера. Окончательные значения коэффициентов  $\varphi$  принимались наименьшими из двух: вычисленных с учетом начальных несовершенств или по

методу Эйлера с введением коэффициента надежности  $\gamma_e = 1,3 \left( \varphi = \frac{N_e}{AR_y \gamma_e} = \frac{\pi^2}{1,3 \bar{\lambda}^2} \right)$ . Это было сделано для ограничения прогибов сжатых стержней при относительно больших гибкостях, когда влияние начальных несовершенств, определяемых по формуле (19), становилось несущественным.

Полученные таким образом значения коэффициентов  $\varphi$  для различных форм поперечных сечений были осреднены и аппроксимированы с помощью формул (8)-(10) [СНиП II-23-81\\*](#), на основании которых для различных значений расчетных сопротивлений  $R_y$  была составлена табл. 72 [СНиП II-23-81\\*](#).

Анализ значений коэффициентов  $\varphi$  позволяет использовать в расчетах и более простые приближенные зависимости (с точностью до 1,5 %) следующего вида:

$$\left. \begin{array}{l} \text{при } 0 < \bar{\lambda} \leq 2,5 \quad \varphi = 1 - 0,066 \bar{\lambda} \sqrt{\bar{\lambda}}; \\ \text{" } 2,5 < \bar{\lambda} \leq 4,5 \quad \varphi = 1,46 - 0,34 \bar{\lambda} + 0,021 \bar{\lambda}^2; \\ \text{" } \bar{\lambda} > 4,5 \quad \varphi = \frac{332}{\bar{\lambda}^2 (51 - \bar{\lambda})}. \end{array} \right\} \quad (20)$$

Значения  $\varphi$ , полученные по формулам (20), приведены в табл. 11.

Таблица 11

Условная гибкость $\bar{\lambda}$	Значения $\varphi \cdot 1000$ для элементов из стали с пределом текучести $\sigma_y$ , МПа (кгс/см <sup>2</sup> )											
	до 390(4000)										св. 390(4000)	
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	0	0,5
0	1000	998	995	989	983	977	969	961	953	944	1000	978
1	934	924	913	902	891	879	866	854	841	827	939	887
2	813	799	785	770	755	739	718	695	673	651	826	757
3	628	608	587	567	547	527	508	489	471	453	645	539
4	436	419	402	386	370	355	340	326	312	298	442	353
5	289	278	268	259	250	241	233	226	218	211	289	241
6	205	199	193	187	182	177	172	167	162	158	205	177
7	154	150	146	143	139	136	132	129	126	123	154	136
8	121	118	115	113	110	108	106	104	102	100	121	108
9	098	096	094	092	090	089	087	085	084	082	098	089
10	081	079	078	077	076	074	073	072	071	070	081	074

Примечание. Указанные значения коэффициентов  $\varphi$  для элементов из стали с пределом текучести до 390 МПа (4000 кгс/см<sup>2</sup>) определены по формулам (20), свыше 390 МПа (4000 кгс/см<sup>2</sup>) - по разд. 5 [СНиП II-23-81\\*](#) при  $\sigma_y = 430$  МПа (4400 кгс/см<sup>2</sup>).

В основу проверки изгибно-крутильной формы потери устойчивости тонкостенных стержней принята теория В. З. Власова.

В общем случае условие потери устойчивости шарнирно опертого центрально-сжатого упругого тонкостенного стержня имеет вид

$$(N_x - N)(N_y - N)(N_w - N)r^2 - a_x^2 N^2 (N_x - N) - a_y^2 N^2 (N_y - N) = 0, \quad (21)$$

где 
$$N_x = \frac{\pi^2 EI_x}{l^2};$$

$$N_y = \frac{\pi^2 EI_y}{l^2};$$



$$N_w = \frac{\pi^2 EI_w + GI_t}{l^2 r^2};$$

$$r^2 = \frac{I_x + I_y}{A} + a_x^2 + a_y^2,$$

здесь  $a_x$  и  $a_y$  - координаты центра изгиба относительно осей соответственно  $x$ - $x$  и  $y$ - $y$ .

Для стержня с одной осью симметрии  $y$ - $y$  (см. рис. 1 [СНиП II-23-81\\*](#))  $a_y = 0$ , при этом из формулы (21) получим

$$(N_y - N)(N_w - N)r^2 - a_x^2 N^2 = 0. \quad (22)$$

Разделив на  $N_y N_w r^2$  все члены уравнения (22), получим

$$\left(1 - \frac{N}{N_y}\right) \left(1 - \frac{N}{N_w}\right) - \frac{a_x^2 N^2}{r^2 N_y N_w} = 0. \quad (23)$$

Введем обозначения  $c = N/N_y$ ;  $\delta = N_y/N_w$  [12]. С учетом этих обозначений из формулы (23) получим

$$(1 - c)(1 - c\delta) - c^2 \beta^2 = 0, \quad (24)$$

где  $\beta^2 = a_x^2 \delta / r^2$ .

Из уравнения (24) находим

$$c = \frac{-(1 + \delta) + \sqrt{(1 - \delta)^2 + 4\beta^2}}{2(\beta^2 - \delta)}. \quad (25)$$

После простых преобразований зависимости (25) получим

$$c = \frac{2}{(1 + \delta) + \sqrt{(1 - \delta)^2 + \frac{4\delta a_x^2}{r^2}}}. \quad (26)$$

В практических расчетах по формуле (26) учитывается частичное стеснение депланации опорных сечений введением коэффициента 2 в первый член числителя формулы для  $N_w$  [см. формулу (21)], чем приближенно оцениваются фактические условия в узлах стержневых конструкций. В окончательном виде с использованием безразмерных величин эта формула приведена в [СНиП II-23-81\\*](#) под номером (12).

Формула (11) [СНиП II-23-81\\*](#) основана на предположении, что соотношение критических сил при работе элемента за пределом упругости принято таким же, как при работе его в пределах упругости.

Пример расчета центрально-сжатого тонкостенного стержня П-образного сечения (см. рис. 1, а [СНиП II-23-81\\*](#)) с параметрами  $\beta = b/h = 0,5$  и  $h/t = 15$ .

Площадь  $A$  и моменты инерции сечения  $I_x$  и  $I_y$  равны:

$$A = th + th$$

$$I_x = \frac{th^3}{12} + th$$

$$I_{66,9H \dots B17G} = th^3 + th \quad (27)$$

Величины, входящие в формулу (12) [СНиП II-23-81\\*](#), равны:

$$\frac{I_w}{I_y h^2} = \frac{39 + 2\beta}{(6 + \beta)^2} = 0,947 ;$$

$$\frac{I_t}{A h^2} = \frac{1}{3} \left( \frac{t}{h} \right)^2 = 0,148 \cdot 10^{-2} ;$$

$$\alpha = \frac{4(3 + \beta)}{(2 + \beta)(6 + \beta)} = 0,862 ;$$

$$\rho = \frac{0,267 + 0,135}{2,5} + 0,862^2 = 0,904.$$

Значения коэффициентов  $c$  для различных гибкостей  $\lambda_y$ , приведены в табл. 12, в которой обозначения приняты в соответствии с формулой (12) [СНиП II-23-81\\*](#).

Таблица 12

$\lambda_y$	$\mu$	$16a^2/\mu$	$\delta$	$c$	$\lambda_x$
40	7,945	1,496	0,455	0,716	28,4
60	8,407	1,414	0,430	0,728	42,7
80	9,054	1,313	0,399	0,743	56,8
100	9,885	1,203	0,367	0,759	71,1
120	10,901	1,091	0,332	0,778	85,3

Влияние податливости соединительных элементов на снижение жесткости сквозного сжатого стержня в расчетах приближенно учитывается введением приведенной гибкости  $\lambda_{ef}$ , превышающей гибкость стержня  $\lambda_y = I_y/i_y$ , вычисленную по геометрической длине и радиусу инерции  $i_y = \sqrt{I_y/A}$  (где  $I_y$  - момент инерции сечения сквозного стержня относительно свободной оси  $y$ - $y$ , см. табл. 7, тип сечения  $I$ , [СНиП II-23-81\\*](#)).

При достаточно большом числе панелей (свыше 8) из решения задачи устойчивости шарнирно опертого идеально упругого сквозного стержня (рис. 4) коэффициент приведенной длины получен в следующем виде [13]:

$$\mu = \sqrt{1 + \gamma_1 \frac{\pi^2 E I_y}{l^2}}, \quad (28)$$

где  $\gamma_1 = \delta/l_b$  - угол сдвига, зависящий от типа соединительных элементов.

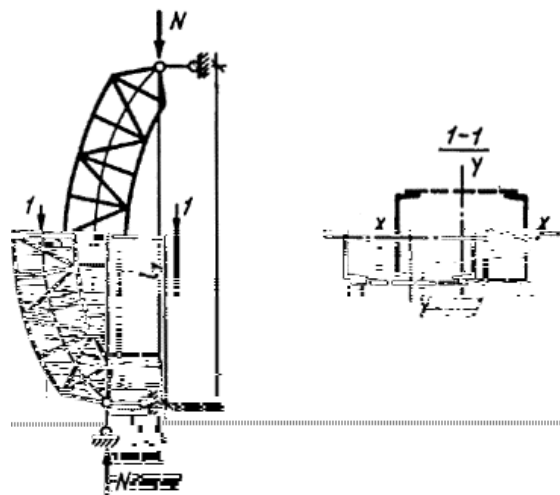


Рис Шарнирно опертый сквозной стержень

Формулы для определения  $\gamma_1$  и  $\mu$  при различных схемах соединительных элементов, полученные по правилам определения перемещений в рамных и стержневых системах [13], приведены в табл. 13. Для схем решеток типа 3-5 в соответствии с рис. 2 [СНиП II-23-81\\*](#) имеем

$$\alpha = \frac{\pi^2}{\sin^2 \beta \cos \beta} = \frac{10a^3}{b^2 l_b} \quad (29)$$

Для схемы решетки типа 2 получим

$$\alpha = \frac{\pi^2(1 + \sin^3 \beta)}{\sin^2 \beta \cos \beta} = \frac{10a^3}{b^2 l_b} \left(1 + \frac{b^3}{a^3}\right) \quad (30)$$

При подстановке значений  $\alpha$  в формулы табл. 13 получим формулы, приведенные в табл. 7 [СНиП II-23-81\\*](#). Следует отметить, что формулы табл. 13 в ряде случаев являются более строгими, чем приближенные формулы [СНиП II-23-81\\*](#), применение которых, однако, существенно не влияет на конечные результаты.

Формулы табл. 13 могут быть использованы при определении  $\lambda_{ef}$  для четырехгранного сквозного стержня с подстановкой в них соответствующих геометрических характеристик всего стержня и его отдельных ветвей. Однако результаты экспериментальных исследований четырехгранных стержней с гибкостями  $\gamma = 20-40$  из стали с пределом текучести  $\sigma_y = 250-278$  МПа (2550-2830 кгс/см<sup>2</sup>) показывают, что такой расчет в связи с наличием начальных несовершенств приводит к завышенным значениям вычисленных предельных нагрузок. В связи с этим в [СНиП II-23-81\\*](#) предлагаются условные формулы (15), (18) и (21), в которые одновременно входят геометрические характеристики элементов стержня для обеих плоскостей потери устойчивости. Сравнение теоретических и экспериментальных данных показывает в этом случае достаточно удовлетворительное соответствие результатов.

Формулы табл. 7 [СНиП II-23-81\\*](#) (тип сечения 3) для определения  $\lambda_{ef}$  для трехгранных сквозных стержней основаны на рассмотрении их потери устойчивости в плоскостях  $x-x$  и  $y-y$  в предположении неизменности расстояний между ветвями стержня при изгибе.

Формулы [табл. 13](#) настоящего Пособия получены без учета влияния начальных несовершенств и продольных сил в ветвях на значение угла сдвига  $\gamma_1$ . В связи с этим в [СНиП II-23-81\\*](#) введены ограничения на значения гибкостей отдельных ветвей.

Для стержней с планками гибкость  $\lambda_b$  отдельной ветви, при которой влияние указанных факторов несущественно, составляет 40.

При большем значении  $\lambda_b$  формулы для  $\gamma_1$  и  $\mu$  необходимо уточнять заменой выражений  $(1 + 2n)$  и  $(1 + n)$  соответственно на  $(1/\beta + 2n)$  и  $(1/\beta + n)$ , где  $\beta = 1 - 0,12\varphi\bar{\lambda}_b^2$  (здесь  $\varphi$  - коэффициент, вычисляемый для стержня по приведенной гибкости  $\lambda_{ef}$ ).

Таблица 13

№ п.п.	Схема соединительных элементов	Формулы для определения $\gamma_1$ и $\mu$ при числе плоскостей соединительных элементов	
		одной	двух
		$\gamma_1 = \frac{\lambda_b^2}{24EA_b}(1+2n);$ $\mu = \sqrt{1 + 0,82 \frac{\lambda_b^2}{\lambda_y^2}(1+2n)}$ <p>При <math>n \leq 0,2</math></p>	$\gamma_1 = \frac{\lambda_b^2}{24EA_b}(1+n);$ $\mu = \sqrt{1 + 0,82 \frac{\lambda_b^2}{\lambda_y^2}(1+n)}$ <p>При <math>n \leq 0,2</math></p>

1		$\mu = \sqrt{1 + 1,5 \frac{\lambda_b^2}{\lambda_y^2}},$ <p>здесь <math>\lambda_b = \frac{l_b}{i_b};</math>  <math>n = \frac{I_b b}{I_s l};</math></p> <p><math>I_b</math> - момент инерции сечения пояса;  <math>I_s</math> - момент инерции сечения одной планки.</p>	$\mu = \sqrt{1 + \frac{\lambda_b^2}{\lambda_y^2}}$
2		$\gamma_1 = \frac{1 + \sin^3 \beta}{EA_d \sin^2 \beta \cos \beta};$ $\mu = \sqrt{1 + \frac{\pi^2 A}{\lambda_y^2 A_d} \frac{1 + \sin^3 \beta}{\sin^2 \beta \cos \beta}},$ <p>здесь и в поз. 3-5 принято: <math>\frac{A_d}{A_s} \approx 1;</math>  <math>\frac{A_d \cos^3 \beta}{A_b} \approx 0;</math>  <math>A = 2A_b;</math></p> <p><math>A_d</math> - площадь сечения одного раскоса;  <math>A</math> - площадь сечения всего стержня.</p>	$\gamma_1 = \frac{1 + \sin^3 \beta}{2EA_d \sin^2 \beta \cos \beta};$ $\mu = \sqrt{1 + \frac{\pi^2 A}{2\lambda_y^2 A_d} \frac{1 + \sin^3 \beta}{\sin^2 \beta \cos \beta}},$
3		$\gamma_1 = \frac{1}{EA_d \sin^2 \beta \cos \beta};$ $\mu = \sqrt{1 + \frac{\pi^2 A}{\lambda_y^2 A_d} \frac{1}{\sin^2 \beta \cos \beta}},$	$\gamma_1 = \frac{1}{2EA_d \sin^2 \beta \cos \beta};$ $\mu = \sqrt{1 + \frac{\pi^2 A}{2\lambda_y^2 A_d} \frac{1}{\sin^2 \beta \cos \beta}},$
4		$\gamma_1 = \frac{1}{2EA_d \sin^2 \beta \cos \beta};$ $\mu = \sqrt{1 + \frac{\pi^2 A}{2\lambda_y^2 A_d} \frac{1}{\sin^2 \beta \cos \beta}},$	$\gamma_1 = \frac{1}{4EA_d \sin^2 \beta \cos \beta};$ $\mu = \sqrt{1 + \frac{\pi^2 A}{4\lambda_y^2 A_d} \frac{1}{\sin^2 \beta \cos \beta}},$
5		$\gamma_1 = \frac{1}{EA_d \sin^2 \beta \cos \beta};$ $\mu = \sqrt{1 + \frac{\pi^2 A}{\lambda_y^2 A_d} \frac{1}{\sin^2 \beta \cos \beta}},$	$\gamma_1 = \frac{1}{2EA_d \sin^2 \beta \cos \beta};$ $\mu = \sqrt{1 + \frac{\pi^2 A}{2\lambda_y^2 A_d} \frac{1}{\sin^2 \beta \cos \beta}},$

При расчете сквозных решетчатых стержней начальные несовершенства обычно учитываются коэффициентом  $\varphi$  в формуле (7) [СНиП II-23-81\\*](#) на стадии подбора сечения всего стержня и проверки устойчивости его отдельных ветвей. В то же время имеются работы 1; 2, в которых показано, что на несущую способность сквозного стержня с решетками существенное влияние оказывают увеличение гибкости панели, а также начальные искривления стержня и отдельных панелей. В связи с этим в п. 5.6 [СНиП II-23-81\\*](#) введены ограничения на значения гибкостей отдельных ветвей между узлами.

**Корчак М Д** О влиянии начальных искривлений пояса на устойчивость решетчатого стержня // Совершенствование и развитие норм проектирования стальных строительных конструкций: Сб. науч. тр. ЦНИИСКА им. Кучеренко. - М., 1981.-С. 119-127.

**Горев В В Путилин В М** О несущей способности и деформативности сжатых сквозных стержней // Строит. механика и расчет сооружений. - 1976. - № 3. - С. 34-37.

В ряде случаев при  $\lambda_b \leq 120$  эти ограничения согласно [СНиП II-23-81\\*](#) могут быть сняты. При этом требуется выполнить расчет сквозного стержня по деформированной схеме, которую можно учесть приближенным практическим способом расчета, существо которого сводится к следующему:

если гибкость отдельной ветви на участке между узлами  $\bar{\lambda}_b \geq 3,2$ , то расчетное сопротивление при проверке сквозного стержня с решетками по формулам (7) или (51) [СНиП II-23-81\\*](#) может быть принято равным  $\varphi_b R_y$  (правые части этих формул будут равны  $\varphi_b R_y \gamma_c$ ), здесь  $\varphi_b$  - коэффициент продольного изгиба для отдельной ветви, расчетную гибкость которой можно принять  $0,7\lambda_b$ ; коэффициенты  $\varphi$  и  $\varphi_e$  в формулах (7) и (51) [СНиП II-23-81\\*](#) необходимо принимать соответственно по табл. 72 и 75 [СНиП II-23-81\\*](#) при указанном расчетном сопротивлении  $\varphi_b R_y$  в зависимости от  $\lambda_{ef}$  и  $\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{\varphi_b R_y / E}$ ;

при  $\bar{\lambda}_b \leq 2,5$  значение  $\varphi$  принимается равным 1,0, а в интервале  $2,5 < \bar{\lambda}_b < 3,2$  - по линейной интерполяции между 1,0 и значением  $\varphi_b$  при  $\bar{\lambda}_b = 3,2$ .

Коэффициент расчетной длины  $\mu_b = 0,7$  при  $\lambda_b$  приближенно учитывает взаимодействие ветви колонны с элементами решетки, а также вероятность одновременного совпадения расчетных значений начальных несовершенств для всего стержня и отдельной панели ветви.

Соединение составных стержней вплотную или через прокладки обеспечивает совместную работу составляющих его элементов и равномерное распределение между ними продольной силы.

Для сжатых стержней длина участка между соединениями равна  $40j$ , что соответствует гибкости  $\lambda_b = 40$  в сквозных стержнях с планками. При этом влияние продольной силы на деформирование элементов, составляющих стержень, несущественно (см. [п. 5.14](#) настоящего Пособия).

Условная поперечная сила  $Q_{fic}$  определяется как проекция продольной сжимающей силы  $N$  на ось, перпендикулярную изогнутой оси шарнирно опертого внецентренно-сжатого с эксцентриситетом  $e_b$  стержня сквозного сечения, имеющего начальное искривление  $v_b$ , в его предельном состоянии (рис. 5) и вычисляется по формуле

$$Q_{fic} = N_u \sin \alpha \approx N_u \alpha. \quad (31)$$

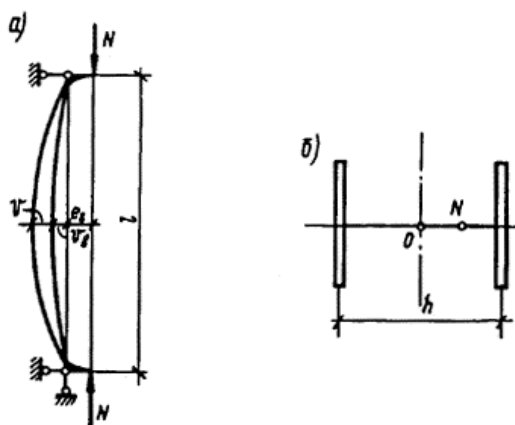


Рис 5 К определению условной поперечной силы  
а - изогнутая ось стержня; б - идеализированное сечение

Для синусоидальной формы начального искривления и изогнутой оси стержня получим

$$Q_{fic} = \frac{\pi N_u}{l} (v_b + v_u) / l. \quad (32)$$

Для вычисления  $N_u$  и  $v_u$  были определены предельные параметры внецентренно-сжатого стержня идеализированного сечения, состоящего из двух одинаковых полок, связанных между собой жесткой связью (см. рис. 5, б). Влияние решетки на предельное значение  $N_u$  учитывалось введением приведенной гибкости  $\lambda_{ef}$  по формуле (17) [СНиП II-23-81\\*](#).

Полученные значения  $Q_{fic}$  для различных  $R_y$  и  $\lambda$  аппроксимированы в [СНиП II-23-81\\*](#) приближенной зависимостью

$$Q_{fic} = \frac{N}{\varphi} k, \quad (33)$$

которая учитывает возможность недонапряжения сквозного стержня в плоскости соединительных элементов; здесь  $k = 7,15 \cdot 10^{-6} \left( 2330 - \frac{E}{R_y} \right)$ .

Значения множителя  $k$  при  $N/\varphi$  в правой части формулы (33) для различных значений расчетных сопротивлений  $R_y$  и  $E = 2,06 \cdot 10^5$  МПа приведены в табл. 14.

Таблица 14

$R_y$ , МПа(кгс/см <sup>2</sup> )	$k$	$R_y$ , МПа(кгс/см <sup>2</sup> )	$k$
210(2150)	0,0097	330(3350)	0,0122
230(2350)	0,0103	350(3550)	0,0125
250(2550)	0,0108	370(3750)	0,0127
270(2750)	0,0112	400(4100)	0,0130
300(3050)	0,0118	500(5100)	0,0137

Для определения дополнительных усилий в раскосах перекрестной решетки с целью учета влияния обжатия поясов в сквозных стержнях рассматривается один раз статически неопределимая система, схема которой приведена на рис. 6, а. Разрез одного из раскосов дает основную систему, схемы нагружения которой показаны на рис. 6, б, в.

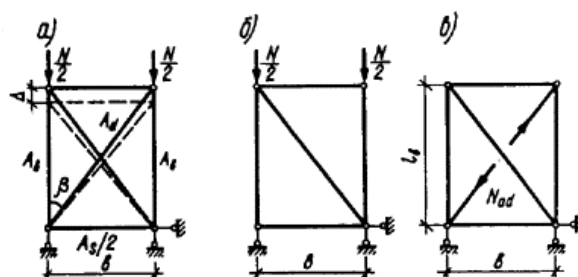


Рис К расчету перекрестной решетки

а - расчетная схема; б - основная система; в - дополнительное усилие в раскосе

Из решения рассматриваемой задачи получено дополнительное усилие, возникающее в раскосах

$$N_{ad} = \frac{\Delta_1 P}{\Delta_{11}} = \frac{N \cos^2 \beta}{\frac{2A_b}{A_d} \left( 1 + \frac{2A_d}{A_s} \sin^3 \beta + \frac{A_d}{A_b} \cos^3 \beta \right)}. \quad (34)$$

Принимая  $A_d/A_s \approx 1$  и  $A_d \cos^3 \beta/A_b \approx 0$ , можно получить формулу (26) [СНиП II-23-81\\*](#).

Принимая обозначения  $\sigma_{ad} = N_{ad}/A_d$  и  $\sigma_n = N_b/A_b = N/A$ , получим

$$\frac{\sigma_{ad}}{\sigma_n} = \frac{\delta^2 \sqrt{\delta^2 + 1}}{2 + \sqrt{(\delta^2 + 1)^3}}, \quad (35)$$

где  $\delta = l_b/b$ .

Значения отношения  $\sigma_{ad}/\sigma_n$  для различных  $\delta$  приведены в табл. 15.

Таблица 15

$\delta$	0,5	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8
$\sigma_{ad}/\sigma_n$	0,082	0,117	0,200	0,293	0,396	0,475	0,554	0,620

Получаемое таким образом дополнительное усилие в раскосах от обжатия поясов стержня сжимающей силой необходимо прибавить к усилию в раскосах от условной (или фактической) поперечной силы  $Q$ .

Расчет стержней, предназначенных для уменьшения расчетной длины сжатых элементов, необходимо выполнять на усилие, равное  $Q_{fic}$  и определяемое с использованием данных табл. 14 и формулы (33) в зависимости от продольной силы  $N$  и коэффициента продольного изгиба  $\varphi$  для основного подкрепляемого элемента.

Расчет распорок, предназначенных для уменьшения расчетной длины колонн в направлении вдоль здания (из плоскости рам), при наличии нагрузок от мостовых кранов допускается выполнять на усилие, определяемое по формуле (33), в которой значение  $N$  принимается равным сумме продольных сил в двух соседних колоннах.

### ИЗГИБАЕМЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

В балках, рассчитываемых в пределах упругих деформаций, необходимо проверять прочность стенки при сложном напряженном состоянии путем определения обобщенного напряжения (интенсивности напряжений) на основе энергетической теории прочности по формуле (33) [СНиП II-23-81\\*](#). Обобщенное напряжение, вычисляемое по этой формуле, сравнивается с расчетным сопротивлением, увеличенным на 15 %, что предполагает развитие локальных неупругих деформаций в стенке.

Указанный расчет необходимо выполнять в первую очередь для проверки стенок двутавровых балок в месте соединения стенки с верхним поясом. При этом в стенках разрезных балок напряжения  $\sigma_x$  и  $\sigma_y$  обычно имеют одинаковые знаки, в то время как в сечениях у опор неразрезных балок эти напряжения могут иметь разные знаки, что необходимо учитывать при пользовании формулой (33) [СНиП II-23-81\\*](#).

Для определения критических напряжений  $\varphi_b R_y$  при потере устойчивости балок двутаврового сечения с двумя осями симметрии, изгибаемых в плоскости стенки, были использованы результаты работ С. П. Тимошенко [13], которые для практических расчетов представлены в [СНиП II-23-81\\*](#) в виде формул (34) и (174). Необходимо подчеркнуть, что в работе [13] исследовались идеальные упругие балки. Для расчета реальных стальных балок в формуле (34) [СНиП II-23-81\\*](#) влияние начальных несовершенств (в частности, начального искривления оси балки в плоскости наименьшей жесткости) учтено при выводе формул для коэффициента  $\Psi$ , а также введением коэффициента условий работы  $\gamma_c$  (см. поз. 4 табл. 6\* [СНиП II-23-81\\*](#)).

Коэффициенты в табл. 77 [СНиП II-23-81\\*](#) приведены для случая шарнирного опирания в плоскости наименьшей жесткости и свободной деформации концов расчетного участка балки.

Значения  $\Psi$  вычислены в предположении, что  $I_y/I_x \leq 1$ . Если отношение  $I_y/I_x$  не очень мало, то значения  $\Psi$  следует умножать на  $1/\sqrt{1-I_y/I_x}$ .

Для балок двутаврового сечения с одной осью симметрии коэффициенты  $\varphi_1$  и  $\varphi_2$ , определяемые по формулам (177) и (178) [СНиП II-23-81\\*](#), были получены в работе [14] на основе использования уравнений В. З. Власова при указанных граничных условиях.

Для случая, когда критические напряжения при потере устойчивости балок превышают предел пропорциональности, методика расчета разработана на основе исследования соотношения между критическим напряжением неограниченно упругого центрально-сжатого стержня  $\sigma_{cr}$  и действительным напряжением  $\sigma$  следующего вида:

$$\frac{\sigma}{\sigma_y} = 1,204 - \frac{0,317}{\sqrt{\sigma_{cr}/\sigma_y}} \quad (36)$$

В формуле (36) предел пропорциональности принят равным  $0,85\sigma_y$ , а отношение  $\sigma/\sigma_y = 1$  при  $\sigma_{cr}/\sigma_y = 2,42$ , что эквивалентно отношению  $\sigma_y/\sigma_{cr} = E_r/E = 0,412$  (где  $E_r$  - приведенный модуль).

Для балок двутаврового сечения с двумя осями симметрии критические напряжения примерно пропорциональны значению  $\sqrt{E_r G}$ , где  $G = \text{const}$ . На этом основании принято  $\sigma_{cr}/\sigma_y = \sqrt{2,42} \approx 1,55$  при  $\sigma/\sigma_y = 1$ . В интервале  $0,85 \leq \sigma_{cr}/\sigma_y \leq 1,55$  значение  $\sigma/\sigma_y$  изменяется линейно, в связи с чем рекомендуется формула (см. п. 1\* прил. 7\* [СНиП II-23-81\\*](#)):

$$\varphi_b = 0,68 + 0,21\varphi_I \text{ при } \varphi_I > 0,85. \quad (37)$$

Балки двутаврового сечения с одной осью симметрии исследованы в [14]. При этом была принята та же методика, что и для сечений с двумя осями симметрии, но значения отношения  $E_r/E$  принимались различными для верхнего и нижнего поясов балки. На основе этих исследований для практических расчетов рекомендуется табл. 81 [СНиП II-23-81\\*](#).

Требование надежной связи сжатого пояса балки со сплошным жестким настилом, когда не нужна проверка устойчивости балок, должно быть предусмотрено в проектах строительных конструкций и производства работ.

При устройстве закреплений сжатого пояса в отдельных точках (узлы продольных или поперечных связей, точки крепления жесткого настила) такие закрепления следует рассчитывать на фактическую или условную поперечную силу в горизонтальной плоскости. При этом каждая точка закреплений предназначена для уменьшения расчетной длины сжатого пояса балки (см. п. 5.19 настоящего Пособия).

При непрерывном прикреплении сжатого пояса балки к жесткому настилу это прикрепление следует рассчитывать на максимальное значение эквивалентной поперечной нагрузки, действующей на пояс в горизонтальной плоскости [13]:

$$q_{\max} = \frac{\pi^2 N}{l^2} (v_b + v_u), \quad (38)$$

где  $N$  - продольная сжимающая сила;

$v_b$  - начальное искривление пояса;

$v_u$  - искривление пояса при действии сжимающей силы  $N$ ;

$l$  - пролет балки.

С учетом формул (32) и (38) получим

$$q_{\max} = \frac{\pi Q_{fic}}{l} \approx \frac{3Q_{fic}}{l}. \quad (39)$$

При плоском и профилированном металлических настилах или волнистой стали надежной связью является соединение их со сжатым поясом балки сваркой на болтах или дюбелях.

Сплошной просечно-вытяжной настил следует приваривать к сжатому поясу балки в соответствии с требованием ГОСТ 8706-78\* о заземлении настила. При этом листы настила необходимо располагать просечкой поперек пролета (перпендикулярно оси балки).

Для сборных железобетонных плит из различных бетонов под надежной связью следует понимать крепление закладных деталей плит к сжатому поясу балки сваркой или на болтах.

При монолитных железобетонных плитах надежной связью может служить приварка арматуры или специальных закладных деталей к сжатому поясу балки либо замоноличивание этого пояса в слое бетона толщиной не менее 20 мм.

При устройстве прикреплений необходимо учитывать конструктивные требования для применяемого вида соединений (минимальные размеры швов, расстояния между болтами и от края элемента и т.д.).

Наибольшие значения условной гибкости верхнего пояса балки  $\bar{\lambda}_{ef} = \frac{l_{ef}}{b} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ , при которых не требуется выполнять расчет на устойчивость балок, определяются по



формулам табл. 8\* [СНиП II-23-81\\*](#), которые получены на основе методики, изложенной в [п. 5.22](#) настоящего Пособия, при выполнении условия  $\varphi_b = 1$ . Значения  $\bar{\lambda}_{ya}$  для различных значений  $b/t$  и  $h/b$  приведены в табл. 16.

Таблица 16

Место приложения нагрузки	$b/t$	Наибольшие значения $\bar{\lambda}_{ef}$ при значениях $h/b$ , равных					
		1	2	3	4	5	6
К верхнему поясу	15	0,858	0,628	0,551	0,513	0,490	0,475
	20	0,774	0,594	0,534	0,504	0,486	0,474
	25	0,690	0,560	0,517	0,495	0,482	0,473
	30	0,606	0,526	0,499	0,486	0,478	0,473
	35	0,522	0,492	0,482	0,477	0,474	0,472
К нижнему поясу	15	1,238	0,928	0,825	0,773	0,742	0,721
	20	1,154	0,894	0,807	0,764	0,738	0,720
	25	1,070	0,860	0,790	0,755	0,734	0,720
	30	0,986	0,826	0,773	0,746	0,730	0,719
	35	0,902	0,792	0,755	0,737	0,726	0,718
Независимо от уровня приложения нагрузки при расчете участка между связями или при чистом изгибе	15	0,948	0,703	0,621	0,580	0,556	0,540
	20	0,884	0,679	0,611	0,576	0,556	0,542
	25	0,820	0,655	0,600	0,572	0,556	0,545
	30	0,756	0,631	0,589	0,568	0,556	0,547
	35	0,692	0,607	0,579	0,564	0,556	0,550

Для получения значений  $l_{ef}/b$  значения  $\bar{\lambda}_{ef}$ , приведенные в таблице, следует умножить на  $\sqrt{E/R_y}$ .

При изгибе балки в двух главных плоскостях потеря устойчивости выражается достижением предельной нагрузки (максимума на кривой состояний равновесия). В этом случае изгиб в обеих плоскостях и кручение возникают с самого начала нагружения и, постепенно возрастая, приводят к развитию пластических деформаций и исчерпанию несущей способности.

Для двутавровых балок, рассчитываемых по формуле (38) [СНиП II-23-81\\*](#), проверку устойчивости при двухосном изгибе можно выполнять согласно рекомендациям ЕКМК [15], полученным как частный случай из уравнения взаимодействия для стержня, сжатого с двухосным эксцентриситетом, по формуле

$$\frac{M_x}{\varphi_b W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq R_y \gamma_e \quad (40)$$

При приложении нагрузки, действующей в плоскости, параллельной плоскости  $x-x$ , только к одному (верхнему) поясу балки во втором члене формулы (40) следует принимать изгибающий момент  $M_{y,f}$  и момент сопротивления  $W_{y,f}$  соответственно для этого (верхнего) пояса балки. В этом случае расчет следует выполнять по формуле

$$\frac{M_x}{\varphi_b W_x} + \frac{M_{y,f}}{W_{y,f}} \leq R_y \gamma_e \quad (41)$$

Расчет статически определимых изгибаемых элементов, несущих статическую нагрузку, может выполняться по ограниченным пластическим деформациям в соответствии с предложением, выдвинутым Н. С. Стрелецким. В [СНиП II-23-81\\*](#) это предложение реализовано в виде коэффициентов  $c_i > 1$ , вводимых к упругим моментам сопротивления сечений. При определении коэффициентов  $c_i$ , (табл. 66 [СНиП II-23-81\\*](#)) в качестве количественного критерия было принято достаточно большое ограничение пластических деформаций с  $\bar{\varepsilon}_r \leq 3$  (где  $\bar{\varepsilon}_r = \varepsilon_r E / R_y$ ;  $\varepsilon_r$  - остаточная деформация в сечении после полной упругой разгрузки). В общем случае при таком подходе уменьшение предельных моментов по

сравнению с моментами, соответствующими полным пластическим шарнирам, составляет не более 3-5 %, а для двутавровых сечений - 1 %.

При одновременном действии в сечении момента  $M$  и поперечной силы  $Q$  учитывается кривая взаимодействия их предельных значений [16], в связи с чем вводимое в расчет отношение  $c_1/c$  для двутавровых сечений при  $0,5R_s < \tau \leq 0,9R_s$ , [формула (43) [СНиП II-23-81\\*](#)] не должно превышать значений, приведенных в табл. 17 и вычисленных по формулам (43) и (44) [СНиП II-23-81\\*](#).

Таблица 17

$T/R_s$	$\leq 0,50$	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90
$c_1/c$	1,00	0,987	0,97	0,950	0,925	0,892	0,848	0,787	0,695

При этом значение коэффициента  $c_1$  не должно быть меньше единицы; в противном случае расчет необходимо выполнять в пределах упругой работы стали по формулам (28) и (29) [СНиП II-23-81\\*](#).

При наличии в балке протяженной зоны чистого изгиба, когда развитие пластических деформаций предполагается не в одном сечении, а на определенном участке ее длины, с целью ограничения общих перемещений значение предельного момента уменьшается и принимается равным полусумме предельных моментов при работе сечения в пределах и за пределом упругости.

Методика расчета балок с учетом ограниченных пластических деформаций открывает новые возможности для их дальнейшей оптимизации. Для этого в п. 5.18 [СНиП II-23-81\\*](#) указано, что допускается принимать меньшие значения коэффициентов  $c_i$ , соответствующие меньшим значениям пластических деформаций. Это позволяет рассчитывать балки при различных значениях ограниченных деформаций, что практически важно для получения оптимальных сечений с учетом назначения элемента, условий эксплуатации, конструктивного решения, формы сечения и соотношений его размеров и т.д. При этом проверку прочности сечения, местной устойчивости пластинок этого сечения, общей устойчивости балки и ее жесткости следует выполнять в зависимости от значения принимаемой деформации, правильный выбор которой обеспечит минимум площади сечения. Таким образом, основной задачей расчета с учетом ограниченных деформаций является проектирование балок минимальной массы<sup>1</sup>.

<sup>1</sup> Бельский Г. Е. Оптимизация изгибаемых элементов на основе деформационного критерия // Строит. механика и расчет сооружений. - 1986. - № 2. - С. 8-11.

Методика расчета стенок балок на устойчивость с учетом пластических деформаций основана на результатах решения задачи об устойчивости пластинки при совместном действии нормальных и касательных напряжений. Проверка устойчивости стенки заключается в сравнении изгибающего момента  $M$  для расчетного отсека, вычисленного в соответствии с указаниями п. 7.2\* [СНиП II-23-81\\*](#), с критическим  $M_{cr}$  при известных касательных напряжениях [17]. В качестве критического принимается момент, соответствующий потере устойчивости стенки при определенном напряженно-деформированном состоянии и условии, что устойчивость поясных листов обеспечена. При этом предполагалось, что с увеличением пластических деформаций степень защемления стенки в поясах уменьшается. При значительном развитии пластических деформаций, соответствующих критической гибкости стенки  $\bar{\lambda}_w = 2,2$ , эффект защемления стенки в поясах не учитывается. Закрепление поперечных сторон расчетного отсека стенки принимается шарнирным независимо от степени развития пластических деформаций.

Расчет на устойчивость стенок балок двутаврового поперечного сечения с двумя осями симметрии, укрепленных только поперечными ребрами жесткости, следует выполнять по формуле (78) [СНиП II-23-81\\*](#), которая устанавливает значение критического момента  $M_{cr}$  для всей балки. При этом в формуле (78) [СНиП II-23-81\\*](#) первое слагаемое выражает часть

критического момента, воспринимаемого поясами балки  $M_{f,cr} = R_y A_f h_{ef} \gamma_c$ , а второе - часть критического момента, воспринимаемого стенкой  $M_{w,cr} = R_y h^2_{ef} t \alpha \gamma_c$ . При отсутствии касательных напряжений ( $\tau = 0$ ) максимальное значение  $M_{w,cr} = 0,24 R_y h^2_{ef} t \alpha \gamma_c$  при  $\bar{\lambda}_w = 2,2$ .

В [табл. 18](#) приведены значения коэффициента  $\alpha$ , вычисленные для различных значений  $\bar{\lambda}_w$  и  $\tau/R_s$ .

Для балок двухстенчатого сечения с двумя осями симметрии значение критического момента, получаемого по формуле (78) [СНиП II-23-81\\*](#), необходимо умножить на коэффициент 2,0 и принять в этой формуле  $A_w = 2h_{ef}t$ .

Стенки балок асимметричного сечения (с более развитым сжатым поясом), укрепленные только поперечными ребрами жесткости, работают в условиях совместного действия внецентренного растяжения и сдвига. Исследование работы таких стенок за пределом упругости [17] показали, что при проверке их устойчивости расчетную высоту можно принимать равной удвоенной высоте сжатой зоны, так как влияние остальной растянутой зоны стенки на ее устойчивость незначительно. Если в сжатой зоне стенки не возникает пластических деформаций [выполняются условия (28), (29), (31) [СНиП II-23-81\\*](#)], то ее устойчивость можно проверять по формуле (74) [СНиП II-23-81\\*](#), принимая  $h_{ef} = 2h_I$  (где  $h_I$  - высота сжатой зоны). Необходимо отметить, что появление пластических деформаций в растянутой зоне ( $\sigma = M/W_{min} > R_y$ ) нарушает линейный закон распределения напряжений в сечении. С учетом этого фактора высоту сжатой зоны  $h_I$  и напряжения на кромке стенки следует определять из уравнений, соответствующих напряженно-деформированному состоянию в расчетном отсеке. Если напряжения в поясах балки асимметричного сечения равны  $R_y$ , то устойчивость ее стенки при ограничениях, указанных в п. 7.5 [СНиП II-23-81\\*](#), можно проверить по формуле

$$M \leq R_y \gamma_c h^2_{ef} t \left[ \frac{A_1}{A_w} \bar{h}_1 + \frac{A_2}{A_w} (1 - \bar{h}_1) + 4\bar{h}_1^2 \alpha + 0,5(1 - 2\bar{h}_1) \sqrt{1 - \frac{\tau^2}{R_s^2}} \right], \quad (42)$$

где  $A_1$  и  $A_2$  - соответственно площади сжатого и растянутого поясов;

$\bar{h}_1$  - принимается по формуле

$$\bar{h}_1 = \frac{h_I}{h_{ef}} = \frac{A_2 - A_1 + A_w \sqrt{1 - \frac{\tau^2}{R_s^2}}}{2A_w \sqrt{1 - \frac{\tau^2}{R_s^2}}}; \quad (43)$$

$\alpha$  - коэффициент, определяемый по формуле (78) [СНиП II-23-81\\*](#) или принимаемый по [табл. 18](#) настоящего Пособия.

Для балок двухстенчатого сечения значение критического момента, получаемое в правой части формулы (42), необходимо умножить на коэффициент 2,0 и принять в этой формуле  $A_w = 2h_{ef}t$ .

Расчет на устойчивость поясных листов (полок) балок с учетом развития пластических деформаций рекомендуется выполнять в предположении их шарнирного опирания по линии соединения поясов со стенкой при условии, что длина полуволны пластинки равна  $3b_{ef}$  (где  $b_{ef}$  - расчетная ширина свеса). Наибольшие значения отношения  $b_{ef}/t$ , приведенные в [табл. 30](#) [СНиП II-23-81\\*](#), получены из условия равноустойчивости стенки и сжатого пояса балки при чистом изгибе, так как в этом случае деформации сжатого пояса достигают максимальных значений.

При действии касательных напряжений в расчетном отсеке балки отношения  $b_{ef}/t$  могут быть увеличены и приняты по [табл. 19](#) настоящего Пособия, в которой учитывается уменьшение деформаций в поясе за счет касательных напряжений в стенке.

Минимальные значения условной гибкости для свесов при чистом изгибе  $\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 0,3$  соответствуют значительному развитию пластических деформаций; максимальные -  $\bar{\lambda}_a = 0,5$  с некоторым запасом соответствуют такому уровню нагрузки, при котором в поясах балки сжимающие напряжения достигают значения  $R_y$ .

Таблица 18

$\tau/R_s$	Значения $\alpha$ при $\bar{\lambda}_w$ , равной											
	2,2	2,5	2,7	3,0	3,2	3,5	3,7	4,0	4,2	4,5	4,7	5,0
0,0	0,240	0,239	0,237	0,234	0,231	0,225	0,221	0,213	0,206	0,195	0,187	0,174
0,1	0,239	0,238	0,237	0,234	0,231	0,225	0,220	0,212	0,205	0,194	0,186	0,173
0,2	0,234	0,233	0,232	0,229	0,226	0,220	0,215	0,206	0,200	0,189	0,181	0,167
0,3	0,227	0,226	0,225	0,222	0,219	0,213	0,208	0,199	0,193	0,182	0,174	0,160
0,4	0,216	0,215	0,214	0,211	0,208	0,202	0,197	0,188	0,182	0,171	0,163	0,149
0,5	0,203	0,202	0,200	0,198	0,195	0,189	0,184	0,175	0,169	0,158	0,150	0,136
0,6	0,186	0,185	0,184	0,181	0,178	0,172	0,167	0,158	0,152	0,141	0,133	0,119
0,7	0,167	0,166	0,165	0,162	0,159	0,153	0,148	0,140	0,133	0,122	0,114	0,100
0,8	0,144	0,136	0,142	0,139	0,136	0,130	0,125	0,116	0,110	0,099	0,091	0,077
0,9	0,119	0,118	0,117	0,114	0,111	0,105	0,100	0,091	0,085	0,074	0,066	0,052

Таблица 19

Сечение	$\tau/R_s$	Значения $(b_{ef}/t)\sqrt{R_y/E}$ при $\bar{\lambda}_w$ , равной						
		2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0
Двутавровое	0,0	0,30	0,30	0,33	0,38	0,44	0,50	0,55
	0,1	0,30	0,30	0,33	0,40	0,45	0,52	0,57
	0,2	0,30	0,30	0,33	0,41	0,46	0,52	0,59
	0,3	0,30	0,30	0,34	0,42	0,47	0,53	0,60
	0,4	0,30	0,30	0,34	0,43	0,48	0,55	0,60
	0,5	0,30	0,31	0,36	0,44	0,50	0,57	0,60
	0,6	0,30	0,32	0,38	0,46	0,52	0,60	0,60
	0,7	0,30	0,34	0,40	0,50	0,56	0,60	0,60
	0,8	0,30	0,36	0,44	0,55	0,58	0,60	0,60
	0,9	0,32	0,40	0,52	0,60	0,60	0,60	0,60
Коробчатое	0,0	0,75	0,92	1,10	1,25	1,40	1,55	1,70
	0,1	0,75	0,92	1,10	1,26	1,42	1,58	1,72
	0,2	0,75	0,93	1,11	1,28	1,44	1,61	1,75
	0,3	0,76	0,95	1,13	1,30	1,47	1,65	1,80
	0,4	0,77	0,97	1,15	1,33	1,50	1,69	1,85
	0,5	0,78	1,00	1,18	1,37	1,55	1,75	1,95
	0,6	0,80	1,03	1,21	1,42	1,62	1,82	2,05
	0,7	0,85	1,10	1,28	1,50	1,70	1,95	2,10
	0,8	0,90	1,20	1,40	1,65	1,90	2,15	2,20
	0,9	1,00	1,30	1,60	1,90	2,20	2,30	2,30

Для балок, изгибаемых в плоскости наибольшей жесткости и рассчитываемых с учетом развития пластических деформаций, необходимо обеспечить их общую устойчивость из плоскости изгиба. При этом более высокий уровень развития пластических деформаций в балках (что связано с увеличением коэффициентов  $c_i$ ), требует более частой развязки сжатого пояса в горизонтальной плоскости вплоть до непрерывного его закрепления жестким настилом. При максимальных значениях коэффициентов  $c_i$  равных значениям  $c$  по [табл. 66 СНиП II-23-81\\*](#), следует уменьшать значения отношений  $l_{ef}/b$  по [табл. 16](#) умножением на коэффициент  $\delta = 0,3$  или применять непрерывное закрепление пояса; при  $c_i = 1,0$ , что

соответствует работе балки в пределах упругости, значения отношений  $l_{ef}/b$  следует принимать по [табл. 16](#). Для промежуточных случаев в [СНиП II-23-81\\*](#) допускается линейная интерполяция.

Указанные в п. 5.20 [СНиП II-23-81\\*](#) требования относятся к случаю чистого изгиба и соответствуют принятому значению ограничения пластических деформаций в сечении.

При действии, например, сосредоточенной силы в середине балки значения отношений  $l_{ef}/b$  могут быть увеличены на 25 % по сравнению с их значениями при чистом изгибе.

При условиях, указанных в п. 5.22 [СНиП II-23-81\\*](#), расчет неразрезных и защемленных балок может выполняться с одновременным учетом работы сечений за пределом упругости и соответствующего перераспределения опорных и пролетных изгибающих моментов. Практическая методика расчета сводится к определению коэффициента перераспределения моментов  $\alpha$ , вводимого к наибольшему изгибающему моменту в пролете или на опоре <sup>1</sup>.

<sup>1</sup> **Чернов Н П** Расчет стальных неразрезных балок по ограниченным пластическим деформациям // Строит. механика и расчет сооружений. - 1980. - № 2. - С. 68-71.

Формула (46) [СНиП II-23-81\\*](#) для определения коэффициента  $\alpha$  получена из условия ограничения максимальных остаточных деформаций в сечении значением  $\bar{\epsilon}_{r,max} = 3$  (где  $\bar{\epsilon}_{r,max} = \epsilon_{r,max} E/R_y$ ).

В соответствии с требованиями п. 5.22 [СНиП II-23-81\\*](#) допускается принимать значения коэффициента  $\alpha$ , соответствующие меньшему ограничению пластических деформаций  $\bar{\epsilon}_{r,max} < 3$ . В этом случае коэффициент  $\alpha$  необходимо определять по формуле

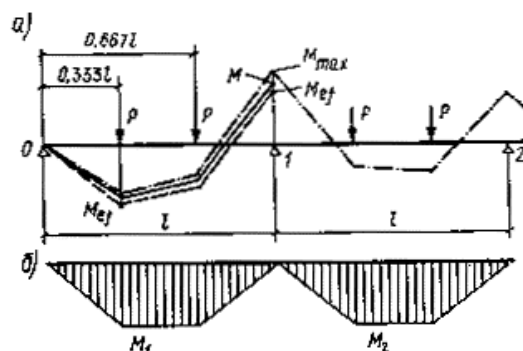
$$\alpha = 1 - 0,167 \bar{\epsilon}_{r,max} \left( 1 - \frac{M_{ef}}{M_{max}} \right). \quad (44)$$

Проверку прочности в характерных сечениях неразрезных балок необходимо выполнять согласно требованиям п. 5.22 [СНиП II-23-81\\*](#) с учетом одновременного действия в сечении изгибающего момента  $M$  и поперечной силы  $Q$ .

При изгибе неразрезных балок в двух главных плоскостях коэффициенты перераспределения изгибающих моментов  $\alpha$  необходимо определять в каждой плоскости отдельно с учетом условий и требований, относящихся к балкам, изгибаемым в одной плоскости.

Рассмотрим примеры расчета неразрезных балок за пределом упругости.

**Пример** Определить значение коэффициента  $\alpha$  для четырехпролетной балки, нагруженной сосредоточенными силами в третях каждого пролета (рис. 7, а).



**Рис** Перераспределение изгибающих моментов в неразрезной балке  
а - схема нагружения и эпюры моментов; б - эпюры моментов для свободно опертых балок

Наибольший изгибающий момент, определяемый из расчета неразрезной балки в предположении упругой работы материала, действует на опоре 1 и его значение равно  $M_{max} = 0,2856Pl$ .

Найдем наибольшее значение изгибающего момента  $M_{ef}$ . Изгибающий момент в крайнем пролете, вычисляемый как в свободно опертой балке (рис. 7, б), при  $a = 0,3333l$  равен  $M_1 = 0,3333Pl$ .

По формуле (47) [СНиП II-23-81\\*](#) находим

$$M_{ef} = \frac{M_1}{1 + a/l} = \frac{0,3333Pl}{1 + 0,3333} = 0,25Pl.$$

Для второй силы в этом пролете при  $a = 0,6667l$  получим

$$M_{ef} = \frac{0,3333Pl}{1 + 0,6667} = 0,2Pl.$$

Для промежуточного пролета имеем  $M_2 = 0,3333Pl$ ; по формуле (48) [СНиП II-23-81\\*](#) находим

$$M_{ef} = 0,5M_2 = 0,3333Pl/2 = 0,1667Pl.$$

Наибольшее значение  $M_{ef} = 0,25Pl$ .

По формуле (46) [СНиП II-23-81\\*](#) находим  $\alpha$  - значение коэффициента перераспределения моментов

$$\alpha = 0,5 \left( 1 + \frac{M_{ef}}{M_{max}} \right) = 0,5 \left( 1 + \frac{0,25Pl}{0,2856Pl} \right) = 0,9376.$$

Расчетное значение изгибающего момента  $M$  равно

$$M = \alpha M_{max} = 0,9376 \cdot 0,2856Pl = 0,2678Pl.$$

Уменьшение изгибающего момента за счет перераспределения моментов составляет 6,24%. Эпюра расчетных моментов показана на рис. 7, а сплошной линией.

**Пример** Определить значение коэффициента  $\alpha$  для однопролетной статически неопределимой балки (рис. 8).



Рис Эпюры моментов в однопролетной статически неопределимой балке

Пластические деформации ограничены значением  $\bar{\varepsilon}_{r,max} = 2$ .

Наибольший изгибающий момент в заданной балке при упругой работе материала действует в заделке и его значение равно  $M_{max} = 0,125ql^2$ . Наибольший изгибающий момент в пролете на расстоянии  $a = 0,375l$  от левой опоры равен  $M = 0,07031ql^2$ . Изгибающий момент  $M_1$  на расстоянии  $a = 0,375l$  от левой опоры, вычисленный как в однопролетной свободно опертой балке, равен  $M_1 = 0,1172ql^2$ .

По формуле (47) [СНиП II-23-81\\*](#) находим

$$M_{ef} = \frac{0,1172ql^2}{1 + 0,375} = 0,08524ql^2.$$

Значение коэффициента  $\alpha$  определяем по формуле (44)

Расчетное значение изгибающего момента  $M$  равно

$$M = 0,894 \cdot 0,125ql^2 = 0,112ql^2.$$

Уменьшение расчетного момента за счет перераспределения моментов составляет 10,6 %. Эпюра расчетных моментов  $M$  показана на [рис. 8](#) сплошной линией.

**Пример** Определить значение коэффициента  $\alpha$  для однопролетной балки с обоими защемленными концами (рис. 9).



Рис Эпюры моментов в однопролетной балке с обоими защемленными концами

Наибольший изгибающий момент в заданной балке при упругой работе материала достигается одновременно на опорах и в пролете; его значение равно  $M_{max} = 0,125Pl$ . Изгибающий момент в середине пролета, вычисленный как в однопролетной свободно опертой балке, равен  $M_3 = 0,25Pl$ . Согласно п. 5.22 б [СНиП II-23-81\\*](#) имеем  $\alpha$

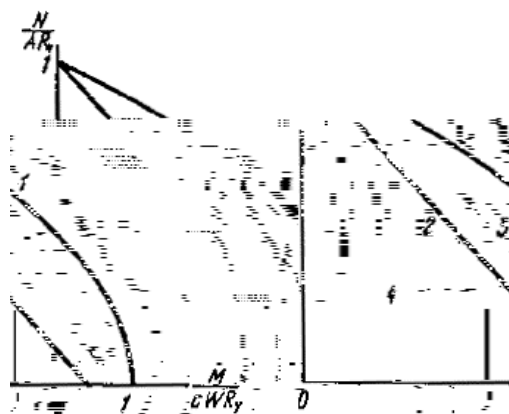


Рис К расчету внецентренно сжатых элементов

1 - на прочность по формуле (49) [СНиП II-23-81\\*](#), 2 - на прочность по формуле (50) [СНиП II-23-81\\*](#), 3-4 - области возможных значений  $N$  и  $M$  при проверке устойчивости

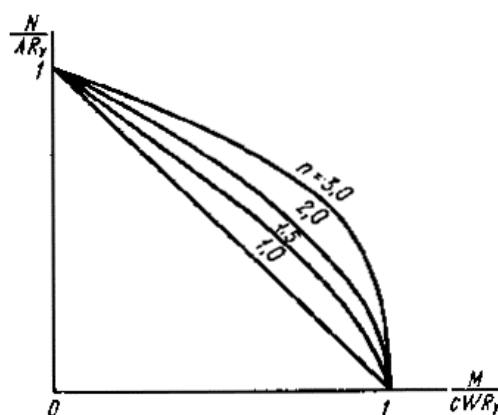


Рис Зависимость формы кривых взаимодействия от значений коэффициента  $n$

При установлении значений коэффициентов  $c(c_x)$  в табл. 66 [СНиП II-23-81\\*](#) предполагалось, что изгиб элементов происходит в плоскости  $y-y$ , а нагрузки во всех случаях действуют сверху вниз. При установлении значений коэффициентов  $c_y$  принималось, что изгиб элементов происходит в плоскости  $x-x$ . Коэффициенты  $n$  (при  $M_y = 0$ ) необходимо принимать с учетом того, что эксцентриситеты приложения нагрузки во всех случаях расположены сверху схем сечения, т.е. так же, как это показано в табл. 73 [СНиП II-23-81\\*](#). Это важно при расчете несимметричных сечений относительно оси  $x-x$ .

При небольших значениях осевой силы  $N/(A_n R_y) \leq 0,1$  рассматриваемые элементы приближаются к изгибаемым, в связи с чем при их расчете необходимо учитывать соответствующие условия и требования.

Расчеты на устойчивость внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементов в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии сечения, выполняются согласно общим рекомендациям, изложенным в [п. 5.7](#) настоящего Пособия. При этом начальные несовершенства в связи с малой вероятностью совпадения их максимальных значений с расчетным значением эксцентриситета  $e = M/N$  в расчетах не учитываются.

Расчеты выполняются с использованием коэффициентов  $\varphi_e$  устойчивости при внецентренном сжатии, которые получены в соответствии с расчетной схемой, приведенной на [рис. 3](#), в зависимости от относительного эксцентриситета  $m_{ef}$  и условной гибкости  $\bar{\lambda}$ :

$$\varphi_{\text{уб}} = \frac{N_u}{R_y A} = f(m_{ef}; \bar{\lambda}) \quad (45)$$

При этом на [рис. 3](#) вместо начального эксцентриситета  $e_b$  следует принимать расчетный



эксцентриситет  $e$ . Если  $e_b > e$ , то вместо коэффициентов  $\varphi_e$  необходимо принимать коэффициенты  $\varphi$ .

Вычисленные по результатам исследований внецентренно-сжатых стержней коэффициенты, необходимые для расчета, сведены в табл. 73-75 [СНиП II-23-81\\*](#).

Табл. 74 [СНиП II-23-81\\*](#) составлена для стержней сплошного прямоугольного сечения, а табл. 75 [СНиП II-23-81\\*](#) - для сквозных стержней идеализированного сечения из двух полос, соединенных жесткой связью в плоскости, параллельной плоскости изгиба (см. [рис. 5, б](#)). В табл. 73 [СНиП II-23-81\\*](#) приведены коэффициенты влияния формы сечения  $\eta$ , с помощью которых учитывается развитие пластических деформаций и таким образом стержни различных типов сечений по значению предельных сил  $N_u$  приводятся к стержню прямоугольного сечения (для которого  $\eta = 1$ ) при одной и той же гибкости  $\lambda$ .

Расчетные значения изгибающего момента и продольной силы в элементе для вычисления эксцентриситета  $e$  определяются из расчета упругой системы по недеформированной схеме и принимаются при одном и том же сочетании нагрузок с учетом изменения изгибающего момента по длине элемента и условий закрепления концов элемента. Увеличение прогибов  $v$  внецентренно-сжатых элементов при изгибе учтено в расчете отдельного стержня по деформированной схеме при определении предельной силы  $N_u$  (см. [рис. 3](#)) и, следовательно, коэффициентов  $\varphi_e$ .

При расчете внецентренно-сжатых стержней, имеющих резко несимметричные типы сечений (10 и 11 по табл. 73 [СНиП II-23-81\\*](#)), возникает опасность появления значительных деформаций со стороны растянутого волокна. Этого нельзя допустить для стержней из сталей с пределом текучести свыше 580 МПа (5900 кгс/см<sup>2</sup>), поскольку отношение  $\sigma_u/\sigma_y$  для таких сталей сравнительно невелико (1,17 и менее). В связи с этим для таких стержней, наряду с проверкой их устойчивости предусмотрена проверка прочности растянутого волокна по формуле (54) [СНиП II-23-81\\*](#), в которой изгибающий момент приближенно определяется с учетом деформированной схемы.

При изгибе внецентренно-сжатых элементов в плоскости наибольшей жесткости  $x-x$  ( $I_x > I_y$ ), совпадающей с плоскостью симметрии, становится возможной потеря устойчивости из плоскости действия момента при изгибно-крутильных деформациях раньше достижения предельной силы  $N$ , принимаемой в качестве критерия при плоской форме потери устойчивости (см. [рис. 3](#)).

В этом случае проверку устойчивости следует выполнять в плоскости наименьшей жесткости  $y-y$  как центрально-сжатого элемента с введением коэффициента  $c$ , учитывающего влияние изгибающего момента  $M_x$  на пространственную потерю устойчивости стержня. В табл. 10 [СНиП II-23-81\\*](#) для различных типов сечений установлены коэффициенты  $\alpha$  и  $\beta$  для определения коэффициентов  $c$  на основе результатов теоретических и экспериментальных исследований [12].

При больших изгибающих моментах  $M_x (m_x \geq 10)$  требования [СНиП II-23-81\\*](#) обеспечивают переход к случаю потери устойчивости изгибаемых элементов. При этом формула (56) [СНиП II-23-81\\*](#) с учетом формулы (58) [СНиП II-23-81\\*](#) может быть записана в следующем виде:

$$\frac{N}{A \varphi_y} + \frac{M_x}{W_c \varphi_b} \leq R_y \gamma_c. \quad (46)$$

При гибкости  $\lambda_y > \lambda_c = 3,14 \sqrt{E/R_y}$  потеря устойчивости внецентренно-сжатых стержней при изгибно-крутильных деформациях происходит обычно в пределах упругих деформаций. В этом случае для определения коэффициента  $c$  использована теория устойчивости тонкостенных стержней В. З. Власова.

Для внецентренно-сжатого шарнирно опертого стержня двутаврового сечения с двумя осями симметрии, изгибаемого в плоскости стенки, условие потери устойчивости имеет вид

[12]:

$$\left(1 - \frac{N}{N_y}\right) \left(1 - \frac{N}{N_w}\right) - \frac{e_x^2 N^2 N_y}{r^2 N_y^2 N_w} = 0, \quad (47)$$

где  $e_x$  - эксцентриситет приложения сжимающей силы относительно оси  $x$ - $x$ ;

$$r^2 = \frac{I_x + I_y}{A}.$$

Остальные обозначения соответствуют принятым в формуле (21) настоящего Пособия. Необходимо отметить, что для рассматриваемого сечения  $a_x = a_y = 0$ .

Из решения квадратного уравнения (47) с использованием безразмерных параметров получена формула (60) [СНиП II-23-81\\*](#) для определения коэффициента  $c = N/N_y$ .

Таким же образом получена формула (173) [СНиП II-23-81\\*](#) для вычисления коэффициентов  $c$  для двутавровых и тавровых сечений с одной осью симметрии.

Для приближенной оценки фактических условий закрепления концов стержней в формулах (60) и (173) [СНиП II-23-81\\*](#) учитывалось частичное стеснение деформации опорных сечений введением коэффициента 2 в первый член формул для определения коэффициента  $\mu$  (см. также [п. 5.9](#) настоящего Пособия).

Пример определения коэффициентов  $c$  для внецентренно-сжатого тонкостенного стержня двоякссимметричного двутаврового сечения, имеющего соотношения размеров:  $h = 60t$ ,  $b = 0,5h$ ,  $t_1 = 2t$  (рис. 12).

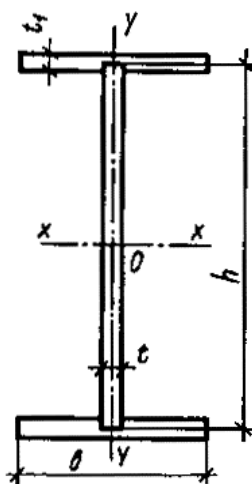


Рис Двутавровое сечение

Вычисляем геометрические характеристики сечения:

$$A = 60t \cdot t + 30t \cdot 2t \cdot 2 = 180t^2;$$

$$I_x = \frac{t(60t)^3}{2} + 2 \cdot 30t \cdot 2t(30t)^2 = 126000t^4;$$

$$I_y = 2 \frac{2t(30t)^3}{12} = 9000t^4;$$

$$I_t = 0,433 [2 \cdot 30t(2t)^3 + 60t \cdot t^3] = 234t^4.$$

Значения  $\rho$  и  $\mu$ , входящие в формулу (60) [СНиП II-23-81\\*](#) равны:

$$\rho = \frac{126000t^4 + 9000t^4}{180t^2(60t)^2} = 0,208;$$

$$\mu = 2 + 0,564 \cdot 10^{-4} \lambda_y^2.$$

Значения коэффициентов  $c$  для различных гибкостей и эксцентриситетов приведены в табл. 20.

При расчете сквозных внецентренно-сжатых стержней необходимо выполнять проверку устойчивости всего стержня согласно п. 5.27\* [СНиП II-23-81\\*](#) с учетом рекомендаций п. 5.15 настоящего Пособия, а также отдельных ветвей как в плоскости изгиба в пределах панели, так и из плоскости изгиба всей ветви с учетом ее раскрепления в направлении, перпендикулярном плоскости соединительных элементов.

Таблица 20

$\lambda_y$	$\mu$	$\delta$	Значения $c$ при отношении $M_x/(Nh)$ , равном						
			0,15	0,30	0,45	0,60	0,75	0,90	1,05
60	2,203	0,378	0,943	0,834	0,730	0,644	0,573	0,516	0,468
80	2,361	0,352	0,948	0,845	0,743	0,657	0,587	0,529	0,481
100	2,564	0,325	0,954	0,857	0,759	0,674	0,603	0,545	0,496
120	2,811	0,296	0,959	0,870	0,776	0,692	0,622	0,563	0,514

Проверка устойчивости отдельных ветвей должна обеспечивать сквозной стержень от преждевременного исчерпания несущей способности, при этом допускается учитывать взаимодействие элементов решетки и диафрагм жесткости с ветвями колонны.

При определении расчетной длины ветвей в обеих плоскостях допускается учитывать переменность продольной силы по длине ветви за счет изменения изгибающего момента (см. [разд. 6](#) настоящего Пособия).

Задача устойчивости стержня, сжатого с изгибом в двух главных плоскостях, сводится к определению предельной точки на кривой состояний равновесия с учетом работы стали за пределом упругости. В связи со сложностью решения задачи результаты, пригодные для практического использования, получены лишь для определенных типов сечений с одинаковыми эксцентриситетами на концах. Важное значение для оценки надежности теоретических результатов имеют экспериментальные исследования [12].

В связи с тем, что для случая сжатия с изгибом в одной из главных плоскостей в [СНиП II-23-81\\*](#) приведены достаточно точные способы расчета с помощью табл. 74, 73 и 10 коэффициентов соответственно  $\varphi_e$  и  $c$ , оказалось целесообразным расчет таких же стержней, но сжатых с двухосным эксцентриситетом, выполнять с использованием указанных таблиц.

Для двутавровых сечений с одной осью симметрии этот подход реализован использованием формулы (62) [СНиП II-23-81\\*](#) в которой при  $\eta m_y < m_x$  предусмотрено ограничение  $\varphi_{exy} \leq c\varphi_y$ , что приводит в частных случаях при  $m_x = 0$  и  $m_y = 0$  к указанным точным решениям.

Для стержней замкнутого или сплошного сечения с двумя осями симметрии (трубы, брусья прямоугольного сечения) влияние кручения на предельную нагрузку несущественно. В связи с этим проверку устойчивости таких стержней, сжатых с изгибом в двух главных плоскостях, при  $\bar{\lambda} \geq 0,65$  можно выполнять по формулам:

$$\left. \begin{aligned} \frac{N}{A\varphi_{ey}} + \frac{M_x}{\left(1 - \frac{N}{N_x}\right)W_x c_x} &\leq R_y \gamma_c, \\ \frac{N}{A\varphi_{ex}} + \frac{M_y}{\left(1 - \frac{N}{N_y}\right)W_y c_y} &\leq R_y \gamma_c, \end{aligned} \right\} \quad (48)$$

где

$$N_x = \frac{\pi^2 EI_x}{l_x^2};$$

$$N_y = \frac{\pi^2 EI_y}{l_y^2}.$$

При определении расчетной длины отдельных ветвей, рассчитываемых как внецентренно-сжатые элементы по формулам (51) и (56) [СНиП II-23-81\\*](#) допускается учитывать переменность продольной силы по длине ветви за счет изменения изгибающего момента  $M_x$  (см. [разд. 6](#) настоящего Пособия).

При расчете изгибаемых элементов из углеродистой стали с сечениями малой высоты (см. [п. 3.7](#) настоящего Пособия) требуемая толщина плиты с учетом влияния градиента напряжений определяется по формуле

$$t^{gr} \geq \sqrt{\frac{6M}{\gamma_c R_y}}, \quad (49)$$

где  $M$  - изгибающий момент на единицу ширины плиты;

$\gamma_c$  - коэффициент условий работы опорных плит, принимаемый по поз. II табл. 6\* [СНиП II-23-81\\*](#)

## РАСЧЕТНЫЕ ДЛИНЫ И ПРЕДЕЛЬНЫЕ ГИБКОСТИ ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Расчетную (эффективную) длину рекомендуется принимать для расчета, главным образом, стержневых конструкций при проверке несущей способности их отдельных стержней.

Использование понятия расчетной длины предполагает разделение стержневых систем на отдельные элементы, при этом необходимо учитывать взаимодействие рассматриваемого элемента с основанием и другими элементами (в первую очередь, примыкающими к нему в узлах).

Расчетные длины сжатых, внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементов стержневых и рамных систем необходимо устанавливать в случаях, когда выполнить расчет конструкций как единых систем по деформированной схеме с учетом пластических деформаций не представляется возможным.

Под расчетной длиной стержня обычно понимают условную длину однопролетного стержня, критическая сила которого при шарнирном закреплении его концов такая же, как для заданного стержня [18].

По физическому смыслу расчетная длина стержня с произвольными закреплениями концов является наибольшим расстоянием между двумя точками перегиба изогнутой оси, определяемым из расчета этого стержня на устойчивость по методу Эйлера.

Согласно этому определению для установления расчетной длины необходимо применять метод расчета на устойчивость систем с прямыми стержнями при приложении нагрузок в узлах в предположении упругих деформаций [19]. При этом следует учитывать продольные усилия в стержнях и, как правило, исключать из рассмотрения поперечные нагрузки и эксцентриситеты, вызывающие изгиб стержней.

При проектировании расчетную длину стержня  $l_{ef}$  обычно определяют по формуле

$$l_{ef} = \mu l, \quad (50)$$

где  $\mu$  - коэффициент расчетной длины, зависящий от условий закрепления концов стержня и вида нагрузки;

$l$  - геометрическая длина рассматриваемого стержня.

Для плоских стержневых систем расчетную длину сжатых стержней следует определять как в плоскости, так и из плоскости системы (перпендикулярной ей).

При подборе сечений стержней обычно выполняется поэлементный расчет, требующий определения расчетной длины для каждого стержня. При этом необходимо принимать такие расчетные схемы, которые отражают действительные условия нагружения стержней и

закрепления их концов с учетом неравномерности распределения нагрузок между стержнями и различия их жесткостей, наличие конструктивных элементов, обеспечивающих ту или иную форму потери устойчивости здания или сооружения.

В частности, при практическом определении расчетной длины стоек многоэтажных рам в нормах, как правило, используется приближенная расчетная схема в виде простейшей ячейки независимо от числа этажей и соотношения продольных сил в стойках.

Следует отметить, что применение такой расчетной схемы не предполагает пропорционального возрастания нагрузок на систему в целом.

В [СНиП II-23-81\\*](#) значения расчетной длины стержней для различных систем приведены, как правило, для наиболее неблагоприятных случаев нагружения и работы системы, т.е. зачастую с некоторым запасом. Поэтому в дальнейшем, наряду с разъяснением требований норм, будут приведены также и более строгие расчетные схемы для определения и уточнения значений расчетной длины на основе учета действительной работы системы и схемы нагружения.

Расчетная длина стержней одной и той же системы различна при разных сочетаниях нагрузок, хотя в п. 6.11\* [СНиП II-23-81\\*](#) по этому поводу имеется упрощающее разрешение. В связи с этим при проектировании возможно уточнение значений расчетной длины в соответствии с тем сочетанием нагрузок, при котором выполняется подбор сечений некоторых стержней.

### ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЕТНЫХ ДЛИН ЭЛЕМЕНТОВ

Коэффициенты  $\mu$  для определения расчетной длины элементов постоянного сечения в зависимости от условий закрепления концов и характера нагружения следует принимать по табл. 21 и 22.

Таблица 21

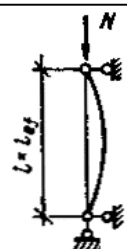
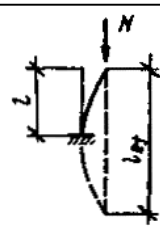
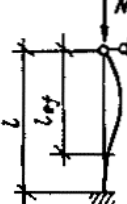
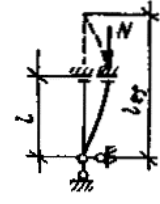
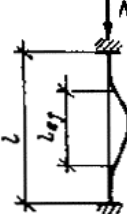
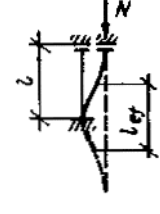
№ п.п.	Расчетная схема стержня	Коэффициент $\mu$	№ п.п.	Расчетная схема стержня	Коэффициент $\mu$
1		1,0	4		2,0
2		0,7	5		2,0
3		0,5	6		1,0

Таблица 22

№ п.п.	Расчетная схема стержня	Коэффициент $\mu$	№ п.п.	Расчетная схема стержня	Коэффициент $\mu$
1		1,12	3		0,69

2		0,73	4		0,56

Коэффициенты  $t$  для установления расчетной длины элементов постоянного сечения с упругими закреплениями концов следует определять по формулам табл. 23.

Таблица 23

Обобщенная расчетная схема	Формулы для определения коэффициента $\mu$	Частные случаи	Расчетные схемы	Формулы для определения коэффициента $\mu$				
	$\sqrt{\frac{n_1(0,25n+1,2)+5,4(N+4)}{n_1(n+2,4)+5,4(n+1)}};$ $0,5 \leq \mu \leq 2,0$	$0 \leq n_1 \leq \infty$		$\sqrt{\frac{n_1+18}{2n_1+4,5}}; \text{ (I)}$ $2,0 \geq \mu \geq 0,7$				
		$n_1 = \infty$		$\sqrt{\frac{0,25n_1+5,4}{n_1+5,4}}; \text{ (II)}$ $1,0 \geq \mu \geq 0,5$				
		$0 \leq n_1 \leq \infty$		$\sqrt{\frac{n+4}{n+1}}; \text{ (III)}$ $2,0 \geq \mu \geq 1,0$				
	$0,5 \sqrt{\frac{(n+4,8)(\psi n+4,8)}{(n+2,4)(\psi n+2,4)}};$ $0,5 \leq \mu \leq 1,0$	$n_1 = \infty$		$0,5 \sqrt{\frac{n+4,8}{n+2,4}}; \text{ (IV)}$ $0,5 \leq \mu \leq 0,7$				
		$0 \leq n_1 \leq \infty$	$\psi = 1$		$\frac{n+4,8}{2n+4,8}; \text{ (V)}$ $1,0 \geq \mu \geq 0,5$			
		$0 \leq n_1 \leq \infty$	$\psi = 0$		$\sqrt{\frac{n+4,8}{2n+4,8}}; \text{ (VI)}$ $1,0 \geq \mu \geq 0,7$			
		$0 \leq n_1 \leq \infty$	$n_1 = \infty$					

	$\pi \sqrt{\frac{3+1,3n}{m_1+3(n+n_1)}};$ $\mu \geq 1,0$	$0 < n_1 \leq \pi^2$	$n =$	$\pi \sqrt{\frac{1,3}{n_1+3}}; \text{ (VII)}$ $2,0 \geq \mu \geq 1,0$
		$n_1 > \pi^2$	$n = 0$	$\frac{\pi}{\sqrt{n_1}} \text{ (VIII)}$

Обозначения, принятые в табл. 23:

$$n = \frac{C_m l}{EI}; \quad n_1 = \frac{C_n l^3}{EI};$$

$C_m$  - коэффициент жесткости упругого защемления, равный значению реактивного момента, возникающего в опорном сечении при повороте его на угол, равный 1,0;

$C_n$  - коэффициент жесткости упругой опоры, равный значению реактивной силы, возникающей в опорном сечении при смещении его на 1,0.

В табл. 24 приведены примеры определения коэффициентов  $C_m$  и  $C_n$ .

Коэффициенты  $\mu$  и  $\mu_z$ ; для установления расчетной длины  $l_{ef} = \mu l(l_{ef,z} - \mu_z l_z)$  пересекающихся элементов постоянного сечения в зависимости от конструктивной схемы узла пересечения следует определять по формулам табл. 25.

Приведенные в табл. 25 расчетные схемы соответствуют следующим случаям загрузки и конструкции пересечения элементов в узле:

- 1) оба элемента не прерываются, поддерживающий элемент сжат;
- 2) оба элемента не прерываются, поддерживающий элемент растянут;

Таблица 24

№ пп	Расчетная схема системы	Определение $\mu = l_{ef}/l$ по формуле табл. 23
1		(VI) при $C_m = \frac{3EI_1}{l_1}$
2		(VI) при $C_m = \frac{4EI_1}{l_1}$
3		(V) при $C_m = \frac{3EI_1}{l_1}$
4		(I) при $C_n = \frac{3EI_1}{l_1^3}$
5		(IV) при $C_m = \frac{3EI_1}{l_1}$
		(IV) при



6		$C_m = \frac{4EI_1}{l_1}$
7		<p>(IV) при <math display="block">C_m = \frac{3EI_1}{l_1 l_2} (l_1 + l_2)</math></p>
8		<p>(III) при <math display="block">C_m = \frac{3EI_1}{l_1 l_2} (l_1 + l_2)</math></p>

3) рассматриваемый элемент не прерывается, поддерживающий элемент сжат, прерывается и перекрывается фасонкой;

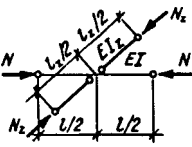
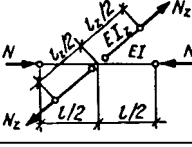
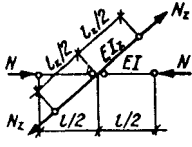
4) рассматриваемый элемент не прерывается, поддерживающий элемент растянут, прерывается и перекрывается фасонкой;

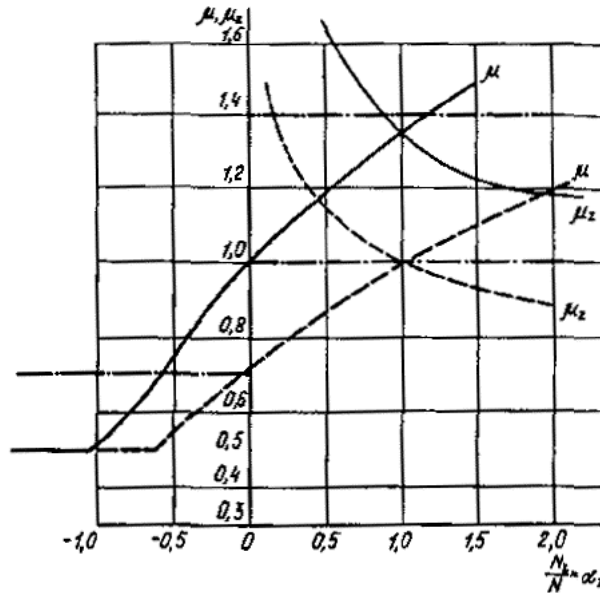
5) рассматриваемый элемент прерывается и перекрывается фасонкой, поддерживающий элемент растянут и не прерывается.

На рис. 13 приведено сопоставление значений коэффициентов  $\mu$  и  $\mu_z$  пересекающихся стержней, определенных по формулам табл. 25 и по табл. 12 СНиП II-23-81\*. Как следует из рис. 13, коэффициенты, согласно СНиП II-23-81\*, не зависят от соотношения усилий в стержнях и совпадают с точными значениями только при неработающем поддерживающем стержне.

Таблица 25

№ п.п	Расчетная схема конструкции узла	$\mu$ и $\mu_z$ при $m = \frac{l_2}{l}$ ; $n_2 = \frac{I_2 l^2}{I_1^2}$ ; $\alpha_z = N_z / N$
1		$\mu = \sqrt{\frac{m + \alpha_z}{m + n_2}} \geq 0,5$
2		$\mu = \sqrt{\frac{m - 0,75\alpha_z}{m + n_2}} \geq 0,5$ ; $\alpha_z > 0$

<p>3</p>		$\mu = \sqrt{1 + 0,82 \frac{\alpha_z}{m}} \geq 0,5$
<p>4</p>		$\mu = \sqrt{1 - 0,75 \frac{\alpha_z}{m}} \geq 0,5 ;$ $\alpha_z > 0$
<p>5</p>		$\mu = 0,5 \text{ при}$ $EI_z \geq \frac{N l^3}{12 l} \left(1 - \frac{\alpha_z}{m}\right);$ $1 \geq \frac{\alpha_z}{m} > 0$



Условные обозначения:

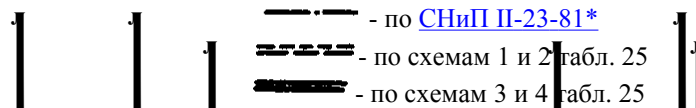


Рис График для определения значений коэффициентов расчетных длин пересекающихся стержней при равных длинах и жесткостях при различных условиях в них

Расчетные длины  $l_{ef}(l_{ef,1})$  неразрезных стержней постоянного сечения с различными сжимающими или растягивающими усилиями в пролетах как в плоскости, так и из плоскости конструкции можно определять по формулам табл. 26. Граничные условия, приведенные в поз. 1 и 2 табл. 26 соответствуют расчетной схеме верхнего пояса фермы, а в поз. 3 и 4 - подкрановой ветви решетчатой колонны. При вычислении параметра  $D$  по поз. 2 и 4 табл. 26 растягивающие усилия в стержнях необходимо принимать со знаком “минус”.

Коэффициенты расчетной длины  $\mu$  колонн постоянного сечения свободных рам в плоскости рамы при жестком креплении ригелей к колоннам и при одинаковом нагружении верхних узлов следует определять по формулам табл. 17, а СНиП II-23-81\*. При этом вместо формул (70, а) и (70, б) при предельных значениях параметров  $p$  и  $n$  допускается пользоваться формулами табл. 27.

Коэффициенты расчетной длины  $\mu$  колонн постоянного сечения несвободных рам

(рис. 14) в плоскости рамы при жестком креплении ригелей к колоннам и при одинаковом нагружении верхних узлов следует определять по формуле 70, в СНиП II-23-81\*. При этом в частных случаях эта формула может быть упрощена:

$$\left. \begin{aligned} \text{при } p = 0 \mu &= \sqrt{\frac{1+0,46n}{1+0,93n}}; \\ \text{" } p = \infty \mu &= \sqrt{\frac{1+0,39n}{2+1,54n}}. \end{aligned} \right\} \quad (51)$$

Таблица 26

№ пп	Расчетная схема элемента конструкции	Отношение усилий	Расчетная длина $l_{ef}(l_{efl})$
1	<p>В плоскости</p>	$\alpha = \frac{N_2}{N_{max}};$ $1 \geq \alpha \geq -0,55$	$l(0,17\alpha^3 + 0,83) \geq 0,8l$
2	<p>Из плоскости</p>	$\beta = \frac{\sum_{i=2}^q N_i}{N_{max}};$ $(q-1) \geq \beta \geq -0,5$	$l_1 \left[ 0,75 + 0,25 \left( \frac{\beta}{q-1} \right)^{2q-3} \right] \geq 0,5l_1$
3	<p>В плоскости</p>	$\alpha = \frac{N_2}{N_{max}};$ $1 \geq \alpha \geq 0$	$l\sqrt{0,59\alpha^3 + 0,36} \geq 0,6l$
4	<p>Из плоскости</p>	$\beta = \frac{\sum_{i=2}^q N_i}{N_{max}};$ $(q-1) \geq \beta \geq 0$	$l_1 \frac{0,54\beta + 0,6\sqrt{q}}{q} \geq 0,5l_1$

Таблица 27

$p$	$n$	Формулы для определения коэффициента $\mu$
$\infty$	От 0,03 до 0,2	$1,21 \sqrt{\frac{n+0,22}{n+0,08}}$
	Св. 0,2	$\sqrt{\frac{n+0,28}{n}}$
	От 0,03 до 0,2	$2,15 \sqrt{\frac{n+0,22}{n}}$

0	Св. 0,2	$2,0 \sqrt{\frac{n+0,28}{n}}$
$0,03 \leq p \leq 50$	$\infty$	$\frac{p+0,63}{\sqrt{p(p+0,9)+0,1}}$

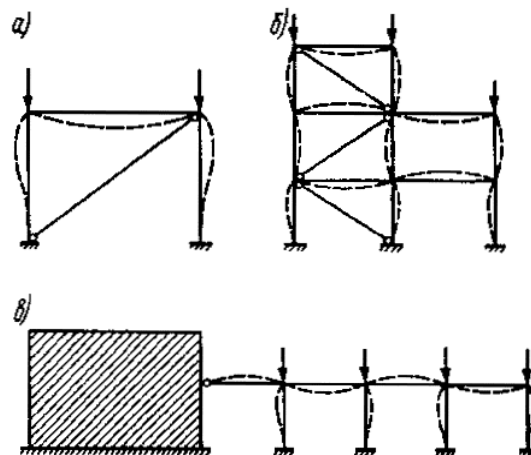


Рис Схемы деформаций несвободных рам  
 а - одноэтажных; б - многоэтажных; в - многопролетных

При наличии жесткого диска покрытия или продольных связей по верху колонн в расчетный блок допускается включать по две рамы с каждой стороны, перпендикулярной плоскости рассматриваемой рамы. При этом коэффициент  $\mu_{max}$  расчетной длины наиболее нагруженной колонны постоянного сечения в производственном здании с кранами (мостовыми или подвесными) при неравномерном распределении нагрузок от крана следует определять по формуле

$$\mu_{max} = \mu \sqrt{\sum_{i=1}^{k_l+1} \sum_{j=1}^5 \alpha_{ij} \left| \sum_{i=1}^{k_l+1} \sum_{j=1}^5 X_{ij} \right|}; \quad (52)$$

(но не менее  $0,7\mu$ ),

где  $\mu$  - коэффициент расчетной длины рассматриваемой колонны одно- и многопролетного здания при равномерном нагружении узлов, определенный согласно пп. 6.9 и 6.10;

$$\alpha_{ij} = \frac{N_{ij}}{N_{max}};$$

здесь  $N_{max}$  - усилие в наиболее нагруженной колонне рассматриваемой плоской рамы;

$N_{ij}$  - усилия во всех колоннах (в том числе в рассматриваемой) расчетного блока;

$$X_{ij} = \frac{I_{cij}}{I_{c,max}};$$

$I_{c,max}$  - момент инерции наиболее нагруженной колонны рассматриваемой плоской рамы;

$I_{cij}$  - моменты инерции всех колонн расчетного блока;

$i = 1, 2, \dots, k_l + 1$  - номер колонны в плоскости рамы ( $k_l$  - число пролетов);

$j = 1, 2, 3, 4, 5$  - номер рамы.

Коэффициенты  $\mu_l$  расчетной длины нижнего участка одноступенчатых колонн при различном креплении их верхних концов следует определять в зависимости от соотношения нагрузок, длины и жесткостей верхнего и нижнего участков по формулам [табл. 28](#), в которой приведены конструктивные схемы производственных зданий, соответствующие различным расчетным схемам колонн, и [табл. 29](#).

## ПРИМЕРЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ РАСЧЕТНЫХ ДЛИН СТОЕК РАМ

**Пример** Рассмотрим случаи определения коэффициентов  $\mu$  расчетной длины стоек при предельных значениях  $n$  и  $p$ .

При  $n$  и  $p$ , стремящихся к бесконечности, по формулам [табл. 27](#) находим:

а) при  $p = \infty$  и  $n = 0,2$   $\mu = 1,21 \sqrt{\frac{0,2 + 0,22}{0,2 + 0,08}} = 1,48$  ;

б) при  $p = \infty$  и  $n = 5,0$   $\mu = \sqrt{\frac{5 + 0,28}{5}} = 1,03$  .

При  $p = 50$  и  $n = 0,2$  и  $n = 5,0$  согласно п. 6.10\* [СНиП II-23-81\\*](#) получим соответственно  $\mu = 1,49$  и  $\mu = 1,03$ .

В случае шарнирного закрепления в фундаменте стойки одного яруса рамы рекомендуется пользоваться формулами [табл. 27](#) при  $p = 0$  и  $n > 0,2$ . Откуда находим:

а) при  $p = 0$  и  $n = 1,0$   $\mu = 2 \sqrt{\frac{1,0 + 0,28}{1,0}} = 2,26$  ;

б) при  $p = 0$  и  $n = \infty$   $\mu = 2 \sqrt{\frac{n + 0,28}{n}} = 2\sqrt{1} = 2$  .

Таблица 28

№ п.п.	Конструктивная схема производственного здания	Расчетная схема колонны	Формулы для определения коэффициента $\mu_i$ нижнего участка колонны
1			$\sqrt{\frac{n\alpha_i^2(66-\alpha_i^2)[\alpha_i^2(2,2n+1)+2]+(16,6-0,5\alpha_i)(1,3\alpha_i^2+2)}{0,18n\alpha_i^2(66-\alpha_i^2)+3,6(2,3+\alpha_i^2)}}$
2			<p>При <math>\alpha_i \leq 1,2</math></p> $\sqrt{\frac{(0,76-0,13\alpha_i)[\alpha_i^2(5,3n+1)+(5,3+n)]}{n+1}};$ <p>при <math>\alpha_i &gt; 1,2</math></p> $\sqrt{\frac{(0,56+0,039\alpha_i)[\alpha_i^2(5,3n+1)+(5,3+n)]}{n+1}}$
3			$\sqrt{\frac{m(n+1,5)(\rho+m)+0,22n+[m^2+1,1n(m-\rho)]n\rho/\sqrt{n}}{0,4[(n+m^2)+3nm(m+1)]}}$
4			$\sqrt{\frac{m^2(3,5-\rho^2)+(m^2+0,4m+1)[0,26(n+6)(n+0,15)+m\rho(1/\sqrt{n}+1)]}{m^2+n^2+4n(m^2+1,5m+1)}}$

Обозначения, принятые в табл. 28:

$$n = \frac{I_2 l_1}{l_2 I_1}; \quad m = \frac{l_2}{l_1}; \quad \rho = \frac{1}{\beta}; \quad \beta = \frac{F_1 + F_2}{F_2}; \quad \alpha_i^2 = \frac{m}{n\beta}$$

Таблица 29

№ п.п.	Расчетная схема колонны	Условие нагружения колонны	Формулы для определения коэффициента $\mu_{ij}$ нижнего участка колонны
1		$F_2 = 0$	$\mu_{11} = 2,0$
2		$F_1 = 0$	$\mu_{12} = \sqrt{\frac{m(66n-m)[m(2,2n+1)+2n]+(16,6-0,5\sqrt{m/n})(1,3m^2+2n^2)}{n[0,18m(66n-m)+3,6(2,3n+3,6m)]}}$
3		$F_2 = 0$	$\mu_{11} = \sqrt{\frac{0,76(5,3+n)}{n+1}}$
			При $\sqrt{m/n} \leq 1,2$

4		$F_1 = 0$	$\mu_{12} = \sqrt{\frac{(0,76 - 0,13\sqrt{m/n})[m(5,3n+1) + n(5,3+n)]}{n(n+1)}}$ при $\sqrt{m/n} > 1,2$ $\mu_{12} = \sqrt{\frac{(0,56 + 0,039\sqrt{m/n})[m(5,3n+1) + n(5,3+n)]}{n(n+1)}}$
5		$F_2 = 0$	$\mu_{11} = \sqrt{\frac{m^2(n+1,5) + 0,22n}{0,4[(n+m^2) + 3nm(m+1)]}}$
6		$F_1 = 0$	$\mu_{12} = \sqrt{\frac{m(m+1)(n+1,5) + 0,22n + [m^2 + 1,1n(m-1)]m/\sqrt{n}}{0,4[(n+m^2) + 3nm(m+1)]}}$
7		$F_2 = 0$	$\mu_{11} = \sqrt{\frac{3,5m^2 + (m^2 + 0,4m + 1)0,26(n+6)(n+0,15)}{m^2 + n^2 + 4n(m^2 + 1,5m + 1)}}$
8		$F_1 = 0$	$\mu_{12} = \sqrt{\frac{2,5m^2 + (m^2 + 0,4m + 1)[0,26(n+6)(n+0,15) + m(1/\sqrt{n} + 1)]}{m^2 + n^2 + 4n(m^2 + 1,5m + 1)}}$

Обозначения, принятые в табл. 29:

$$m = \frac{l_2}{l_1}; \quad n = \frac{I_2 l_1}{l_2 I_1}$$

**Пример 2.** Требуется определить значения коэффициентов расчетной длины  $\mu$  средних колонн многопролетных и многоэтажных зданий.

1. *Исходные данные.* Двухпролетная одноэтажная рама с жестким закреплением колонн в фундаментах и жестким креплением ригелей к колоннам постоянного сечения. Здесь и далее в примерах принимаем  $l_{r1} = l_{r2} = l_r$ ;  $I_{r1} = I_{r2} = I_r$ ; (одинаковые пролеты и сечения ригелей);  $I_r/I_c = 3$ ;  $l_c/l_r = 0,2$ ;

а) здание, нагруженное силами  $N$  во всех узлах по верху колонн.

При  $k = 2$  и  $n_1 = n_2 = \frac{I_r l_c}{l_r I_c} = 0,6$

вычислим  $n = \frac{(n_1 + n_2)k}{k+1} = \frac{1,2 \cdot 2}{3} = 0,8$ ;

по табл. 17, а [СНиП II-23-81\\*](#)  $\mu = \sqrt{\frac{0,8 + 0,56}{0,8 + 0,14}} = 1,2$ ;

б) здание при неравномерном нагружении узлов в плоскости рамы (одной колонны силой  $N$ , а двух других - силами  $0,5N$ ).

По формуле (52) при  $\sum \alpha_i = 1 + 0,5 + 0,5 = 2$  и  $\sum X_i = 3$

$$\mu = 1,2 \sqrt{\frac{2}{3}} = 0,98;$$

в) здание при наличии продольных связей в конструкции и нагружении в расчетном блоке

(из пяти рам) одной колонны в средней раме силой  $N$  и двух других колонн в средней раме силами  $0,5N$ , а остальных колонн в четырех рамах - силами  $0,3N$ .

Тогда  $\Sigma\alpha_i = 12 \cdot 0,3 + 2 \cdot 0,5 + 1 = 5,6$ , и  $\Sigma X_i = 15$ .

По формуле (52)  $\mu = 1,2 \sqrt{\frac{5,6}{15}} = 0,73$ ;

г) здание при нагружении одной колонны в средней раме силой  $N$ , двух других колонн силами  $0,3N$  и всех колонн в оставшихся четырех рамах расчетного блока силами  $0,1 N$ .

При  $\Sigma\alpha_i = 12 \cdot 0,1 + 2 \cdot 0,3 + 1 = 2,8$  и  $\Sigma X_i = 15$  по формуле (52)  $\mu = 1,2 \sqrt{\frac{2,8}{15}} = 0,52$ .

Так как вычисленное  $\mu < 0,7$ , следует принять  $\mu = 0,7$  (см. поз. 2 табл. 21);

д) конструкция обеспечена от возможности боковой потери устойчивости системы в целом и ее можно отнести к категории несвободной рамы.

При  $n = 0,8$  по формуле (51)  $\mu = \sqrt{\frac{1 + 0,39 \cdot 0,8}{2 + 1,54 \cdot 0,8}} = 0,64$ .

2. *Исходные данные.* Десятипролетная одноэтажная рама с жестким закреплением колонн в фундаментах и жестким креплением ригелей равных пролетов и сечений к колоннам постоянного сечения нагружена силой  $N$  во всех узлах:

а)  $I_r/I_c = 3$ ;  $l_c/l_r = 0,2$ .

При  $k = 10$  и  $n_1 = \frac{I_r l_c}{l_r I_c} = 0,6$   $n = \frac{1,2 \cdot 10}{11} = 1,09$ ;

по табл. 17, а СНиП II-23-81\*  $\mu = \sqrt{\frac{1,09 + 0,56}{1,09 + 0,14}} = 1,16$ ;

б)  $I_r/I_c = 3$ ;  $l_c/l_r = 2$ .

При  $k = 10$  и  $n_1 = n_2 = \frac{I_r l_c}{l_r I_c} = 3 \cdot 2 = 6$   $n = \frac{12 \cdot 10}{11} = 10,9$ ;

по табл. 17, а СНиП II-23-81\*  $\mu = \sqrt{\frac{10,9 + 0,56}{10,9 + 0,14}} = 1,02$ .

**Пример 3.** Требуется определить значения коэффициентов  $\mu_l$  расчетной длины нижнего участка одноступенчатых колонн при различных значениях параметров, приведенных в табл. 28 и 29:

1) для схемы 1 при  $\rho = 0,2$ ,  $m = 2,0$ ,  $I_2/I_1 = 0,5$ ,  $n = 0,25$  вычислим  $\alpha_1^2 = 1,6$ ; при  $1,35 - 0,35\alpha_1 = 0,91 > n$  по формуле поз. 1 табл. 28  $\mu_l = 3,28$ ;

2) для схемы 1 при  $F_1 = 0$  и  $m = 2,0$ ,  $I_2/I_1 = 0,5$ ,  $n = 0,25$  вычислим  $\alpha_1^2 = 8,0$ ; при  $1,35 - 0,35\alpha_1 = 0,36 > n$  по формуле поз. 1 табл. 28  $\mu_l = 7,15$ ;

3) для схемы 2 при  $\rho = 0,2$ ,  $m = 2,0$ ,  $I_2/I_1 = 0,5$ ,  $n = 0,25$  вычислим  $\alpha_1^2 = 1,6$ ; при  $1,35 - 0,35\alpha_1 = 0,91 > n$  по формуле поз. 2 табл. 28  $\mu_l = 2,12$ ;

4) для схемы 2 при  $\rho = 0,8$ ,  $m = 2,0$ ,  $I_2/I_1 = 1,2 > 1$ ,  $n = 0,6$  вычислим  $\alpha_1^2 = 2,7$ ; при  $1,35 - 0,35\alpha_1 = 0,78 > n$  по формуле поз. 2 табл. 28  $\mu_l = 2,59$ ;

5) для схемы 3 при  $F_2 = 0$  и  $\rho = 0$ ,  $m = 2,0$ ;  $I_2/I_1 = 0,04$ ,  $n = 0,02$  по формуле поз. 5 табл. 29  $\mu_l = 1,86$ ;

6) для схемы 3 при  $F_1 = 0$  и  $\rho = 1,0$ ,  $m = 0,1$ ,  $I_2/I_1 = 1,0$ ,  $n = 10,0$  по формуле поз. 6 табл. 29  $\mu_l = 0,77$ ;

7) для схемы 4 при  $F_2 = 0$  и  $\rho = 0$ ,  $m = 2,0$ ,  $I_2/I_1 = 0,04$ ,  $n = 0,02$  по формуле поз. 7 табл. 29  $\mu_l = 1,83$ ;

8) для схемы 4 при  $F_1 = 0$  и  $\rho = 1,0$ ,  $m = 0,1$ ,  $I_2/I_1 = 1,0$ ,  $n = 10,0$  по формуле поз. 8 табл. 29



$$\mu_I = 0,55.$$

Ограничения гибкостей сжатых стержней вводятся с целью повышения экономичности и надежности стальных конструкций. В определенной мере это реализуется за счет более полного использования прочностных свойств стали как материала, поскольку с увеличением гибкости стержней уровень использования прочности стали уменьшается. Отсюда следует, что применять высокопрочные стали при больших гибкостях экономически нецелесообразно. Ограничения гибкостей способствуют также уменьшению искривлений стержней при изготовлении, транспортировании и монтаже. Для стержней, сечения которых назначаются по предельным гибкостям, допускается увеличить предельную гибкость в соответствии со [СНиП II-23-81\\*](#).

## ПРОВЕРКА УСТОЙЧИВОСТИ СТенок И ПОЯСНЫХ ЛИСТОВ ИЗГИБАЕМЫХ И СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

### ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

При решении вопросов устойчивости пластинок, образующих сечения элементов стальных конструкций, обычно рассматриваются прямоугольные пластинки под действием внешней нагрузки в срединной плоскости пластинки. В докритическом состоянии пластинки считаются идеально плоскими (рис. 15).

За критическое состояние пластинок принимается момент бифуркации (разветвления) форм ее равновесия, когда одновременно с плоской формой равновесия может существовать форма, возникающая при выпучивании пластинок.

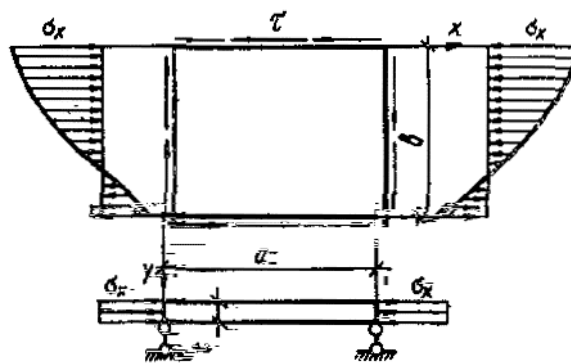


Рис 15 Схема нагружения пластинки

Решение задачи устойчивости пластинки состоит из двух этапов. *На первом этапе* вычисляются компоненты напряженно-деформированного докритического состояния в пределах упругости или с применением одной из теорий пластичности. При этом обычно рассматривается изолированная пластинка, нагруженная по контуру нагрузкой, и для любой точки с координатами  $x, y$  вычисляются компоненты напряжений и деформаций. Однако, целесообразнее на этом этапе исследовать работу стержня, в состав которого входит пластинка, и определить для нее компоненты напряженно-деформированного состояния.

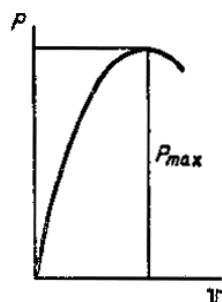
*На втором этапе* решается задача определения критического состояния пластинки, которая может быть сформулирована в различной постановке. При прямом ходе решения задачи для заданной гибкости пластинки и вычисленных компонентов напряженно-деформированного состояния определяется внешняя нагрузка, соответствующая критическому состоянию. При обратном ходе решения для заданной внешней нагрузки вычисляется гибкость пластинки, соответствующая ее критическому состоянию. В упругопластических задачах чаще применяется обратный ход решения, так как за пределом упругости связь между параметром нагрузки и деформациями пластинки становится неоднозначной, что значительно усложняет процесс определения критической нагрузки для пластинки заданной гибкости. Особенно трудоемким становится этот процесс при наличии нескольких компонентов напряжений.

Компоненты напряжений и деформаций, как правило, вычисляются с использованием зависимостей теории малых упругопластических деформаций, разработанной А. А.

Ильюшиным [20], и с учетом концепции Шенли о продолжающемся нагружении в момент бифуркации. Справедливость этой концепции доказана в ряде работ. В работе [121] показано, что результаты расчета, полученные с учетом концепции Шенли, наиболее близки к экспериментальным данным. Кроме того, активность всех пластических деформаций в процессе потери устойчивости уменьшает сопротивление пластинки выпучиванию, что идет в запас устойчивости, а также существенно упрощает исследования.

При решении задачи устойчивости для изолированных пластинок внешняя нагрузка принимается в виде эпюр компонентов деформаций или напряжений, удовлетворяющих уравнениям равновесия в интегральной форме (например, внецентренное сжатие и чистый сдвиг). В этом случае не рассматривается первый этап решения задачи, что ограничивает область применения полученных результатов, так как действительное распределение компонентов напряжений и деформаций в сечениях элементов не всегда соответствует принятой схеме расчета пластинки.

Более обоснованной является постановка, включающая оба этапа решения задачи. В этом случае на первом этапе определяется нагрузка, соответствующая принимаемому предельному состоянию стержня. Это может быть точка максимума на кривой равновесных состояний (рис. 16) или другая точка, соответствующая предельному состоянию стержня. Из решения задачи для предельного состояния всего стержня вычисляются компоненты напряженно-деформированного состояния, которые являются исходными данными для определения критической гибкости пластинок, составляющих поперечное сечение стержня. Такой подход позволяет реализовать принцип равноустойчивости, сущность которого заключается в том, что предельное состояние всего стержня и элементов сечения (пластинок) соответствует одному значению внешней нагрузки. Описанная схема реализована в расчетах устойчивости стенок и поясов центрально- и внецентренно-сжатых стержней, когда напряженно-деформированное состояние в опасном сечении определялось из решения соответствующей задачи для всего стержня.



**Рис** Кривая равновесных состояний стержня  
 $P$  - параметр нагрузки;  $v$  - характерное перемещение стержня

Анализ результатов решения задач для элементов сечений стержней позволил получить достаточно общую зависимость критической гибкости пластинки от величины деформаций и закона их распределения. В общем случае условная гибкость пластинки  $\bar{\lambda}_w = (b/t)\sqrt{R_y/E}$  может быть вычислена из формулы

$$\bar{\lambda}_w = \frac{0,934}{\sqrt{(1-v^2)[\theta_o + k_1(\bar{\epsilon}_1 - \bar{\epsilon}_{pc})]}} \quad (53)$$

где  $v$  - коэффициент Пуассона;

$\theta_o, k_1$  - коэффициенты, приведенные в табл. 30 для диаграммы Прандтля в зависимости от параметра  $\alpha_1 = 1 - \bar{\epsilon}_2/\bar{\epsilon}_1$ , характеризующего распределение деформаций по ширине пластинки;

$\bar{\epsilon}_1, \bar{\epsilon}_2$  - деформации на продольных краях пластинки ( $\bar{\epsilon}_1 > \bar{\epsilon}_2$ );

$\bar{\epsilon}_{pc}$  - деформация, соответствующая пределу пропорциональности.

Здесь  $\bar{\varepsilon}_1 = \varepsilon_1 E / R_y$ ;  $\bar{\varepsilon}_2 = \varepsilon_2 E / R_y$ ,  $\bar{\varepsilon}_{pz} = \varepsilon_{pz} E / R_y$ .

Таблица 30

Условная гибкость	Коэффициенты	Значения $\theta_o$ и $k_I$ при $\alpha$ , равном				
		0	0,5	1,0	1,5	2,0
$\bar{\lambda}_1$	$\theta_o$	0,167	0,127	0,0896	0,0523	0,030
	$k_I$	0,361	0,249	0,1600	0,0898	0,0498
$\bar{\lambda}_2$	$\theta_o$	0,250	0,187	0,1290	0,0750	0,0419
	$k_I$	0,345	0,239	0,1520	0,0855	0,0475
$\bar{\lambda}_3$	$\theta_o$	2,320				

Обозначения, принятые в табл. 30:

- условная гибкость стенки двутавра или прямоугольного коробчатого сечения с учетом частичного защемления в поясах;
- условная гибкость стенки швеллера или квадратного трубчатого сечения при шарнирном закреплении продольных сторон;
- условная гибкость полки двутавра или крестового сечения;
- условная гибкость одиночного свеса, наиболее напряженного по закрепленной кромке;
- условная гибкость одиночного свеса, наиболее напряженного по свободной кромке.

В табл. 31 приведены значения условной гибкости в зависимости от максимальной пластической деформации и параметра  $\alpha$ . При этом учитывалось изменение коэффициента Пуассона, влияние начальных несовершенств пластинки [22] и уменьшение эффекта защемления при развитии пластических деформаций. В упругой области коэффициент упругого защемления определялся по данным работы [22].

Таблица 31

1,0	$\bar{\lambda}_3$	0,808	0,683	0,601	0,569	0,509	0,451	0,411	0,384
	$\bar{\lambda}_4$	1,151	0,866	0,730	0,647	0,594	0,511	0,462	0,428
	$\bar{\lambda}_5$	0,662	0,524	0,448	0,402	0,369	0,323	0,292	0,267
1,5	$\bar{\lambda}_1$	3,366	2,996	2,527	2,248	2,036	1,762	1,592	1,179
	$\bar{\lambda}_2$	3,353	2,733	2,385	2,256	1,841	1,735	1,881	1,477
	$\bar{\lambda}_3$	0,967	0,790	0,689	0,624	0,572	0,502	0,457	0,427
	$\bar{\lambda}_4$	3,326	2,467	2,118	1,864	1,691	1,467	1,327	1,234
	$\bar{\lambda}_5$	0,760	0,646	0,584	0,526	0,485	0,430	0,394	0,361
2,0	$\bar{\lambda}_1$	5,489	4,085	3,414	3,004	2,723	2,359	2,133	1,983
	$\bar{\lambda}_2$	4,644	3,735	3,225	2,890	2,468	2,327	2,121	1,981
	$\bar{\lambda}_3$	1,002	0,842	0,736	0,664	0,612	0,540	0,494	0,463
	$\bar{\lambda}_4$	4,628	3,456	2,892	2,547	2,310	2,002	1,811	1,683
	$\bar{\lambda}_5$	0,883	0,725	0,632	0,569	0,524	0,462	0,423	0,382

Применение в расчетах данных [табл. 31](#) позволяет вычислять наибольшую гибкость элементов сечения (стенок и поясов) в зависимости от вида напряженно-деформированного состояния и уровня напряжений. Применение такой методики целесообразно, когда внешние нагрузки меньше предельных для всего стержня, так как в этом случае расчет по формулам [СНиП II-23-81\\*](#) приводит к излишним ужесточениям. Однако для пользования данными [табл. 31](#) необходимо выполнить расчет всего стержня для определения деформаций в наиболее опасном сечении с учетом требований [СНиП II-23-81\\*](#).

### СТЕНКИ И ПОЯСНЫЕ ЛИСТЫ ЦЕНТРАЛЬНО ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫХ СЖАТО ИЗГИБАЕМЫХ И ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Проверка устойчивости стенок и поясных листов изгибаемых и сжатых элементов выполняется на основе теории устойчивости прямоугольных пластинок, работающих в упругой стадии или за пределом упругости и имеющих соответствующие граничные условия. Остаточные напряжения, закритическая стадия работы и начальные несовершенства пластинок, за исключением стенок тонкостенных балок, учтены косвенным путем - корректировкой результатов, полученных без учета этих факторов.

Стенки балок, в которых действуют все компоненты напряженного состояния ( $\sigma$ ,  $\tau$  и  $\sigma_{loc}$ ), рассчитываются в предположении упругой работы материала. В стенках балок, в которых отсутствуют местные напряжения ( $\sigma_{loc} = 0$ ), допускается учет развития пластических деформаций при выполнении условий, указанных в п. 7.5 [СНиП II-23-81\\*](#).

Установленные ограничения условной гибкости стенок приведены для балок, работающих в пределах упругих деформаций. При этом наиболее опасным напряженным состоянием для устойчивости стенки является чистый сдвиг, когда касательные напряжения в стенке равны  $R_s$ . Принимая в этом случае в формуле (76) [СНиП II-23-81\\*](#)  $\tau_{cr} = R_s \mu = 2$  (усредненное значение), получим  $\bar{\lambda}_w = 3,5$ . Для сечений балок, находящихся под действием изгиба, эти ограничения могут быть несколько увеличены в соответствии с формулой (75) [СНиП II-23-81\\*](#) при  $\sigma_{cr} = R_y$ .

Для балок с односторонними поясными швами указанное значение  $\bar{\lambda}_w$  снижено на 10 % в связи с уменьшением степени защемления стенки балки в поясах.

При одновременном действии в сечении балок, работающих в упругой области, нормальных  $\sigma$ , касательных  $\tau$  и местных  $\sigma_{loc}$  напряжений проверка устойчивости стенок выполняется на основе зависимости для предельных поверхностей взаимодействия между указанными напряжениями, принципы построения которых приведены в [23]. Для практических расчетов эти зависимости представлены в [СНиП II-23-81\\*](#) в виде формул (74), (79), (82) и (87).

Устойчивость стенок балок проверяется с учетом их частичного защемления в поясах, степень которого при упругой работе балки зависит от соотношения жесткостей пояса и стенки. Эффект защемления стенки поперечными ребрами жесткости не учитывается, и в местах их постановки принимается шарнирное опирание кромок.

Формула (75) [СНиП II-23-81\\*](#) дает минимальное значение критических напряжений при чистом изгибе стенки, которые соответствуют отношению длины отсека к его высоте  $a/h_{ef} = 0,667$ . Если отношение  $a/h_{ef}$  не кратно 0,667, то критические напряжения будут выше. Коэффициент, учитывающий упругое защемление стенки в поясах, изменяется в пределах от 1,39 при  $\delta = 0,8$  до 1,65 при  $\delta = 30$ , где  $\delta$  - определяется по формуле (77) [СНиП II-23-81\\*](#). Эти значения подтверждаются результатами, приведенными в [22].

Значение критических касательных напряжений зависит от отношения сторон расчетного отсека, гибкости стенки и условия закрепления ее продольных сторон. Влияние этих параметров для упругой пластинки подробно рассмотрено в [22], где получены значения коэффициента, характеризующего влияние упругого защемления продольных сторон пластинки. Формула (76) [СНиП II-23-81\\*](#) дает значения критических касательных напряжений с некоторым запасом, который соответствует минимальным значениям коэффициента  $\delta$ , характеризующего соотношение жесткостей пояса и стенки.

Значения критического локального напряжения  $\sigma_{loc,cr}$ , вычисляемые по формуле (80) с учетом данных табл. 23 [СНиП II-23-81\\*](#), принимаются независимыми от длины распределения давления колеса крана  $l_{ef}$ . Изменение  $l_{ef}$  влияет на величину коэффициента  $\rho = (3,4/c)(l_{ef}/h_{ef})$ , где  $c = 3,25$  - для сварных балок;  $c = 4,5$  - для балок на высокопрочных болтах. Табл. 23 [СНиП II-23-81\\*](#) получена для постоянного значения  $\rho = 0,38$ . Более точно значение  $\sigma_{loc,cr}$  с учетом длины распределения давления колеса допускается определять по формуле

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{X(a_0 + a_1\rho + a_2\rho^2)R_y}{\rho\bar{\lambda}_a^2}, \quad (54)$$

$$\text{где } \bar{\lambda}_a = \frac{a}{h_{ef}} \sqrt{R_y/E};$$

$a_i = a_{i1} + a_{i2}(a/h_{ef}) + a_{i3}(a/h_{ef})^2$  значения  $a_{ij}$ , приведены в табл. 32.

Таблица 32

i	Значения $a_{ij}$ при j, равном		
	1	2	3
0	-0,815	4,577	-1,02
1	9,467	-25,50	16,93
2	1,011	22,84	-19,70

Значения X при  $1 \leq \delta \leq \left(\frac{7a}{h_{ef}} + 0,5\right)$  вычисляются по формуле

$$X = 1,6 - 0,06 \frac{a}{h_{ef}} + 0,1 \times \sqrt{\left(6,75 \frac{a}{h_{ef}} - 3\right)(\delta - 1) - \left(0,223 \frac{a}{h_{ef}} - 0,055\right)(\delta - 1)^2} \quad (55)$$

При  $\delta > (7a/h_{ef} + 0,5)$  значения X принимаются постоянными, равными значению X, вычисленному при  $\delta = 7a/h_{ef} + 0,5$ . При  $0 \leq \delta \leq 1$  значения X вычисляются линейной интерполяцией между значениями  $X = 1$  и  $X = 1,6 - 0,067a/h_{ef}$ .

**Пример** Расчет  $\sigma_{loc,cr}$  по предлагаемой методике и [СНиП II-23-81\\*](#).

Исходные данные:  $a = 150$  см,  $h_{ef} = 156$  см,  $t_f = 2$  см,  $t = 1,4$  см,  $b_f = 60$  см,  $I_{If} = 1587$  см<sup>4</sup>.

Вычисляем необходимые параметры:

$$l_{ef} = 3,25 \sqrt{\frac{1587}{1,4}} = 33,9 \quad \text{см}; \quad a/h_{ef} = 0,962;$$

$$\delta = 2 \frac{60}{156} \left( \frac{2,0}{1,4} \right)^3 = 2,24$$

Из табл. 23 [СНиП II-23-81\\*](#) находим  $c_1 = 19,7$ ;  $\sigma_{loc,cr} = 19,7 R_y / \bar{\lambda}_a^2$ .

По формуле (55) вычисляем  $X = 1,74$ ;  $\rho = \frac{3,4}{3,25} \frac{3,39}{1,56} = 0,227$ .

Вычисляем коэффициенты, входящие в формулу (54):

$$a_0 = -0,815 + 4,577 \cdot 0,962 - 1,02 \cdot 0,962^2 = 2,644;$$

$$a_1 = 9,467 - 25,5 \cdot 0,962 + 16,93 \cdot 0,962 = -0,606;$$

$$a_2 = 1,011 + 22,84 \cdot 0,962 - 19,70 \cdot 0,962 = 4,753.$$

Тогда  $\sigma_{loc,cr} = 1,74(2,644 - 0,606 \cdot 0,227 + 4,753 \times 0,227^2) \frac{R_y}{0,227^2 \bar{\lambda}_a^2} = 21,1 R_y / \bar{\lambda}_a^2$ .

Применение формул (54) и (55) дает возможность учитывать изменение параметра  $\rho$  и приводит к увеличению  $\sigma_{loc,cr}$ .

При расчете стенок балок, работающих за пределом упругости, распределение напряжений в стенке вычисляется с применением зависимостей теории пластичности. Величина напряжения на кромках не является основной характеристикой их взаимодействия как в упругой области, поэтому в дальнейших расчетах при проверке устойчивости стенки используется величина изгибающего момента, а не краевого напряжения.

Подробный анализ расчета устойчивости стенок и поясов изгибаемых элементов, работающих за пределом упругости, приведен в [разд. 5](#).

Размеры стенок и поясов центрально-сжатых элементов установлены из условия равноустойчивости стержня и элементов его сечения. Предельное состояние стержня и деформации в расчетном сечении определены с учетом случайных эксцентриситетов внешней нагрузки и начальных несовершенств стержня. Случайные эксцентриситеты принимались относительно оси, перпендикулярной поясам сечения (рис. 17).

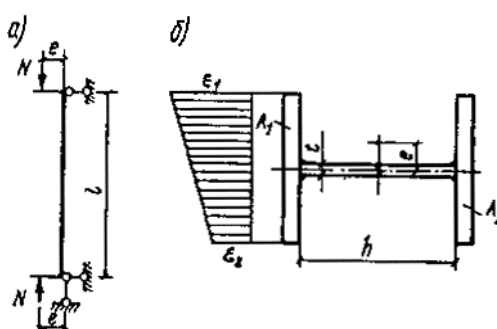


Рис К расчету на устойчивость стенки сжатого стержня  
а - схема стержня; б - схема сечения и эпюры деформаций

При вычислении критической гибкости стенки в расчетные формулы необходимо подставлять значение гибкости стержня  $\lambda$ , которое использовалось при проверке общей устойчивости стержня. В сквозных стержнях устойчивость стенки каждой ветви проверяется на устойчивость в пределах участка между узлами решетки с учетом расчетного значения гибкости ветви на этом участке.

Формулы табл. 27\* [СНиП II-23-81\\*](#) получены из расчета устойчивости пластинки, которая является стенкой центрально-сжатого стержня и работает по схеме (см.

рис. 17). При этом учитывается частичное защемление стенки в поясах, которое зависит от уровня сжимающих деформаций и от соотношения жесткостей стенки и поясов в упругой области. В [23] показано, что увеличение площади поясов несколько улучшает условия работы стенки, однако это влияние незначительно и в [СНиП II-23-81\\*](#) не учитывается.

Для стержней швеллерного и коробчатого сечений при одинаковой гибкости стержня необходимы более толстые стенки, чем для двутавра. Это объясняется тем, что в стенках таких стержней возникают значительно большие деформации сжатия, чем в стенке двутавра (рис. 18), а эффект защемления стенки в полках таких сечений практически отсутствует.

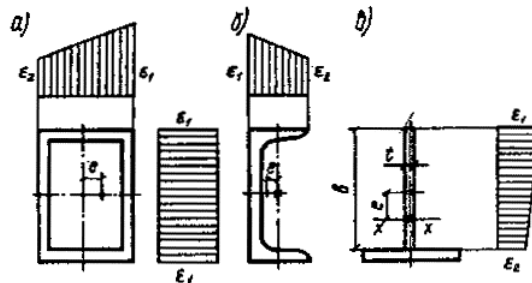


Рис Эпюры деформаций сжатых стержней  
а - трубчатое сечение; б - швеллер; в - тавр

Анализ зарубежных норм и исследований работы стержней с гибкой стенкой показывает, что нижний предел критической гибкости стенки двутавра можно повысить до  $1,3\sqrt{E/R_y}$ , так как условия работы стенки благоприятнее, чем пластинки, шарнирно опертой по контуру, которая принята в качестве расчетной в [СНиП II-23-81\\*](#). В то же время необходимо снизить верхнюю границу критической гибкости стенки, принятую в [СНиП II-23-81\\*](#) равной  $2,9\sqrt{E/R_y}$ , так как в таких пластинках могут быть значительные несовершенства, а также усиливается отрицательное влияние на устойчивость остаточных напряжений. Целесообразно объединить трубчатые прямоугольное и квадратное сечения, так как нет принципиальной разницы в работе их стенок при центральном сжатии.

Условие устойчивости стенок центрально- и внецентренно-сжатых стержней может быть представлено неравенством

$$\bar{\lambda}_w \leq \bar{\lambda}_{wv}, \quad (56)$$

где  $\bar{\lambda}_w = (h_{ef}/t)\sqrt{R_y/E}$ ;

$\bar{\lambda}_{wv}$  - предельные (наибольшие) значения гибкости устойчивой стенки, приведенные в [табл.](#)

### 33.

Значения  $\bar{\lambda}_{wv}$ , являются функцией расчетной гибкости стержня и зависят от уровня напряжений в сечении стержня. При их возрастании уровень напряжений в стержне снижается, что позволяет принимать большие значения  $\bar{\lambda}_{wv}$ . Если условие (56) не выполняется, то стенка неустойчива и в расчет вводится часть ее высоты  $h_{red}$ , которая вычисляется в соответствии с требованиями п.7.20\* [СНиП II-23-81\\*](#).

Таблица 33

Относительный эксцентриситет	Сечение элемента	Значения $\bar{\lambda}$ и $\bar{\lambda}_1$	Формулы для определения $\bar{\lambda}_{wv}$
	Двутавровое	$\bar{\lambda} < 2,0$ $\bar{\lambda} \geq 2,0$	$\bar{\lambda}_{wv} = 1,30 + 0,15 \bar{\lambda}^2$ ; $\bar{\lambda}_{wv} = 1,20 + 0,35 \bar{\lambda}$ , но не более 2,3
	Коробчатое, швеллерное прокатное	$\bar{\lambda} < 1,0$	$\bar{\lambda}_{wv} = 1,2$ ;

Обозначения, принятые в табл. 33:

- условная гибкость элемента, принимаемая в расчете на устойчивость при центральном сжатии;
- условная гибкость элемента, принимаемая в расчете на устойчивость в плоскости действия момента.

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

2. В коробчатом сечении при  $m > 0$  значение  $\lambda_{\text{кр}}$  определяется для стенки, параллельной плоскости изгибающего момента.

3. При значениях  $0 < m < 1,0$  значение  $\lambda_{\text{кр}}$  для двутаврового и коробчатого сечений следует определять линейной интерполяцией между значениями, вычисленными при  $m = 0$  и  $m = 1,0$ .

Стенки внецентренно-сжатых стержней работают в условиях сжатия с изгибом и их гибкость определяется видом напряженно-деформированного состояния в зависимости от значений изгибающего момента и продольной силы в предельном состоянии стержня (см. [рис. 16](#)). Независимость гибкости стенки таких стержней от значения относительного эксцентриситета  $m$  (формулы [табл. 33](#)) объясняется тем, что возрастание  $m$  приводит к увеличению максимальных деформаций на кромке стенки, однако при этом возрастает неравномерность их распределения по высоте ([рис. 19](#)). Увеличение  $m$  приводит к уменьшению  $\lambda_{\text{кр}}$ , а возрастание градиента деформаций - к ее увеличению. Взаимное влияние этих факторов, зависящих от значений  $m$ ,  $A_f/A_w$ , приводит к тому, что гибкость стенки практически не изменяется с возрастанием  $m$ . На [рис. 19](#) показано изменение деформаций для двутаврового сечения при  $A_f/A_w = 0,5$ ,  $\lambda_1 = 1,5$  в зависимости от возрастания  $m$  от 0,1 до 10, при этом значение  $\lambda_{\text{кр}}$  изменяется в незначительных пределах от 1,77 до 1,86.

**Рис. 19** Эпюры деформаций в стенке двутаврового сечения при возрастании эксцентриситета

При  $m < 0,1$  следует определять  $\lambda_{\text{кр}}$  линейной интерполяцией между значениями, вычисленными по формулам [табл. 33](#) для центрально-сжатого и внецентренно



пластических деформаций в сечении.

Снижение гибкости стенки для других форм поперечного сечения учитывает уменьшение упругого защемления стенки поясами в этих сечениях.

Определение размеров элементов таврового сечения выполнено на основании результатов решения задачи, учитывающей совместную работу стержня и пластинок, образующих сечение. При вычислении критической гибкости стенки тавра  $h_{ef}/t$  принято предположение, что эксцентриситет  $e$  направлен в сторону свободной кромки (см. [рис. 18](#)). Стенка тавра рассматривалась как пластинка, имеющая свободный край и частичное защемление другой продольной стороны. Принятая схема загрузки является наиболее невыгодной для устойчивости стенки тавра. Полученные результаты без учета защемления кромки применимы для определения размеров свесов равнобоких уголков, которые теряют устойчивость по изгибно-крутильной форме, что приводит к некоторому запасу устойчивости, так как деформации в наиболее напряженной полке уголка меньше, чем в стенке тавра.

При проектировании центрально- и внецентренно-сжатых стержней расчет стенок допускается выполнять таким образом, что при действии расчетной нагрузки они либо сохраняют устойчивое состояние, либо частично выпучиваются.

Частичное выпучивание стенки не означает полное исчерпание несущей способности стержня. В этом случае при определении несущей способности стержня в поперечное сечение ([рис. 20](#)) включается так называемая редуцированная высота стенки  $h_{red}$  [21].

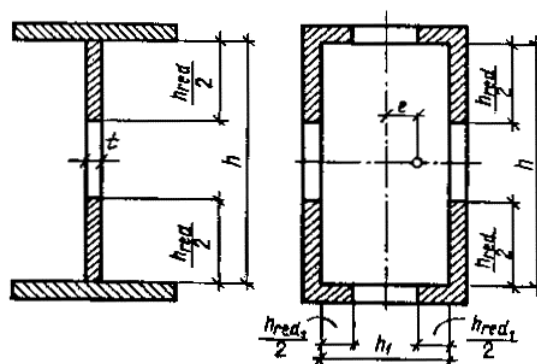


Рис Расчетные сечения стержней с гибкими стенками

В зависимости от состояния стенки (устойчивое или неустойчивое) проверка выполняется в два этапа. На первом этапе, который необходимо выполнять во всех случаях, действительная гибкость стенки  $\bar{\lambda}_w = (h_{ef}/t)\sqrt{R_y/E}$  сравнивается с наибольшим допустимым значением  $\bar{\lambda}_{wcr}$ , которое соответствует критическому состоянию и вычисляется по [табл. 33](#).

Если  $\bar{\lambda}_w < \bar{\lambda}_{wcr}$ , стенка устойчива и проверка на этом заканчивается. Если  $\bar{\lambda}_w > \bar{\lambda}_{wcr}$ , необходимо определить несущую способность стержня с учетом редуцированной высоты стенки, когда расчетная площадь сечения меньше геометрической.

При проектировании сжатых стержней с гибкими стенками необходимо, чтобы редуцированная высота  $h_{red}$  составляла не менее половины полной высоты ( $h_{red} \geq 0,5h_{ef}$ ). В противном случае в связи с уменьшением расчетной площади сечения несущая способность стержней может снижаться на 25 % и более, что экономически нецелесообразно.

Расчетные формулы [табл. 33](#) определяют критическую гибкость устойчивых стенок, т.е. без учета закритической стадии работы. Если  $\bar{\lambda}_w > \bar{\lambda}_{wcr}$ , расчет выполняется в соответствии с требованиями п. 7.20\* [СНиП II-23-81\\*](#). Когда фактическое значение  $h_{ef}/t$  превышает значение, определяемое по п. 7.14\* (для центрально-сжатых элементов не более чем в два раза), в расчетных формулах за значение  $A$  следует принимать значение  $A_{red}$ , вычисленное с высотой стенки  $h_{red}$  (в коробчатом сечении определяются  $h_{red}$  и  $h_{red1}$ , см. [черт. 20](#), для пластинок, образующих сечение и расположенных соответственно параллельно и

перпендикулярно плоскости изгиба):

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

для коробчатого сечения:

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

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

Значения  $h_{red}$  следует определять:

для центрально-сжатых элементов двутаврового и коробчатого сечения

$$h_{red} = t \left[ \bar{\lambda}_{sw} - \left( \frac{\bar{\lambda}_w}{\bar{\lambda}_{sw}} - 1 \right) (\bar{\lambda}_{sw} - k) \right] \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (57)$$

для швеллерного сечения  $h_{red} = t \bar{\lambda}_{sw} \sqrt{E / R_y}$ ,

где  $\bar{\lambda}_{sw}$  - условная гибкость стенки соответствующего сечения по [табл. 33](#) при  $m = 0$ ;

$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$  - условная гибкость стенки, при вычислении  $h_{red1}$  принимаемая равной

$$\bar{\lambda}_{w1} = \frac{h_{ef1}}{t_1} \sqrt{\frac{R_y}{E}};$$

$k$  - коэффициент, принимаемый равным для двутаврового сечения  $k = 1,2 + 0,15 \bar{\lambda}$  (при  $\bar{\lambda} > 3,5$  следует принимать  $\bar{\lambda} = 3,5$ ) и для коробчатого сечения  $k = 2,9 + 0,2 \bar{\lambda} - 0,7 \bar{\lambda}_w$  (при  $\bar{\lambda} > 2,3$  следует принимать  $\bar{\lambda} = 2,3$ ); здесь  $\bar{\lambda}$  - условная гибкость элемента, принятая в [табл. 33](#);

для внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементов по формуле (57), где значение  $\bar{\lambda}_{sw}$  следует вычислять по [табл. 33](#), а значение  $k$  при  $\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_1$ .

Проверка общей устойчивости стержня с редуцированной стенкой выполняется по формулам [СНиП II-23-81\\*](#), в которых вместо площади сечения  $A$  подставляется редуцированная площадь  $A_{red} = k_1 A$ . Коэффициент  $k_1$  учитывает уменьшение площади сечения при редуцировании стенки; его значения приведены в табл. [34-39](#). Применение данных таблиц позволяет выполнить расчет центрально-сжатых стержней двутаврового сечения без вычисления редуцированной высоты стенки по формуле (57).

Для внецентренно-сжатых стержней редуцированная высота стенки является функцией гибкости стержня, относительного эксцентриситета, соотношения площадей элементов сечения, а также степени развития пластических деформаций, которые влияют на степень защемления стенки в поясах. Если гибкость стенки превышает критическое значение, то редуцированная высота стенки определяется из формулы (57). При этом  $\bar{\lambda}_{sw}$ , определяется в соответствии с [табл. 33](#), а в коробчатом сечении редуцируются обе стенки, параллельные плоскости действия момента.

Если при центральном сжатии и при  $m = 1$  стенка коробчатого сечения неустойчива, то расчетная площадь  $A_{red}$  при  $m < 1$  вычисляется линейной интерполяцией между значениями, полученными при центральном сжатии (редуцируются четыре стенки) и  $m = 1$  (редуцируются две стенки в плоскости действия момента); при этом должна быть обеспечена устойчивость поясов внецентренно-сжатого стержня в соответствии с требованиями п. 7.26\* [СНиП II-23-81\\*](#).

**Пример** Проверить устойчивость стенки двутаврового стержня гибкостью  $\bar{\lambda} = 1$  и определить его несущую способность.

Размеры сечения: стенка 800×12 мм, пояса 400×20 мм, материал ВСт3кп2-1 (ТУ 14-1-3023-80),  $R_y = 210$  МПа (2150 кгс/см<sup>2</sup>).

По формулам [табл. 33](#) вычисляем

$$\bar{\lambda}_{cr} = 1,3 + 0,15 \cdot 1^2 = 1,45 ;$$

$$\bar{\lambda}_w = \frac{80}{1,2} \sqrt{210/210000} = 2,11.$$

Таблица 34

$\bar{\lambda}_w$	Значения $k_I$ при $A_f/A_w = 0,25$ и $\bar{\lambda}$ , равной										
	0	0,8	1,0	1,2	1,5	2,0	2,5	3,0	4,0	5,0	
1,3	1,00	Зона устойчивой стенки									
1,5	0,904	0,950	0,998								
2,0	0,748	0,783	0,804	0,816	0,833	0,891	0,957	0,983	0,983	0,983	
2,5	0,655	0,690	0,701	0,701	0,727	0,763	0,788	0,832	0,836	0,836	
3,0							0,652	0,678	0,714	0,732	0,737
3,5	$\bar{\lambda}_w > 2\bar{\lambda}_{cr}$							0,616	0,646	0,661	0,661
4,0								0,602	0,631	0,646	0,646
4,6										0,583	0,583

Таблица 35

$\bar{\lambda}_w$	Значения $k_I$ при $A_f/A_w = 0,5$ и $\bar{\lambda}$ , равной									
	0	0,8	1,0	1,2	1,5	2,0	2,5	3,0	4,0	5,0
1,3	1,00	Зона устойчивой стенки								
1,5	0,928	0,963	0,982							
2,0	0,812	0,841	0,853	0,868	0,898	0,970				
2,5	0,742	0,767	0,775	0,785	0,805	0,855	0,932	0,949	0,950	0,950
3,0				0,730	0,743	0,778	0,835	0,850	0,853	0,853
3,5						0,723	0,766	0,780	0,784	0,784
4,0	$\bar{\lambda}_w > 2\bar{\lambda}_{cr}$						0,714	0,728	0,732	0,732
4,6								0,679	0,685	0,685

Таблица 36

$\bar{\lambda}_w$	Значения $k_I$ при $A_f/A_w = 0,75$ и $\bar{\lambda}$ , равной									
	0	0,8	1,0	1,2	1,5	2,0	2,5	3,0	4,0	5,0
1,3	1,00	Зона устойчивой стенки								
1,5	0,943	0,971	0,986							
2,0	0,849	0,873	0,882	0,894	0,921	0,976				
2,5	0,793	0,814	0,820	0,828	0,844	0,884	0,945	0,959	0,960	0,959
3,0				0,784	0,795	0,822	0,868	0,880	0,882	0,882
3,5						0,778	0,813	0,824	0,827	0,827
4,0	$\bar{\lambda}_w > 2\bar{\lambda}_{cr}$						0,771	0,782	0,786	0,786
4,6								0,744	0,748	0,748

Таблица 37

$\bar{\lambda}_w$	Значения $k_I$ при $A_f/A_w = 1,0$ и $\bar{\lambda}$ , равной									
	0	0,8	1,0	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	4,0	5,0
1,3	1,00	Зона устойчивой стенки								
1,5	0,952	0,976	0,988							
2,0	0,874	0,893	0,902	0,912	0,932	0,980				
2,5	0,828	0,845	0,850	0,857	0,870	0,903	0,954	0,966	0,966	0,966
3,0				0,820	0,829	0,852	0,890	0,900	0,901	0,902
3,5						0,815	0,844	0,853	0,856	0,856
4,0	$\bar{\lambda}_w > 2\bar{\lambda}_{cr}$						0,809	0,818	0,821	0,821
4,6								0,786	0,790	0,790

Таблица 38

$\bar{\lambda}_w$	Значения $k_I$ при $A_f/A_w = 1,5$ и $\bar{\lambda}$ , равной									
	0	0,8	1,0	1,2	1,5	2,0	2,5	3,0	4,0	5,0
1,3	1,00	Зона устойчивой стенки								
1,5	0,964	0,982	0,991							
2,0	0,906	0,920	0,926	0,934	0,949	0,985				
2,5	0,871	0,884	0,898	0,893	0,903	0,927	0,966	0,974	0,975	0,975
3,0				0,863	0,872	0,889	0,845	0,925	0,926	0,927
3,5						0,862	0,883	0,890	0,891	0,892
4,0	$\bar{\lambda}_w > 2\bar{\lambda}_{cr}$						0,857	0,863	0,866	0,866
4,6								0,839	0,842	0,842

Таблица 39

$\bar{\lambda}_w$	Значения $k_I$ при $A_f/A_w = 2,0$ и $\bar{\lambda}$ , равной									
	0	0,8	1,0	1,2	1,5	2,0	2,5	3,0	4,0	5,0
1,3	1,00	Зона устойчивой стенки								
1,5	0,971	0,985	0,993							
2,0	0,925	0,936	0,941	0,947	0,959	0,988				
2,5	0,897	0,907	0,910	0,914	0,922	0,942	0,973	0,979	0,980	0,980
3,0				0,892	0,897	0,911	0,934	0,940	0,941	0,980
3,5						0,889	0,906	0,912	0,913	0,913
4,0	$\bar{\lambda}_w > 2\bar{\lambda}_{cr}$						0,886	0,891	0,893	0,893
4,6								0,872	0,874	0,874

Так как  $\bar{\lambda}_{cr} < \bar{\lambda}_w < 2\bar{\lambda}_{cr}$ , то необходимо вычислить редуцированную высоту стенки по формуле (57):

$$h_{red} = 1,2 \left[ 1,45 - \left( \frac{2,11}{1,45} - 1 \right) (1,45 - 1,35) \right] \times \sqrt{\frac{210000}{210}} = 53,28 \text{ см}; \quad k = 1,2 + 0,15 \cdot 1 = 1,35.$$

В соответствии с данными п. 7.20\* [СНиП II-23-81\\*](#) вычисляем редуцированную площадь  $A_{red}$ :

$$A_{red} = A - (h_{ef} - h_{red})t = 256 - (80 - 53,28) \times 1,2 = 223,7 \text{ см}^2.$$

Несущая способность стержня  $N$  равна:

$$N = \varphi A_I R_y \gamma_c = 0,933 \cdot 223,7 R_y \gamma_c = 209 R_y \gamma_c;$$

$$\varphi = 1 - \left( 0,073 - 5,53 \frac{210}{210000} \right) \cdot 1 \cdot \sqrt{1} = 0,933.$$

При применении данных табл. 34-39 вычисления упрощаются, так как получив условие  $\bar{\lambda}_{cr} < \bar{\lambda}_w < 2\bar{\lambda}_{cr}$ , интерполяцией данных табл. 36, 37 находим для  $A_f/A_w = 0,83$   $k_I = 0,874$  и определяем несущую способность стержня  $N$ .

$$N = k_I \varphi A R_y \gamma_c = 0,874 \cdot 256 \cdot 0,933 R_y \gamma_c = 209 R_y \gamma_c.$$

## РАСЧЕТ ЛИСТОВЫХ КОНСТРУКЦИЙ РАСЧЕТ НА УСТОЙЧИВОСТЬ РАСЧЕТ НА УСТОЙЧИВОСТЬ

Известная в [21] формула для критического напряжения упругой круговой

цилиндрической оболочки при осевом сжатии

$$\sigma_{cr} = 0,605Et/r, \quad (58)$$

полученная на основе линейной теории, дает завышенные значения  $\sigma_{cr}$  по сравнению с экспериментальными данными. Это объясняется большой чувствительностью таких оболочек к начальным несовершенствам и остаточным (сварочным) напряжениям.

Поскольку амплитуда и форма начальных искривлений являются случайными величинами (функциями), практический расчет упругих тонких оболочек базируется на результатах экспериментальных исследований. В этом случае критическое напряжение определяется по формуле (58), Эттий

$$\sigma_1 = \sigma \left( 1 + \frac{m}{1 - \frac{\sigma \bar{\lambda}^2}{\pi^2 R_y}} \right), \quad (60)$$

где  $\sigma = N/A$  - расчетное осевое напряжение;

$m = 2e/r$  - относительный эксцентриситет [ $e = M/N$ ;  $M$  - расчетный момент; в случае осевого сжатия значение  $e$  следует принимать по формуле (19)];

$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R/E}$  - условная гибкость трубчатого сечения ( $\lambda = l/i$ ).

Требование проверки устойчивости кольцевых ребер в своей плоскости как сжатых стержней и получаемые при этом их размеры исходят из того, что ребра являются жесткими элементами, обеспечивающими образование узловой линии по окружности оболочки.

В ряде случаев рассматриваемые конструкции могут рассчитываться как оболочки, подкрепленные гибкими шпангоутами [21], при этом указанные требования для кольцевых ребер жесткости могут быть несколько смягчены.

### РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА ВЫНОСЛИВОСТЬ

Выносливость стальных конструкций зависит от ряда факторов. Главными из них являются:

величина максимального напряжения в рассчитываемом элементе  $\sigma_{max}$  (или амплитуда напряжений  $\sigma_a$ );

концентрация напряжений, зависящая от конструкции элемента и типа соединений (группа элементов);

характер циклической нагрузки (стационарная, нестационарная);

число циклов нагружений за период эксплуатации конструкций;

температура эксплуатации конструкции и т.п.

Методика расчета на выносливость [СНиП II-23-81\\*](#) исходит из того, что явления усталости в элементе возникают под воздействием максимальных напряжений  $\sigma_{max}$ . Существует и другой подход, согласно которому основное влияние на усталостное разрушение оказывает амплитуда напряжений цикла  $\sigma_a = (\sigma_{max} - \sigma_{min})/2$ . Поскольку обе методики опираются на одни и те же экспериментальные данные и являются их аппроксимацией, конечные результаты, получаемые при их использовании, мало отличаются друг от друга.

Применение сталей повышенной и высокой прочности в конструкциях, подверженных циклическим воздействиям, является оправданным только при отсутствии в них существенных концентраторов напряжений (1- и 2-я группы элементов табл. 83\* [СНиП II-23-81\\*](#)). В остальных случаях (3 - 8-я группы элементов табл. 83\* [СНиП II-23-81\\*](#)) применение сталей с повышенными прочностными показателями к повышению выносливости не ведет и потому их применение должно иметь соответствующее инженерное и экономическое обоснование.

подавляющее большинство строительных конструкций, работающих на переменные воздействия, находится в условиях изменчивости напряжений во времени (амплитуда напряжений во времени не является постоянной), т.е. режим нагрузок (и напряжений) не является стационарным.

Учет нестационарности нагрузок позволяет на 10-20 % повысить расчетную выносливость [правая часть формулы (115) [СНиП II-23-81\\*](#)] для всех групп элементов [влияние нестационарности приближенно учтено при назначении числовых коэффициентов в формулах (116) и (117) [СНиП II-23-81\\*](#)].

Эксплуатация конструкций при температуре до минус 40° С не снижает выносливости стальных конструкций.

При более низких температурах эксплуатации требуются специальные мероприятия по

повышению выносливости конструкций: применение сталей, удовлетворяющих требованиям по ударной вязкости; исключение соединений с наиболее острыми концентраторами напряжений (7 и 8-й групп элементов); применение технологических мероприятий по повышению выносливости сварных соединений (механическая обработка швов, сплавление их в струе аргона и т.п.).

### РАСЧЕТ НА МАЛОЦИКЛОВУЮ ПРОЧНОСТЬ

Расчет металлических конструкций на малоцикловую прочность ведется на переменные усилия при наличии спектра эксплуатационных нагрузок и распространяется на металлические конструкции, эксплуатирующиеся при пониженных (до минус 40 °С), нормальных и повышенных (до 250 °С) температурах.

Срок эксплуатации металлических конструкций и спектр действующих эксплуатационных нагрузок должны быть заданы при их проектировании. Примеры спектра переменных нагрузок приведены в табл. 40 (газгольдеры аэродинамических труб) при коэффициенте асимметрии  $\rho = 0$ .

Таблица 40

Дамские, % от $\rho$	Число нагружений	Частота нагружений, %
100	2	0,01
85	21	0,1
70	299	1,5
54	881	4,4
37	897	4,5
28	17930	89,5
Итого:	$N = 2 \cdot 10^4$	100,0

Для воздухонагревателей доменных печей цикл изменения внутреннего давления от 0 до  $\rho$  остается постоянным и за 20 лет эксплуатации составляет  $5 \cdot 10^4$ .

Магистральные газо- и нефтепроводы за 20 лет эксплуатации испытывают  $7 \cdot 10^3$  циклов с изменением давления от 0 до  $\rho$ .

Проверка малоцикловой прочности основного металла элементов или соединений на сварке, болтах или штырях для  $5 \cdot 10^5$  циклов производится по формуле

$$\sigma_{\max} \leq \alpha R_v \gamma_v \left( \frac{N_b}{N} \right)^m, \quad (61)$$

где  $N_b = 5 \cdot 10^5$  - базовое число циклов нагружения при расчете на малоцикловую прочность;

$N$  - малоцикловая долговечность элемента металлической конструкции (при  $N = N_b$ , данный расчет и расчет на выносливость по [СНиП II-23-81\\*](#) совпадают);

$m$ ,  $m_o$  - параметры, характеризующие угол наклона кривой малоцикловой усталости;  $m = m_o c$ ;  $m_o$  - принимается по табл. 41;

$c$  - коэффициент, принимаемый по табл. 42.

Таблица 41

Нормативное временное сопротивление стали $R_{ин}$ , МПа (кгс/см <sup>2</sup> )	До 390 (4000)	Св. 390 (4000) до 450 (4600)	Св. 450 (4600) до 490 (5000)	Св. 490 (5000) до 540 (5500)	Св. 540 (5500) до 590 (6000)	Св. 590 (6000)
Параметр $m_o$	0,16	0,18	0,20	0,22	0,24	0,26

Таблица 42

Группа элементов по <a href="#">СНиП II-23-81*</a>	1	2	3	4	5	6	7	8
Коэффициент $c$	1,0	0,90	0,80	0,75	0,72	0,68	0,65	0,62





Сопротивление усталости при эксплуатационном числе циклов нагружений  $N = 4 \cdot 10^4$  равно:

Сопротивляемость малоциклового разрушению обеспечена:  $110 < 256$ .

### **РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА ПРОЧНОСТЬ С УЧЕТОМ ХРУПКОГО РАЗРУШЕНИЯ**

Основными факторами, влияющими на склонность стальных конструкций к хрупкому разрушению, являются:

- температура и характер ее изменения в процессе эксплуатации;
- концентрация напряжений, зависящая от конструктивной формы элемента или узла;
- толщина элементов, с увеличением которой возрастает степень объемности напряженного состояния, а также другие геометрические размеры узлов и конструкций в целом (масштабный фактор, определяющий запас упругой энергии, накапливаемой в системе);
- характер нагружения (наличие ударных или циклических нагрузок, создающих условия для постепенного и скрытого накопления повреждений в металле);
- уровень растягивающих напряжений и степень неоднородности эпюры напряжений (например, изгиб, внецентренное растяжение);
- качество стали (степень раскисления, размер зерна, количество вредных элементов: фосфор, сера, азот, кислород, водород).

Ввиду значительного числа факторов, способствующих переходу стали в хрупкое состояние, разрушение конструкций имеет вероятностный характер. Поэтому основные мероприятия по предупреждению хрупкого разрушения (рекомендации по выбору марок стали, указания по конструированию) дополнены поверочным расчетом для ряда конструктивных форм пониженной хладостойкости с целью снизить вероятность их разрушения.

В основу методики расчета на прочность с учетом хрупкого разрушения положены данные о прочности конструктивных форм пониженной хладостойкости. Снижение прочности в области климатических температур характеризуется коэффициентом  $\beta$ . Величина коэффициента  $\beta$  меняется в зависимости от толщины элемента в расчетном сечении, уровня прочности стали и расчетной температуры района строительства. Температура эксплуатации конструкций учитывается дополнительно в соответствии с п. 2.1\* [СНиП II-23-81\\*](#).

При расчете на прочность с учетом хрупкого разрушения максимальные растягивающие напряжения, действующие в расчетном сечении по площади “нетто”, принимаются без учета коэффициента динамичности, поскольку динамический характер импульса, не учитываемого в расчетах, учтен принятой величиной коэффициента  $\beta$ , установленной в табл. 84 [СНиП II-23-81\\*](#)

Расчет на прочность с учетом хрупкого разрушения не распространяется на конструкции, содержащие дефекты, превышающие нормы

таблицы предельных усилий на сварные соединения с угловыми швами;  
данные для расчета тавровых соединений с угловыми швами;  
примеры расчета сварных соединений.

## БОЛТОВЫЕ СОЕДИНЕНИЯ

### Болтовые соединения без контролируемого натяжения

Для болтов класса прочности 10.9 и высокопрочных расчетные сопротивления срезу и растяжению следует определять по тем же формулам табл. 5\* [СНиП II-23-81\\*](#), что и для болтов класса прочности 8.8.

Расчетные сопротивления срезу  $R_{bs}$  и растяжению  $R_{bt}$  болтов класса прочности 10.9 и высокопрочных приведены в табл. 43.

Таблица 43

Напряженное состояние	Условное обозначение	Расчетное сопротивление, МПа (кгс/см <sup>2</sup> ), болтов	
		класса прочности 10.9	высокопрочных с $R_{bun} = 1100$ МПа (110 кгс/мм <sup>2</sup> )
Срез	$R_{bs}$	400 (4000)	440 (4400)
Растяжение	$R_{bt}$	500 (5000)	550 (5500)

Предельные усилия болтов на растяжение, срез и смятие элементов приведены в [табл. 44](#).

При расчете многоболтовых соединений без контролируемого натяжения по формулам (127), (128) [СНиП II-23-81\\*](#) следует учитывать коэффициенты условий работы соединений

$$\gamma_b = \gamma_{b1}\gamma_{b2}. \quad (62)$$

При определении расчетного усилия, которое может быть воспринято одним болтом многоболтового соединения при расчете на срез и смятие, для болтов класса точности А  $\gamma_{b1} = 1$ , для болтов классов точности В и С  $\gamma_{b1} = 0,9$ . В расчете на смятие соединяемых элементов конструкций из стали с пределом текучести до 380 МПа (3900 кгс/см<sup>2</sup>) при расстояниях:  $a$  (вдоль усилия от края элемента до центра ближайшего отверстия), равном или больше  $2d$ , и  $b$  (между центрами отверстий), равном или больше  $2,5d$  ( $d$  - диаметр отверстия), коэффициент  $\gamma_{b2} = 1$ . При  $a = 1,5d$ , а в многоболтовом соединении при  $a = 1,5d$  и  $b = 2d$   $\gamma_{b2} = 0,85$ .

Таблица 44

Класс прочности болта	Напряженное состояние	Временное сопротивление стали, МПа (кгс/мм <sup>2</sup> )	Предельное усилие, кН, одного болта (на срез - на одну плоскость) диаметром, мм								
			16	20	22	24	27	30	36	42	48
5.6	Растяжение	-	33,0	51,4	-	73,9	-	-	-	-	-
	Срез	-	34,4	53,7	-	77,3	-	-	-	-	-
5.8	Растяжение	-	31,4	49,0	-	70,4	-	-	-	-	-
	Срез	-	36,2	56,5	-	81,3	-	-	-	-	-
8.8	Растяжение	-	62,8	98,0	-	141	-	-	-	-	-
	Срез	-	57,9	90,4	-	130	-	-	-	-	-
10.9	Растяжение	-	78,5	122	151	176	-	-	-	-	-
	Срез	-	72,4	113	137	163	-	-	-	-	-
110 (по <a href="#">ГОСТ 22353-77*</a> )	Растяжение	-	-	135	167	194	252	308	454	616	809
	Срез	-	-	124	150	179	226	280	402	548	717
110 (по ТУ 14-4-1345-85)	Растяжение	-	-	135	167	194	252	308	454	616	809
	Срез	-	-	97,0	117	141	180	224	321	441	582
Все классы прочности	Смятие с учетом $\gamma_b = 0,9$ , рассчитанное	345 (35)	58,3	72,9	80,2	87,5	98,4	110	131	153	175
		355 (36)	60,5	75,6	83,2	90,7	102	113	136	159	181
		365 (37)	63,4	79,2	87,1	95,0	107	119	143	166	190
		370 (38)	64,8	81,0	89,1	97,2	109	122	146	170	194

по формуле (128) <a href="#">СНиП II-23-81*</a> ( $\Sigma t$ = 10 мм)	380 (39)	67,7	84,6	93,1	102	114	127	152	178	203
	390 (40)	69,8	87,3	96,0	105	118	131	157	183	210
	400 (41)	73,9	90,9	100	109	123	136	164	191	218
	410 (42)	75,6	94,5	104	113	128	142	170	198	227
	420 (43)	78,3	97,9	108	118	132	147	176	206	235
	430 (44)	81,4	102	112	122	137	153	183	214	244
	440 (45)	84,4	105	116	127	142	158	190	222	253
	450 (46)	87,3	109	120	131	147	164	196	229	262
	460 (47)	90,2	113	124	135	152	169	203	237	271
	470 (48)	93,4	117	129	140	158	175	210	245	280
	480 (49)	96,5	121	133	145	163	181	214	253	289
	490 (50)	99,5	124	137	149	168	187	224	261	295
	500 (51)	103	127	142	154	174	193	232	270	302
	510 (52)	106	133	146	159	179	199	239	279	319
	520 (53)	110	137	151	164	185	205	247	288	329
	530 (54)	113	141	155	169	191	212	254	296	339
	540 (55)	116	145	160	175	196	218	262	305	349
	550 (56)	120	150	165	180	202	225	270	314	359
	560 (57)	123	154	170	185	208	231	278	324	370
	570 (58)	127	159	174	190	214	238	285	333	381
580 (59)	130	163	179	196	220	245	294	342	391	

При значениях  $a$ , промежуточных между  $1,5d$  и  $2d$ ; и  $b$  - между  $2d$  и  $2,5d$   $\gamma_{b2}$  следует определять линейной интерполяцией. При этом в случае одновременного уменьшения  $a$  и  $b$  следует принимать меньшее значение  $\gamma_{b2}$ .

**Пример** Соединение с болтами класса точности В -  $\gamma_{b1} = 0,9$ ;  $a = 1,8d$ ,  $\gamma_{b2} = 0,94$ ;  $b = 2,1d$ ;  $\gamma_{b2} = 0,88$ .

Принимаем  $\gamma_{b2} = 0,88$ ;  $\gamma_b = \gamma_{b1} \gamma_{b2} = 0,9 \times 0,88 = 0,792$ .

### Болтовые соединения с контролируемым натяжением

#### Фрикционные соединения на высокопрочных болтах

Проверку прочности фрикционного соединения на высокопрочных болтах следует выполнять исходя из условия

$$T \leq Q_{bh} = R_{bh} A_{bn} \mu \gamma_b / \gamma_n, \quad (63)$$

где  $T$  - сдвигающее усилие от учитываемых расчетных нагрузок, приходящееся на один болтоконтакт, определяемое в предположении равномерного распределения полной сдвигающей силы между болтами. Момент, действующий в плоскости соединения, уравнивается парами сдвигающих усилий, одинаковых по величине и приходящихся на один болт (в предположении прямоугольных эпюр распределения усилий между болтами). Между элементами стыка или узла усилия распределяются без учета податливости фрикционных соединений и в предположении упругой работы стали;

$Q_{bh}$  - расчетное сдвигающее усилие, которое может быть воспринято каждой контактной поверхностью соединяемых элементов, стянутых одним болтом;

$R_{bh}$  - расчетное сопротивление высокопрочного болта растяжению при предварительном напряжении с обжатием пакета, принимаемое в соответствии с п. 3.7 [СНиП II-23-81\\*](#). Расчетное сопротивление увеличено и назначено с учетом экономически оправданного числа болтов (1-2 болта из 1000), разрушающихся при натяжении с контролируемым усилием  $P = 0,7R_{bun} A_{bn}$ . При этом среднестатистическое значение усилия натяжения болтов на 8-10 % превышает контролируемое;

$A_{bn}$  - площадь сечения болта "нетто", принимаемая по табл. 62\* [СНиП II-23-81\\*](#). Значения контролируемого усилия натяжения  $P$  для высокопрочных болтов из стали 40X "селект" приведены в [табл. 45](#);

$\mu$  - коэффициент трения, принимаемый, по табл. 36\* [СНиП II-23-81\\*](#) и зависящий от

способа обработки (очистки) соединяемых поверхностей. Нормы регламентируют средние статистические (наиболее вероятные) коэффициенты трения. Согласно результатам исследования установлено, что коэффициенты трения не зависят от прочности стали соединяемых элементов. В фрикционных соединениях с числом болтов в узле до четырех, выполненных из стали с временным сопротивлением не более 370 МПа (3750 кгс/см<sup>2</sup>), разрешается вместо газопламенной обработки использовать внедряемый проволочный элемент в виде звезды, изготовленный из высокопрочной проволоки по [ГОСТ 9389-75\\*](#), [ГОСТ 7372-79\\*](#), [ГОСТ 14963-78\\*](#) в соответствии с [табл. 46](#).

Таблица 45