

Еврокод 3
ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ
Часть 1-5. Пластинчатые элементы конструкций

Еўракод 3
ПРАЕКТАВАННЕ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦЫЙ
Частка 1-5. Пласціністыя элементы канструкцый

(EN 1993-1-5:2006, IDT)

Издание официальное

УДК 624.014.2.073.04(083.74)

МКС 91.010.30

КП 06

IDT

Ключевые слова: несущая способность, потеря устойчивости, отсек, пластина, элементы жесткости, эффективная площадь, критические напряжения

Предисловие

Цели, основные принципы, положения по государственному регулированию и управлению в области технического нормирования и стандартизации установлены Законом Республики Беларусь «О техническом нормировании и стандартизации».

1 ПОДГОТОВЛЕН научно-проектно-производственным республиканским унитарным предприятием «Стройтехнорм» (РУП «Стройтехнорм»)

ВНЕСЕН главным управлением научно-технической политики и лицензирования Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь

2 УТВЕРЖДЕН И ВВЕДЕН В ДЕЙСТВИЕ приказом Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь от 10 декабря 2009 г. № 404

В Национальном комплексе технических нормативных правовых актов в области архитектуры и строительства настоящий технический кодекс установившейся практики входит в блок 5.04 «Металлические конструкции и изделия»

3 Настоящий стандарт идентичен европейскому стандарту EN 1993-1-5:2006 Eurocode 3: Design of steel structures — Part 1-5: Plated structural elements (Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-5. Пластинчатые элементы конструкций).

Европейский стандарт разработан техническим комитетом CEN/TC 250 «Еврокоды конструкций», секретариат которого находится при BSI.

Перевод с английского языка (en).

Официальные экземпляры европейского стандарта, на основе которого подготовлен настоящий технический кодекс установившейся практики, и европейских стандартов, на которые даны ссылки, имеются в Национальном фонде ТНПА.

В разделе «Нормативные ссылки» и тексте технического кодекса установившейся практики ссылки на европейские стандарты актуализированы.

Сведения о соответствии государственных стандартов ссылочным европейским стандартам приведены в дополнительном приложении Д.А.

Степень соответствия — идентичная (IDT)

4 ВВЕДЕН ВПЕРВЫЕ

© Минстройархитектуры, 2010

Настоящий технический кодекс установившейся практики не может быть воспроизведен, тиражирован и распространен в качестве официального издания без разрешения Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь

Белорусская редакция**Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций.
Часть 1-5. Пластинчатые элементы конструкций**

Настоящий технический кодекс установившейся практики разработан на основе европейского стандарта, принятого CEN 7 июня 2006 г.

Члены Европейского комитета по стандартизации (CEN) обязаны выполнять регламент CEN/CENELEC, в котором содержатся условия, при которых европейскому стандарту придается статус национального стандарта без каких-либо изменений. Актуализированные списки данных национальных стандартов с их библиографическими данными можно получить в центральном секретариате или у любого члена CEN по запросу.

Европейский стандарт разработан в трех официальных редакциях (на немецком, английском, французском языках). Перевод стандарта, выполненный членом Европейского комитета по стандартизации под собственную ответственность на язык его страны и сообщенный центральному секретариату, имеет такой же статус, как и официальные редакции.

Членами Европейского комитета по стандартизации (CEN) являются национальные организации по стандартизации Бельгии, Болгарии, Дании, Германии, Эстонии, Финляндии, Франции, Греции, Ирландии, Исландии, Италии, Латвии, Литвы, Люксембурга, Мальты, Нидерландов, Норвегии, Австрии, Польши, Португалии, Румынии, Швеции, Швейцарии, Словакии, Словении, Испании, Чешской Республики, Венгрии, Великобритании и Кипра.



Европейский комитет по стандартизации
Europäisches Komitee für Normung
European Committee for Standardization
Comitee Europeen de Normalisation

Введение к Еврокодам

В 1975 г. Комиссия Европейского сообщества приняла решение о применении программы в области строительства, основанное на статье 95 Соглашения. Целью программы являлось устранение технических препятствий деловой активности и стандартизация технических условий.

В данной программе действий Комиссия проявила инициативу по определению совокупности гармонизированных технических правил для проектирования строительных работ, которые на начальной ступени выступали бы в качестве альтернативы действующим национальным правилам в странах-членах и впоследствии заменяли бы их.

На протяжении 15 лет Комиссия при помощи Руководящего комитета представителей стран-членов осуществляла разработку программы Еврокодов, что привело к появлению первого поколения Еврокодов в 1980-е годы.

В 1989 г. Комиссия и страны-члены ЕС и ЕАСТ на основании соглашения¹⁾ между Комиссией и CEN приняли решение о передаче подготовки и издания Еврокодов посредством ряда мандатов с целью предоставления им будущего статуса европейского стандарта (EN). Это фактически связывает Еврокоды с положениями Директив Совета и/или постановлениями Комиссии, рассматривающими европейские стандарты (например, Директива Совета 89/106/ЕЕС по строительным изделиям — CPD —

и Директивы Совета 93/37/ЕЕС, 92/50/ЕЕС и 89/440/ЕЕС по общественным работам и услугам и аналогичные ЕАСТ Директивы, цель которых состоит в создании внутреннего рынка). Программа Еврокодов конструкций включает следующие стандарты, как правило, состоящие из частей:

- EN 1990 Еврокод. Основы проектирования несущих конструкций
- EN 1991 Еврокод 1. Воздействия на конструкции
- EN 1992 Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций
- EN 1993 Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций
- EN 1994 Еврокод 4. Проектирование сталежелезобетонных конструкций
- EN 1995 Еврокод 5. Проектирование деревянных конструкций
- EN 1996 Еврокод 6. Проектирование каменных конструкций
- EN 1997 Еврокод 7. Геотехническое проектирование
- EN 1998 Еврокод 8. Проектирование сейсмостойких конструкций
- EN 1999 Еврокод 9. Проектирование алюминиевых конструкций.

Еврокоды устанавливают обязанности распорядительных органов в каждой из стран-членов и гарантируют их право определять значения вопросов регулирования безопасности на национальном уровне, отличающиеся у различных государств.

Статус и область применения Еврокодов

Страны-члены ЕС и ЕАСТ признают, что Еврокоды выступают в качестве ссылочных документов в следующих целях:

— как средство подтверждения соответствия строительных работ и работ по гражданскому строительству основополагающим требованиям Директивы Совета 89/106/ЕЕС, в частности основополагающему требованию № 1 — Механическое сопротивление и устойчивость — и основополагающему требованию № 2 — Безопасность в случае пожара;

— как основание для изложения договоров на строительные работы и относящиеся к ним инженерно-конструкторские услуги;

— как структура составления гармонизированных технических условий на строительные изделия (EN и ETA).

¹⁾ Соглашение между Комиссией Европейского сообщества и Европейским комитетом по стандартизации (CEN), относящееся к работе над Еврокодами по проектированию зданий и работ по гражданскому строитель-

ству (BC/CEN/03/89).

Еврокоды, поскольку они непосредственно касаются строительных работ, имеют прямое отношение к разъясняющим документам²⁾, на которые приводится ссылка в статье 12 CPD, хотя они отличаются от гармонизированных стандартов на изделия³⁾. Следовательно, техническим комитетам CEN и/или рабочим группам EOTA, работающим над стандартами на изделия с целью достижения полного соответствия данных технических требований Еврокодам, следует соответствующим образом рассмотреть технические аспекты действия Еврокодов.

Еврокоды устанавливают общие правила проектирования, расчета и определения параметров как самих конструкций, так и отдельных конструктивных элементов, которые пригодны для обычного применения. Они касаются как традиционных методов строительства, так и аспектов инновационного применения, но при этом не содержат правил для нестандартных конструкций или специальных решений, для которых необходимо привлекать экспертов.

Национальные редакции Еврокодов

Национальная редакция Еврокода включает полный текст Еврокода (включая все приложения), изданного CEN, национальный титульный лист с национальным предисловием, а также национальное приложение (справочное).

Национальное приложение (справочное) может содержать только информацию о параметрах, которые в Еврокоде оставлены открытыми для принятия решения на национальном уровне. Эти параметры, устанавливаемые на национальном уровне (NDP), распространяются только на проектирование зданий и инженерных сооружений в стране, в которой они установлены. Они включают:

- числовые значения частных коэффициентов безопасности и/или классов, по которым Еврокодами допускается альтернативное решение;
- числовые значения, которые следует использовать в тех случаях, когда в Еврокодах указаны только символы;
- специальная информация о стране, географические и климатические данные, которые применимы только для определенной страны, например карты снеговой нагрузки на грунт;
- методики в случаях, когда Еврокодами допускается применение нескольких альтернативных методик.

Они могут также содержать:

- рекомендации по применению справочных приложений;
- указания по применению дополняющей и непротиворечащей информации, помогающей пользователю применять Еврокоды.

Связь Еврокодов и гармонизированных технических требований (ENs и ETAs) на изделия

Существует необходимость согласования гармонизированных технических условий на строительные изделия и технических правил на выполнение строительных работ⁴⁾. В частности, информация, сопровождающая CE-маркировку строительных изделий, должна четко устанавливать, какие параметры, установленные на национальном уровне (NDP), положены в основу.

²⁾ В соответствии с пунктом 3.3 CPD существенным требованиям (ER) необходимо придать определенную форму в разъясняющих документах для создания необходимых связей между существенными требованиями и мандатами для гармонизированных EN и ETAG/ETA.

³⁾ В соответствии со статьей 12 CPD разъясняющие документы должны:

- a) приводить к определенной форме существенные требования посредством стандартизации терминологии и технических основ и указания классов или уровней для каждого требования, где это необходимо;
- b) устанавливать методы соотношения данных классов или уровней требований с техническими условиями, например, методами расчета и доказательства, техническими правилами для проектной разработки и т. д.;
- c) выступать в качестве ссылки для введения гармонизированных стандартов и руководства для европейского технического утверждения.

⁴⁾ См. статью 3.3 и статью 12 Директивы на строительные изделия, а также разделы 4.2, 4.3.1, 4.3.2 и 5.2

Основополагающего документа № 1.

Национальное приложение к техническому кодексу установившейся практики EN 1993-1-5

Европейский стандарт содержит символы и отдельные альтернативные методы, для которых на национальном уровне должно указываться значение или соответствующий выбор. Для этого в соответствующую национальную редакцию EN 1993-1-5 включают национальное приложение с параметрами, устанавливаемыми на национальном уровне, которое делает возможным расчет конструкций зданий и инженерных сооружений, возводимых в конкретной стране.

Национальный выбор допускается в следующих элементах стандарта EN 1993-1-5:

- 2.2(5);
- 3.3(1);
- 4.3(6);
- 5.1(2);
- 6.4(2);
- 8(2);
- 9.1(1);
- 9.2.1(9);
- 10(1);
- 10(5);
- C.2(1);
- C.5(2);
- C.8(1);
- C.9(3);
- D.2.2(2).

Национальное введение

Настоящий технический кодекс установившейся практики (далее — технический кодекс) подготовлен на основе европейского стандарта EN 1993-1-5:2006 с идентичной степенью соответствия, разработанного CEN/TC 250 «Еврокоды конструкций».

Настоящий европейский стандарт должен получить статус государственного стандарта посредством опубликования идентичного текста или введения настоящего стандарта до марта 2007 г., где все противоречащие ему государственные стандарты должны быть отменены до марта 2010 г.

Данный документ заменяет ENV 1993-1-5:1997.

CEN/TC 250 несет ответственность за все Еврокоды конструкций.

Ответственным органом по подготовке технического кодекса является научно-проектно-производственное республиканское унитарное предприятие «Стройтехнорм» (РУП «Стройтехнорм»).

Настоящий технический кодекс является частью группы ТНПА, рассматривающих проектирование конструкций, которые предназначены для применения в виде «комплекса».

Содержание

1	Общие положения.....	1
1.1	Область применения.....	1
1.2	Нормативные ссылки.....	1
1.3	Термины и определения.....	2
1.4	Буквенные обозначения.....	2
2	Основы проектирования и моделирования.....	3
2.1	Общие положения.....	3
2.2	Методика определения эффективной ширины при статическом расчете.....	3
2.3	Потеря устойчивости пластин элементов постоянного поперечного сечения.....	4
2.4	Методика расчета по приведенным напряжениям.....	4
2.5	Элементы конструкций с переменным сечением.....	4
2.6	Элементы конструкций с рифлеными стенками.....	4
3	Учет эффекта сдвигового запаздывания при расчете элементов.....	4
3.1	Общие положения.....	4
3.2	Определение эффективной ширины при сдвиговом запаздывании в упругой стадии работы.....	5
3.3	Учет эффекта сдвигового запаздывания при расчете по предельным состояниям.....	8
4	Потеря устойчивости пластины от действия нормальных напряжений при расчете по предельным состояниям.....	9
4.1	Общие положения.....	9
4.2	Прочность и устойчивость при действии нормальных напряжений.....	9
4.3	Эффективное поперечное сечение.....	9
4.4	Пластинчатые элементы без продольных элементов жесткости.....	11
4.5	Усиление пластин продольными элементами жесткости.....	14
4.6	Проверка устойчивости.....	17
5	Несущая способность на срез.....	17
5.1	Общие положения.....	17
5.2	Расчет несущей способности.....	18
5.3	Несущая способность стенки.....	18
5.4	Несущая способность поясов.....	20
5.5	Проверка прочности.....	21
6	Несущая способность стенки при локальных нагрузках.....	21
6.1	Общие положения.....	21
6.2	Расчет несущей способности.....	22
6.3	Длина распределения нагрузки на пояс.....	22
6.4	Понижающий коэффициент χ_F для эффективной длины при определении несущей способности.....	22

6.5	Эффективная длина приложения нагрузки на стену.....	23
6.6	Проверка несущей способности.....	23
7	Совместное действие усилий	24
7.1	Совместное действие поперечной силы, изгибающего момента и осевой силы	24
7.2	Совместное действие местной силы, изгибающего момента и осевой силы	24
8	Влияние пояса на потерю устойчивости стенки.....	25
9	Элементы жесткости и их детальное исполнение	25
9.1	Общие положения.....	25
9.2	Нормальные напряжения	26
9.3	Срез.....	29
9.4	Поперечная нагрузка	30
10	Приведенные напряжения.....	30
Приложение А	(справочное) Расчет критических напряжений для листов с элементами жесткости	33
Приложение В	(справочное) Элементы конструкции с переменным сечением.....	38
Приложение С	(справочное) Расчеты при помощи метода конечного элемента (FEM).....	40
Приложение D	(справочное) Балки с рифлеными стенками	45
Приложение E	(обязательное) Альтернативные методы определения эффективных сечений	48
Приложение D.A	(справочное) Сведения о соответствии государственных стандартов ссылочным европейским стандартам.....	49
Национальное приложение	50

ТЕХНИЧЕСКИЙ КОДЕКС УСТАНОВИВШЕЙСЯ ПРАКТИКИ

Еврокод 3
ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ
Часть 1-5. Пластинчатые элементы конструкций

Еўракод 3
ПРАЕКТАВАННЕ СТАЛЬНЫХ КАНСТРУКЦЫЙ
Частка 1-5. Пласціністыя элементы канструкцый

Eurocode 3
 Design of steel structures
 Part 1-5. Plated structural elements

Дата введения 2010-01-01

1 Общие положения**1.1 Область применения**

(1) EN 1993-1-5 содержит правила проектирования и расчета элементов конструкций, состоящих из плоских листов, воспринимающих нагрузки в плоскости листа, с элементами жесткости или без них.

(2) Данные правила распространяются также на несущие балки из металлического листа I-образного сечения и коробчатые балки, в которых возникают неравномерные распределения напряжений вследствие эффекта сдвигового запаздывания, а также потери устойчивости (выпучивание) листов при действии нормальных напряжений либо при одновременном действии нормальных и касательных напряжений. Правила распространяются также на плоские листы других элементов конструкций, например резервуары (цистерны) и силосы, если нагрузки действуют в плоскости элементов. Воздействия нагрузок из плоскости элемента конструкции в настоящем EN 1993-1-5 не рассматриваются.

Примечание 1 — Правила в EN 1993-1-5 дополняют правила для поперечных сечений классов 1, 2, 3 и 4 (см. EN 1993-1-1).

Примечание 2 — Правила, распространяющиеся на гибкие пластины с переменными нормальными напряжениями и/или напряжениями сдвига, которые могут привести к усталости вследствие меняющегося выгиба из плоскости пластины (дыхание листа), указаны в EN 1993-2 и EN 1993-6.

Примечание 3 — Правила, распространяющиеся на действие нагрузок из плоскости листа и на сочетание воздействий нагрузок в плоскости и из плоскости листа, содержатся в EN 1993-2 и EN 1993-1-7.

Примечание 4 — Отдельные поля листа могут рассматриваться как плоские, если для радиуса кривизны r справедливо следующее:

$$r \geq \frac{a^2}{t}, \quad (1.1)$$

где a — ширина поля листа;

t — толщина листа.

1.2 Нормативные ссылки

В настоящем техническом кодексе использованы следующие ссылочные документы. Для недатированных ссылок применяют последнее издание ссылочного документа (включая все его изменения).

EN 1990 Основы проектирования несущих конструкций

EN 1993-1-1 Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий

EN 1993-2 Проектирование стальных конструкций. Стальные мосты

EN 1993-3 Проектирование стальных конструкций. Башни, мачты и дымовые трубы

EN 1993-4 Проектирование стальных конструкций. Силосы, резервуары и трубопроводы

EN 1993-5 Проектирование стальных конструкций. Свайные сооружения

EN 1993-6 Проектирование стальных конструкций. Крановые конструкции

EN 1993-1-7 Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-7. Прочность плоских листовых конструкций при действии поперечной нагрузки

EN 1993-1-9 Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-9. Усталостная прочность.

1.3 Термины и определения

В настоящем техническом кодексе применяют следующие термины с соответствующими определениями:

1.3.1 упругое критическое напряжение (elastic critical stress): Напряжение в элементе конструкции, при достижении которого элемент становится неустойчивым, происходит выпучивание (потеря устойчивости) элемента при упругой работе всей конструкции.

1.3.2 мембранные напряжения (membrane stress): Напряжения в середине плоскости пластины.

1.3.3 поперечное сечение брутто (gross cross-section): Вся площадь поперечного сечения элемента конструкции без учета прерывистых продольных элементов жесткости, соединительных листов или листов для закрытия стыка.

1.3.4 эффективная площадь поперечного сечения и эффективная ширина: Площадь сечения брутто или ширина сечения элемента, уменьшенная на участок или длину пластины, вследствие потери их устойчивости от действия нормальных или касательных напряжений или от их совместного действия и эффекта сдвигового запаздывания; понятие «эффективный» классифицируют следующим образом:

«эффективный^p» — учитывает эффект потери устойчивости (выпучивания) пластины от нормальных напряжений;

«эффективный^s» — учитывает эффект сдвигового запаздывания;

«эффективный» — учитывает эффект потери устойчивости (выпучивания) пластины от нормальных напряжений и сдвигового запаздывания.

1.3.5 конструкция из листового проката (plated structure): Конструкция, состоящая из плоских листов (полосовая или листовая сталь); плоские металлические листы могут иметь или не иметь элементы жесткости.

1.3.6 элемент жесткости (stiffener): Пластины или профильные стержни, присоединяемые к металлическому листу, для предотвращения потери устойчивости или для усиления листа при приложении местной нагрузки; элементы жесткости обозначают как:

— продольные элементы жесткости, если они проходят параллельно оси элемента конструкции;

— поперечные элементы жесткости, если они проходят поперек оси элемента конструкции.

1.3.7 жесткая пластина (лист) (stiffened plate): Пластина (металлический лист) с поперечными или продольными элементами жесткости или с теми и другими.

1.3.8 отсек (subpanel): Гибкая пластина (металлический лист), огражденная поясами и/или элементами жесткости.

1.3.9 бистальная балка (hybrid girder): Балка из листового проката из различных марок стали для поясов и стенки; для указанных правил принимается более высокая марка стали для поясов чем для стенки.

1.3.10 правило знаков (sign convention): Усилия сжатия и, соответственно, напряжения сжатия, если не установлено иное, принимаются с положительным знаком.

1.4 Буквенные обозначения

(1) В дополнение к буквенным обозначениям, приведенным в EN 1990 и EN 1993-1-1, применяют следующие:

A_{sl} — суммарная площадь всех продольных элементов жесткости усиленной пластины (листа);

A_{st} — площадь поперечного сечения брутто поперечного элемента жесткости;

A_{eff} — эффективная площадь поперечного сечения;

$A_{c,eff}$ — эффективная^p площадь поперечного сечения (при потере устойчивости пластины от действия нормальных напряжений);

- $A_{c,eff,loc}$ — эффективная^p площадь поперечного сечения при потере местной устойчивости пластины от действия нормальных и местных напряжений;
- a — длина пластины между элементами жесткости или без них;
- b — ширина пластины между элементами жесткости или без них;
- b_w — расстояние в свету между сварными швами;
- b_{eff} — эффективная^s ширина при эффекте сдвигового запаздывания в упругой стадии работы;
- F_{Ed} — расчетное значение поперечной нагрузки;
- h_w — высота стенки между поясами;
- L_{eff} — эффективная длина при воздействии поперечных нагрузок (см. раздел 6);
- $M_{f,Rd}$ — расчетное значение несущей способности поперечного сечения при изгибе с учетом развития пластических деформаций, если при расчете учитываются только пояса балки;
- $M_{pl,Rd}$ — расчетное значение несущей способности поперечного сечения при изгибе с учетом развития пластических деформаций (независимо от классификации сечения);
- M_{Ed} — расчетное значение изгибающего момента;
- N_{Ed} — расчетное значение осевой силы;
- F_{Ed} — расчетное значение локальной нагрузки;
- t — толщина листа;
- t_w — толщина стенки;
- t_f — толщина пояса;
- V_{Ed} — расчетное значение поперечной силы при изгибе с закручиванием;
- W_{eff} — упругий момент сопротивления эффективного сечения;
- β — коэффициент, учитывающий эффективную^s ширину при упругом сдвиговом запаздывании;
- β_{ult} — понижающий коэффициент эффективной^s ширины для учета сдвигового запаздывания в предельном состоянии при определении несущей способности;
- $\sigma_{z,ED}$ — расчетное значение местного напряжения в стенке в поперечном направлении;
- σ_{cr} — упругое критическое напряжение потери устойчивости;
- $\sigma_{cr,c}$ — упругое критическое напряжение потери устойчивости по типу сжатого стержня.

(2) Другие буквенные обозначения определены в тексте.

2 Основы проектирования и моделирования

2.1 Общие положения

(1)P Влияние эффекта сдвигового запаздывания и потери устойчивости пластин должны быть учтены при расчете несущей способности или усталостной прочности по предельным состояниям.

Примечание — Применяемые в данном стандарте частные коэффициенты безопасности $\gamma_{\mu 0}$ и $\gamma_{\mu 1}$ указаны для различных областей применения в национальных приложениях EN 1993-1 – EN 1993-6.

2.2 Методика определения эффективной ширины при статическом расчете

(1)P Влияние эффекта сдвигового запаздывания и потери устойчивости на жесткость элементов и соединений должно приниматься во внимание при статическом расчете конструкции.

(2) Влияние эффекта сдвигового запаздывания поясов при статическом расчете конструкции учитывается с использованием в расчете эффективной^s ширины. Для упрощения эффективная^s ширина может быть принята постоянной по всей длине пролета.

(3) В неразрезных балках для каждого пролета эффективная^s ширина поясов должна приниматься менее всей ширины пояса, в том числе и на участке $L/8$ длины пролета от каждой опоры, где L — пролет или двойная длина консоли.

(4) Влияние эффекта потери устойчивости пластины при статическом расчете в упругой стадии учитывается с использованием в расчете эффективной^p площади поперечного сечения, на которую действуют сжимающие усилия (см. 4.3).

(5) При статическом расчете конструкции влияние эффекта потери устойчивости пластин допускается не учитывать, если эффективная^p площадь поперечного сечения сжатого элемента превышает значение ρ_{lim} , умноженное на площадь поперечного сечения брутто этого элемента.

Примечание 1 — Предельное значение ρ_{lim} может быть указано в национальном приложении. Рекомендуется значение $\rho_{lim} = 0,5$.

Примечание 2 — Указания по определению жесткости для случая, когда требование (5) не соблюдается, даны в приложении E.

2.3 Потеря устойчивости пластин элементов постоянного поперечного сечения

(1) Методы определения эффективной^p ширины при действии нормальных напряжений, методы определения несущей способности при потере устойчивости от сдвига и при потере устойчивости вследствие действия поперечных нагрузок, а также при их совместном действии в предельном состоянии могут быть использованы, когда соблюдаются следующие условия:

- панели пластин прямоугольные и пояса проходят параллельно;
- диаметр неусиленных отверстий или вырезов не должен превышать $0,05b$, где b — ширина панели пластины.

Примечание — Правилами допускается также применять непрямоугольные панели пластин, если для угла α_{limit} (рисунок 2.1) справедливо условие $\alpha_{limit} \leq 10^\circ$. Если $\alpha_{limit} > 10^\circ$, то в качестве панели пластины допускается принимать условную прямоугольную панель с большим из двух размеров b_1 и b_2 пластины.

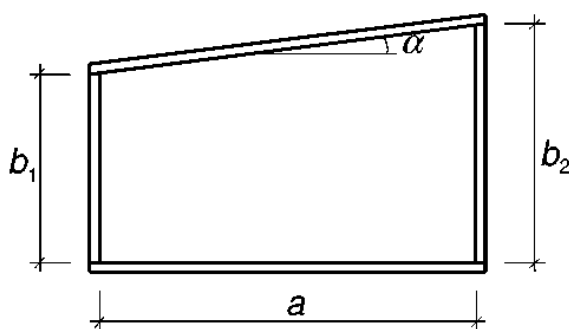


Рисунок 2.1 — Определение угла α

(2) При расчете несущей способности и усталостной прочности эффективная^s площадь сечения принимается в случаях, если выполняются условия, приведенные в 3.1. При расчете по предельным состояниям эффективная площадь сечения принимается согласно 3.3, заменяя β на β_{ult} .

2.4 Методика расчета по приведенным напряжениям

(1) В качестве альтернативы использования методики определения эффективной^p ширины при определении нормальных напряжений согласно разделам 4 – 7, поперечные сечения могут быть приняты как для сечений класса 3, если нормальные напряжения для каждой панели не превышают предельных значений, определенных согласно разделу 10.

Примечание — Методика расчета по приведенным напряжениям для отдельных листов соответствует методу расчета с эффективной^p шириной (см. 2.3). Однако при проверках напряжений не учитывается уменьшение нагрузки между отдельными листами в поперечном сечении.

2.5 Элементы конструкций с переменным сечением

(1) В элементах конструкций с переменным сечением (втуловые элементы, панели с непараллельными поясами) или элементах конструкции с регулярными или нерегулярными большими отверстиями допускается применять методы на основе расчетов по конечным элементам.

Примечание 1 — В приложении B даны указания для элементов конструкций с переменным сечением.

Примечание 2 — В приложении C даны указания к расчету по методу конечных элементов (FE).

2.6 Элементы конструкций с рифлеными стенками

(1) При расчете элементов конструкций с рифлеными стенками, как правило, изгибная жесткость зависит только от поясов и стенки воспринимают только усилия сдвига и поперечные нагрузки.

Примечание — В приложении D приведены правила определения расчетных параметров по потере устойчивости сжатых поясов и по несущей способности стенки при сдвиге.

3 Учет эффекта сдвигового запаздывания при расчете элементов

3.1 Общие положения

(1) В поясах допускается не учитывать эффект сдвигового запаздывания, если выполнено условие $b_0 < L_e/50$. Для частей поясов с односторонней опорой ширина пояса b_0 соответствует имеющейся

ширине пояса, для частей пояса с двухсторонней опорой b_0 равняется половине ширины пояса. Длина L_e равна расстоянию между нулевыми точками действующих моментов (см. 3.2.1(2)).

(2) Если указанное в (1) условие для b_0 не выполняется, как правило, при оценке несущей способности и усталостной прочности материала необходимо учитывать влияние сдвигового запаздывания поясов, для этого определяют эффективную^s ширину согласно 3.2.1 и используют распределение напряжения согласно 3.2.2. При оценке несущей способности в предельном состоянии допускается применять эффективную площадь согласно 3.3.

(3) Напряжение в стенке вследствие локального приложения нагрузки в уровне пояса определяют согласно 3.2.3.

3.2 Определение эффективной^s ширины при сдвиговом запаздывании в упругой стадии работы

3.2.1 Эффективная ширина

(1) Эффективную^s ширину b_{eff} при учете сдвигового запаздывания в упругой стадии работы, как правило, определяют по формуле

$$b_{\text{eff}} = \beta b_0. \quad (3.1)$$

Коэффициент β указан в таблице 3.1.

Эффективную ширину допускается применять при оценке эксплуатационной пригодности и усталостной прочности в предельном состоянии.

(2) Если смежные пролеты отличаются не более чем на 50 % или длина консолей составляет не более 50 % примыкающего пролета, то эффективную длину L_e допускается определять согласно рисунку 3.1. В других случаях L_e оценивают как расстояние между двумя нулевыми точками действующих моментов.

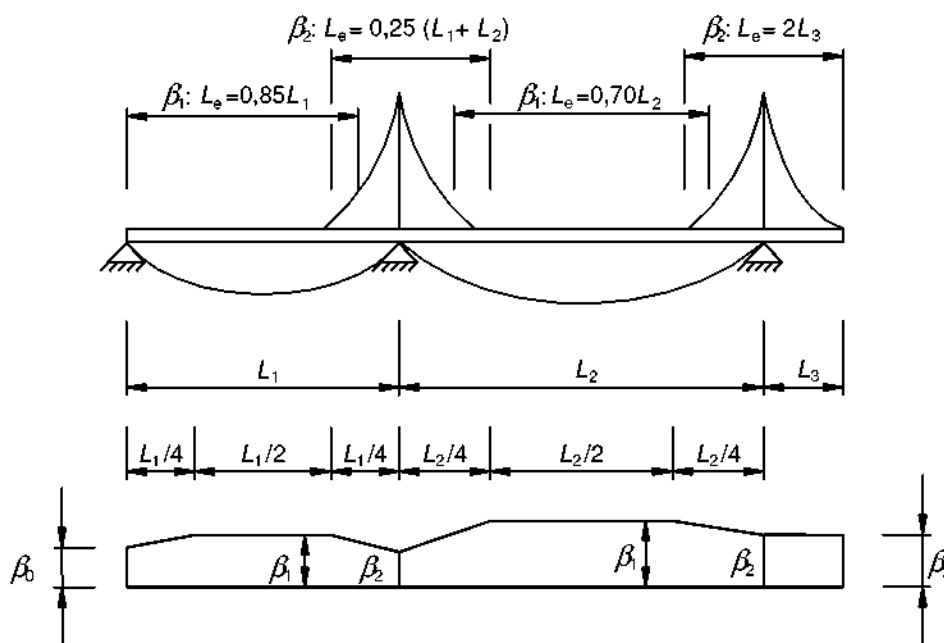
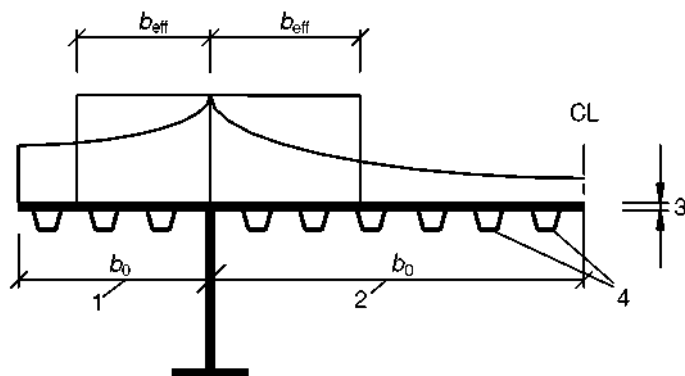


Рисунок 3.1 — Эффективная длина L_e для неразрезных балок и распределение эффективной^s ширины



- 1 — свес пояса при опирании на одну сторону;
- 2 — свес пояса при опирании на две стороны;
- 3 — толщина листа t ;
- 4 — продольные элементы жесткости с $A_{sl} = \sum A_{sli}$

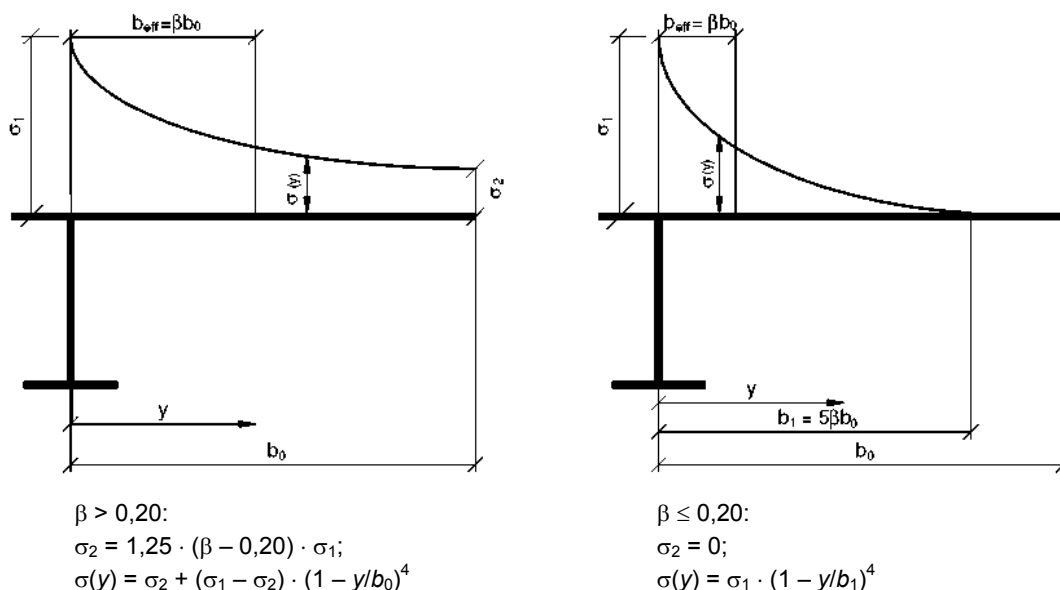
Рисунок 3.2 — К определению эффективной ширины

Таблица 3.1 — Понижающий коэффициент β для эффективной^s ширины

k	Место расположения	Значение β
$k \leq 0,02$		$\beta = 1,0$
$0,02 < k \leq 0,70$	В пролете балки	$\beta = \beta_1 = \frac{1}{1 + 6,4k^2}$
	У опоры балки	$\beta = \beta_2 = \frac{1}{1 + 6,0 \cdot \left(k - \frac{1}{2500k} \right) + 1,6k^2}$
$> 0,70$	В пролете балки	$\beta = \beta_1 = \frac{1}{5,9k}$
	У опоры балки	$\beta = \beta_2 = \frac{1}{8,6k}$
Все k	Концевая опора балки	$\beta_0 = (0,55 + 0,025/k) \cdot \beta_1, \beta_0 < \beta_1$
Все k	Консоль балки	$\beta = \beta_2$ — на опоре и на конце консоли
$k = \alpha_0 b_0 / L_e \text{ при } \alpha_0 = \sqrt{1 + \frac{A_{sl}}{b_0 t}}$		
<p>где A_{sl} — площадь сечения всех продольных элементов жесткости в пределах ширины b_0. Другие буквенные обозначения указаны на рисунках 3.1 и 3.2.</p>		

3.2.2 Распределение напряжений при учете эффекта сдвигового запаздывания

(1) Для учета эффекта сдвигового запаздывания, как правило, применяют распределение нормальных напряжений в поясе согласно рисунку 3.3.



σ_1 — определяют с применением эффективной^s ширины b_{eff} верхнего пояса;
 y — координата для определения σ_y

Рисунок 3.3 — Распределение напряжений с учетом эффекта сдвигового запаздывания

3.2.3 Приложение нагрузки в плоскости листа

(1) Упругое распределение напряжения в стенке балки с ребрами жесткости или без них вследствие местного приложения нагрузки в плоскости листа, как правило, определяют по формуле (рисунок 3.4)

$$\sigma_{z,Ed} = \frac{F_{Ed}}{b_{eff} \cdot (t_w + a_{st,l})}, \quad (3.2)$$

где

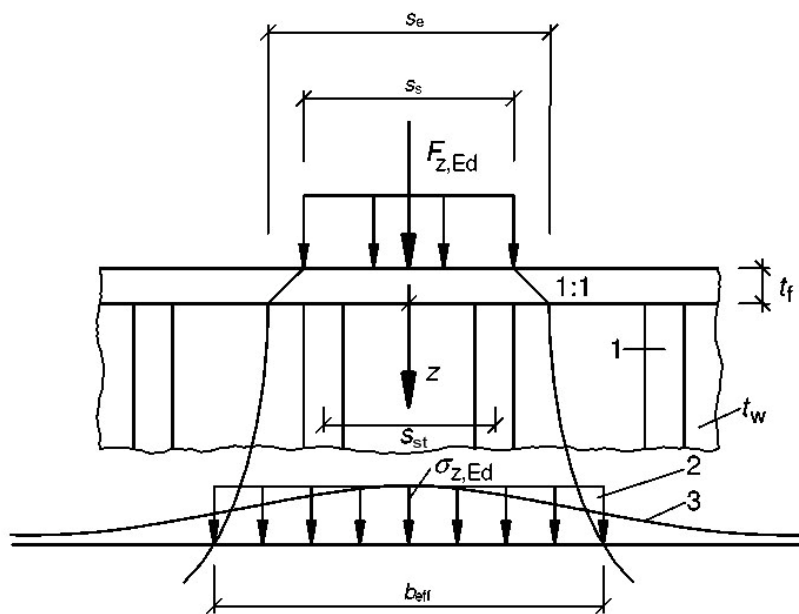
$$b_{eff} = s_e \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{z}{s_e n}\right)^2},$$

здесь $n = 0,636 \cdot \sqrt{1 + \frac{0,878 a_{st,l}}{t_w}}$;

$$s_e = s_s + 2t_f;$$

- $\sigma_{z,Ed}$ — расчетное значение местного напряжения в стенке в поперечном направлении;
- $a_{st,l}$ — площадь сечения брутто элементов жесткости, распределенных на единицу длины s_e . Эта величина может быть принята в виде отношения площади элементов жесткости к расстоянию между их центрами тяжести s_{st} ;
- t_w — толщина стенки;
- z — расстояние от пояса до рассматриваемой точки стенки.

Примечание — Формула (3.2) справедлива для $s_{st}/s_e \leq 0,5$, в противном случае влияние элементов жесткости не учитывают.



1 — элемент жесткости; 2 — упрощенное распределение напряжений;
3 — фактическое распределение напряжений

Рисунок 3.4 — Схема приложения нагрузки в плоскости листа

Примечание — Указанное выше распределение напряжения допускается также использовать при расчетах на выносливость при учете усталостных свойств материала.

3.3 Учет эффекта сдвигового запаздывания при расчете по предельным состояниям

(1) При расчете по предельным состояниям эффект сдвигового запаздывания допускается учитывать следующим образом:

- a) воздействие эффекта сдвигового запаздывания в упругой стадии работы при определении несущей способности и усталостной прочности;
- b) при одновременном воздействии сдвигового запаздывания и потери устойчивости (выпучивания) пластин;
- c) при упруго-пластической работе материала воздействие эффекта сдвигового запаздывания допускается при учете ограничения пластических деформаций.

Примечание 1 — Применяемый метод может быть установлен в национальном приложении. Если в EN 1993-2 – EN 1993-6 не установлено иное, то рекомендуется применять метод, указанный в примечании 3.

Примечание 2 — Одновременное действие потери устойчивости пластины и сдвигового запаздывания допускается рассчитывать с учетом эффективной площади сечения A_{eff} по формуле

$$A_{eff} = A_{c,eff} \beta_{ult}, \tag{3.3}$$

где $A_{c,eff}$ — эффективная^p площадь поперечного сечения сжатого пояса при потере устойчивости пластины от действия нормальных напряжений (см. 4.4 и 4.5);

β_{ult} — понижающий коэффициент эффективной^s ширины для учета сдвигового запаздывания в предельном состоянии при определении несущей способности, β_{ult} допускается принимать равным β согласно таблице 3.1, с заменой α_0 на α_0^* по формуле

$$\alpha_0^* = \sqrt{\frac{A_{c,eff}}{b_0 t_f}}, \tag{3.4}$$

здесь t_f — толщина пояса.

Примечание 3 — При упруго-пластической работе материала воздействие эффекта сдвигового запаздывания с учетом ограничения пластических деформаций допускается учитывать посредством эффективной площади сечения A_{eff} по формуле

$$A_{eff} = A_{c,eff} \beta^k \geq A_{c,eff} \beta, \tag{3.5}$$

где β и k принимаются согласно таблице 3.1.

Формулы в примечаниях 2 и 3 допускается применять также для поясов, работающих на растяжение, в этом случае $A_{c,eff}$, как правило, заменяют на площадь сечения брутто растянутого пояса.

4 Потеря устойчивости пластины от действия нормальных напряжений при расчете по предельным состояниям

4.1 Общие положения

(1) В данном разделе приводятся правила учета потери устойчивости пластин от действия сжимающих нормальных напряжений при расчете по предельным состояниям, если выполняются следующие условия:

а) отсеки стенки (пластины) прямоугольные, а пояса параллельны или приблизительно параллельны (см. 2.3);

б) имеющиеся элементы жесткости проходят в продольном и/или поперечном направлении;

с) отверстия или вырезы небольшие (см. 2.3);

д) элементы конструкции имеют одинаковую форму;

е) влияние пояса на потерю устойчивости стенки исключено.

Примечание 1 — Влияние сжатого пояса на потерю устойчивости стенки приведено в разделе 8.

Примечание 2 — Требования к элементам жесткости и пластинам при потере устойчивости указаны в разделе 9.

4.2 Прочность и устойчивость при действии нормальных напряжений

(1) Проверка прочности и устойчивости обрамленных пластин при действии сжимающих нормальных напряжений поперечных сечений класса 4 производится с использованием характеристик эффективной площади поперечного сечения (A_{eff} , I_{eff} , W_{eff}) для балок и колонн, в том числе и при крутильной форме потери устойчивости согласно EN 1993-1-1.

(2) Эффективные^p площади поперечного сечения допускается определять на основе распределения деформаций по линейному закону при достижении упругих деформаций в середине плоскости сжатой пластины.

4.3 Эффективное поперечное сечение

(1) При определении нормальных напряжений, как правило, необходимо учитывать эффект сдвигового запаздывания и потери устойчивости (выпучивания) пластин, используя эффективные площади сечений, приведенные в 3.3.

(2) Характеристики эффективного поперечного сечения конструкции, как правило, определяются по эффективным площадям сжатых элементов и эффективным^s площадям растянутых элементов вследствие эффекта сдвигового запаздывания.

(3) Эффективную площадь сечения A_{eff} , как правило, определяют, считая, что поперечное сечение подвергается только осевому сжатию силой N_{Ed} . Для несимметричных сечений имеет место эксцентриситет e_N , который появляется в результате смещения центра тяжести эффективной площади сечения A_{eff} относительно центра тяжести поперечного сечения брутто (рисунок 4.1), в результате чего возникает дополнительный изгибающий момент, который, как правило, необходимо учитывать при проверке поперечного сечения согласно 4.6.

(4) Момент сопротивления эффективного сечения W_{eff} , как правило, определяют, считая, что поперечное сечение подвергается только напряжениям от изгибающего момента M_{Ed} (рисунок 4.2). При действии изгибающих моментов в двух главных плоскостях, как правило, определяют моменты сопротивления эффективного сечения относительно двух главных осей.

Примечание — Как альтернатива 4.3(3) и (4) допускается определять эффективные значения характеристик поперечного сечения с применением результирующего распределения продольных напряжений от одновременного действия N_{Ed} и M_{Ed} . Дополнительный момент от e_N , как правило, необходимо учитывать согласно 4.3(3). Это требует повторных расчетов.

(5) Напряжения в поясах определяются с использованием упругого момента сопротивления относительно середины листа пояса.

(6) Бистальные балки должны иметь пояса из материала с пределом текучести от f_{yf} до $\phi_h \times f_{yw}$ предела текучести материала стенки, при условии:

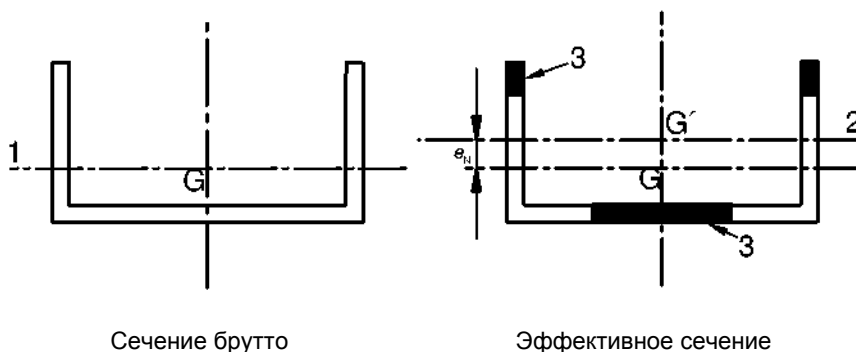
а) увеличение напряжений в поясе приводит к появлению текучести материала стенки, которая учитывается посредством ограничения напряжений в стенке до f_{yw} ;

б) эффективная площадь стенки определяется с применением f_{yf} (вместо f_{yw}).

Примечание — Значение ϕ_h допускается устанавливать в национальном приложении. Рекомендуется значение $\phi_h = 2,0$.

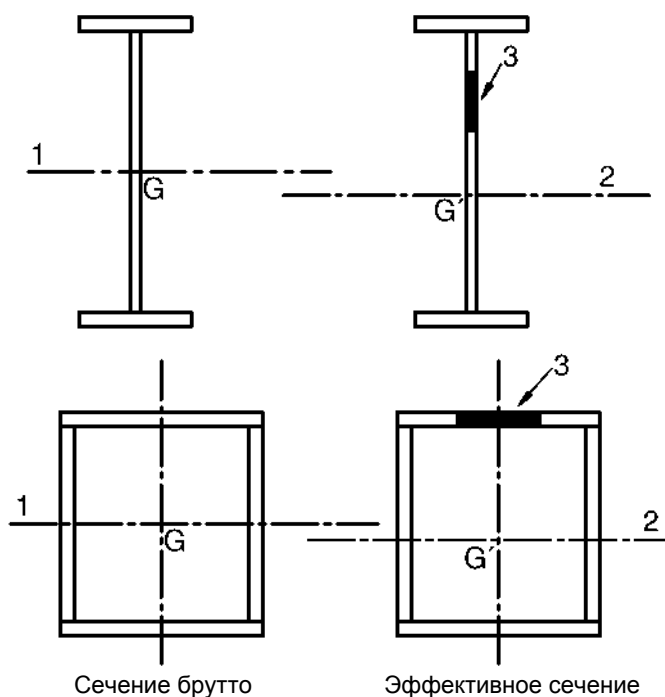
(7) Увеличение деформаций и напряжений для бистальных балок при проверках несущей способности усталостной прочности допускается не учитывать при соблюдении условий по 4.3(6) с учетом примечания.

(8) В бистальных балках, которые соответствуют условиям по 4.3(6),напряжение при проверке устойчивости по EN 1993-1-9 допускается принимать равным $1,5f_{yw}$.



- G — центр тяжести сечения брутто; G' — центр тяжести эффективного сечения;
- 1 — ось центра тяжести сечения брутто;
- 2 — ось центра тяжести эффективного сечения;
- 3 — неэффективные участки сечения (участки сечения, для которых местная устойчивость не обеспечена)

Рисунок 4.1 — Сечения класса 4 — воздействие осевых усилий



- G — центр тяжести сечения брутто; G' — центр тяжести эффективного сечения;
- 1 — ось центра тяжести сечения брутто;

- 2 — ось центра тяжести эффективного сечения;
 3 — неэффективные участки сечения (участки сечения, для которых местная устойчивость не обеспечена)

Рисунок 4.2 — Сечения класса 4 — воздействие изгибающих моментов

4.4 Пластинчатые элементы без продольных элементов жесткости

(1) Эффективные^p площади пластин сжатых элементов с двухсторонним закреплением по краям должны определяться, используя таблицу 4.1, а для пластин с односторонним закреплением (свесы листа) — таблицу 4.2. Эффективная^p площадь сжатой зоны листа с поперечной площадью сечения брутто A_c , как правило, определяется по формуле

$$A_{c,eff} = \rho A_c, \quad (4.1)$$

где ρ — понижающий коэффициент при потере устойчивости пластины.

(2) При этом ρ допускается принимать по формулам:

— для сжатой пластины с двухсторонним закреплением:

$$\rho = 1,0 \quad \text{для } \bar{\lambda}_p \leq 0,673;$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055 \cdot (3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,0 \quad \text{для } \bar{\lambda}_p > 0,673, \text{ где } (3 + \psi) \geq 0; \quad (4.2)$$

— для сжатой пластины с односторонним закреплением (свес листа):

$$\rho = 1,0 \quad \text{для } \bar{\lambda}_p \leq 0,748;$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,188}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,0 \quad \text{для } \bar{\lambda}_p > 0,748, \quad (4.3)$$

$$\text{где } \bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{\bar{b}/t}{28,4\varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}},$$

здесь ψ — отношение напряжений, определяемых согласно 4.4(3) и 4.4(4);

\bar{b} — расчетная ширина пластины принимается следующей (обозначения см. EN 1993-1-1, таблица 5.2):

b_w — для стенки;

b — для элементов поясов с двухсторонним закреплением (кроме прямоугольных полых профилей);

$b - 3t$ — для поясов прямоугольных полых профилей;

c — для свесов поясов с односторонним закреплением;

h — для равнополочных уголков;

h — для неравнополочных уголков;

k_σ — коэффициент, учитывающий потерю устойчивости в зависимости от отношения напряжений ψ по краям пластины и условий их закрепления. Для длинных пластин значения коэффициента k_σ указаны в таблице 4.1 или таблице 4.2;

t — толщина листа;

σ_{cr} — упругое критическое напряжение потери устойчивости (см. формулу (A.1) в A.1(2) (приложение A) и таблицы 4.1, 4.2);

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y [\text{Н/мм}^2]}}.$$

(3) Для поясов I-сечений и коробчатых балок коэффициент отношения напряжений ψ , принятый в таблицах 4.1, 4.2, является основой для определения характеристик поперечного сечения брутто, которые обязательно должны приниматься в расчете поясов при учете эффекта сдвигового запаздывания, если это имеет место. Для стенки определяют отношение напряжений ψ согласно таблицы 4.1 с учетом распределения напряжений, которое определяется по эффективной ширине

сжатого
и сечения брутто стенки.

пояса

Примечание — Если на различных стадиях строительства распределение напряжений меняется (например, в комбинированных мостах), вначале допускается рассчитывать напряжения для сечения, которое состоит из эффективных площадей поясов и сечений брутто стенки. С полученным при этом распределением напряжений определяют эффективную площадь сечения стенки, которая затем применяется на всех стадиях окончательного расчета.

(4) С ограничением, указанным в 4.4(5), условную гибкость пластины $\bar{\lambda}_p$ для элемента допускается заменить на

$$\bar{\lambda}_{p,red} = \bar{\lambda}_p \sqrt{\frac{\sigma_{com,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}}}, \quad (4.4)$$

где $\sigma_{com,Ed}$ — наибольшее расчетное значение сжимающих напряжений в элементе, определяемое с учетом эффективного^p поперечного сечения при всех одновременно действующих нагрузках.

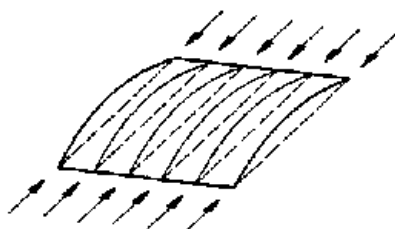
Примечание 1 — Данный метод требует итеративного расчета, в котором отношение напряжений ψ (таблицы 4.1, 4.2) повторно определяется на каждом этапе распределения напряжений с эффективным сечением предшествующего итеративного шага.

Примечание 2 — Альтернативный метод указан в приложении E.

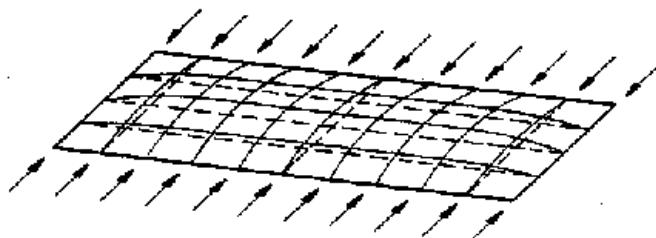
(5) При проектировании проверку несущей способности при потере устойчивости элементов конструкции класса 4 производят, используя EN 1993-1-1 (6.3.1, 6.3.2 или 6.3.4), условную гибкость $\bar{\lambda}_p$ или $\bar{\lambda}_{p,red}$ с $\sigma_{com,Ed}$, где $\sigma_{com,Ed}$ определяется по расчету 2-го порядка с учетом имеющихся несовершенств.

(6) При отношении сторон пластины $a/b < 1$ возможна потеря устойчивости по такому типу, как для стержня, и проверку производят согласно 4.5.4 с использованием понижающего коэффициента ρ_c .

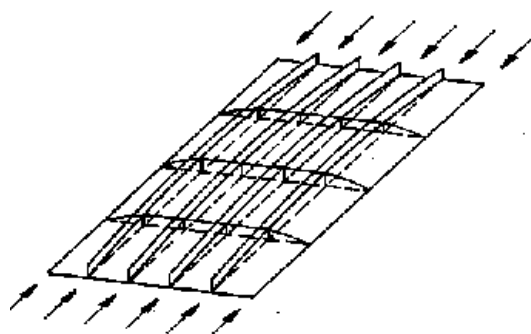
Примечание — Это касается в том числе и пластинок между поперечными элементами жесткости, где потеря устойчивости пластины сопоставима с потерей устойчивости стержня и требует применения понижающего коэффициента ρ_c для χ_c (рисунок 4.3 а) и б)). Для пластин с продольными элементами жесткости потеря устойчивости, как для стержня, может также иметь место при $a/b \geq 1$ (рисунок 4.3 в)).



а) Выпучивание пластинки без закрепления по краям в продольном направлении



б) Выпучивание пластинки без элементов жесткости с закреплением по краям в продольном направлении с малым отношением сторон α



в) Выпучивание пластинки с продольными элементами жесткости

с закреплением по краям в продольном направлении
с большим отношением сторон α

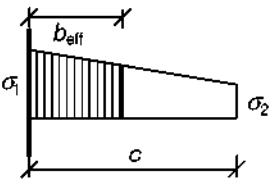
Рисунок 4.3 — Работа пластины по типу сжатого стержня

Таблица 4.1 — Сжатые пластины с двухсторонним закреплением по краям

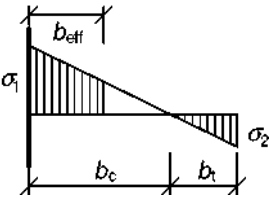
Распределение напряжения (сжатие положительное)			Эффективная ширина b_{eff}			
			$\psi = 1:$ $b_{eff} = \rho \bar{b};$ $b_{e1} = 0,5b_{eff}, b_{e2} = 0,5b_{eff}$			
			$1 > \psi \geq 0:$ $b_{eff} = \rho \bar{b},$ $b_{e1} = \frac{2}{5 - \psi} b_{eff}, b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$			
			$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} / (1 - \psi),$ $b_{e1} = 0,4b_{eff}, b_{e2} = 0,6b_{eff}$			
$\psi = \sigma_2/\sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -3$
Коэффициент потери устойчивости k_σ	4,0	$8,2/(1,05 + \psi)$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$	23,9	$5,98 \cdot (1 - \psi)^2$

Таблица 4.2 — Сжатые пластины с односторонним закреплением

Распределение напряжения (сжатие положительное)		Эффективная ширина b_{eff}				
		$1 > \psi \geq 0:$ $b_{eff} = \rho c$				
		$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$				
$\psi = \sigma_2/\sigma_1$	1	0	-1	$1 \geq \psi \geq -3$		
Коэффициент потери устойчивости k_σ	0,43	0,57	0,85	$0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$		

	<p>$1 > \psi \geq 0:$</p> <p>$b_{\text{eff}} = \rho c$</p>
---	---

Окончание таблицы 4.2

Распределение напряжения (сжатие положительное)		Эффективная ширина b_{eff}			
		$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$			
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1
Коэффициент потери устойчивости k_{σ}	0,43	$0,578 / (\psi + 0,34)$	1,70	$1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$	23,8

4.5 Усиление пластин продольными элементами жесткости

4.5.1 Общие положения

(1) Для пластин с продольными элементами жесткости эффективные^p площади, при местной потере устойчивости, учитываются для отдельных отсеков между элементами жесткости и эффективные^p площади усиленных панелей должны учитываться при проверке общей устойчивости.

(2) Эффективная^p площадь поперечного сечения каждого отдельного отсека должна определяться при помощи понижающего коэффициента согласно 4.4, вследствие местной потери устойчивости пластины. Усиленная элементами жесткости пластина с эффективной^p площадью поперечного сечения должна быть проверена при статическом расчете на общую устойчивость (моделируя ее в виде эквивалентной ортотропной пластины), и понижающий коэффициент ρ должен быть определен для всей пластины при потере устойчивости.

(3) Эффективную^p площадь сжатой зоны усиленной пластины определяют по формуле

$$A_{c,eff} = \rho_c A_{c,eff,loc} + \sum b_{edge,eff} t, \tag{4.5}$$

где $A_{c,eff,loc}$ — эффективная^p площадь поперечных сечений всех элементов жесткости и листов отсеков, которые полностью или частично находятся в зоне сжатия, за исключением эффективных частей сечения у опорных участков смежных пластин элемента шириной $b_{edge,eff}$ (см. рисунок 4.4).

(4) Площадь $A_{c,eff,loc}$ определяют по формуле

$$A_{c,eff,loc} = A_{sl,eff} + \sum_c \rho_{loc} b_{c,loc} t, \tag{4.6}$$

где \sum_c — относится к ширине панели, усиленной элементами жесткости, которая сжата, за исключением частей сечения $b_{edge,eff}$ (рисунок 4.4);

$A_{sl,eff}$ — сумма эффективных^p площадей всех продольных элементов жесткости площадью сечения брутто A_{sl} , расположенных в зоне сжатия согласно 4.4;

$b_{c,loc}$ — ширина сжатой части листа для каждого отсека;

ρ_{loc} — понижающий коэффициент согласно 4.4(2) для каждого отсека.

(5) При определении понижающего коэффициента ρ_c при потере устойчивости всей пластины, необходимо принимать во внимание, что понижающий коэффициент потери устойчивости по типу стержня является более точным, чем при потере устойчивости пластины.

(6) Понижающий коэффициент ρ_c , как правило, определяют посредством интерполяции между понижающим коэффициентом ρ потери устойчивости пластины и понижающим коэффициентом χ_c потери устойчивости пластины по типу сжатого стержня согласно 4.5.4.

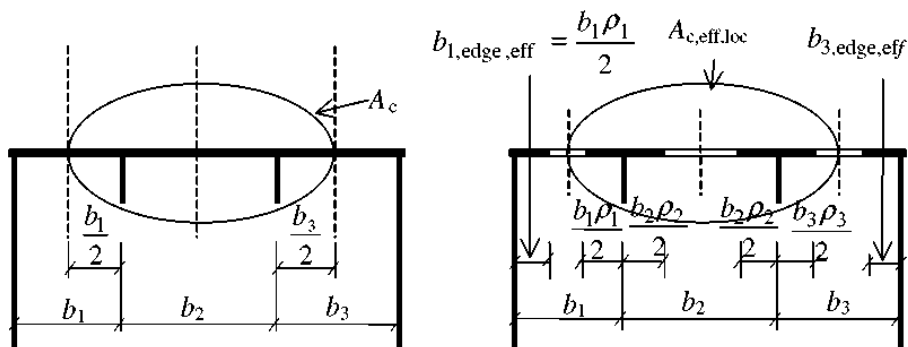


Рисунок 4.4 — Работа усиленной пластины при равномерном сжатии

Примечание — При неравномерном распределении напряжений сжатия см. рисунок А.1.

(7) Уменьшение сжатой площади $A_{c,eff,loc}$ посредством ρ_c допускается принимать постоянным для всего поперечного сечения.

(8) Если эффект сдвигового запаздывания имеет место (см. 3.3), вместо эффективной площади поперечного сечения $A_{c,eff}$ сжатой зоны усиленной пластины должна быть принята $A_{c,eff}^*$ для расчета не только местной потери устойчивости пластины, но также для учета эффекта сдвигового запаздывания.

(9) В качестве эффективной площади поперечного сечения усиленной пластины в зоне растяжения применяют уменьшенную площадь сечения брутто растянутой зоны, если имеет место эффект сдвигового запаздывания (см. 3.3).

(10) Момент сопротивления эффективного сечения W_{eff} определяют как момент инерции площади эффективного поперечного сечения, деленного на расстояние от центра тяжести до края пластины.

4.5.2 Работа пластины

(1) Условная гибкость $\bar{\lambda}_p$ эквивалентной пластины определяется по формуле

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\beta_{A,c} f_y}{\sigma_{cr,p}}} \tag{4.7}$$

при

$$\beta_{A,c} = \frac{A_{c,eff,loc}}{A_c},$$

где A_c — площадь сечения брутто сжатой зоны усиленной пластины (с элементами жесткости), без учета смежных пластин крайних участков отсеков (см. рисунок 4.4) (в определенных случаях учитывается эффект сдвигового запаздывания, см. 3.3);

$A_{c,eff,loc}$ — эффективная площадь сечения части пластины (в определенных случаях с учетом эффекта сдвигового запаздывания), принимая в расчет возможность потери устойчивости пластин отсеков и/или элементов жесткости.

(2) Понижающий коэффициент ρ для эквивалентной ортотропной пластины определяют согласно 4.4(2), определяя $\bar{\lambda}_p$ по формуле (4.7).

Примечание — В приложении А содержатся указания по расчету $\sigma_{cr,p}$.

4.5.3 Работа пластины по типу сжатого стержня

(1) Упругие критические напряжения потери устойчивости по типу сжатого стержня $\sigma_{cr,c}$ неусиленной (см. 4.4) или усиленной пластины (см. 4.5), как правило, принимаются без учета закреплений вдоль продольных краев пластины.

(2) Упругое критическое напряжение потери устойчивости по типу сжатого стержня $\sigma_{cr,c}$ неусиленной пластины элементами жесткости допускается определять по формуле

$$\sigma_{cr,c} = \frac{\pi^2 E t^2}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot a^2} \tag{4.8}$$

(3) Для пластины, усиленной элементами жесткости по краям панели с высоким уровнем напряжений сжатия, значение $\sigma_{cr,c}$ допускается определять по упругому критическому напряжению потери устойчивости $\sigma_{cr,st}$ как для сжатого стержня, которое определяют по формуле

$$\sigma_{cr,sl} = \frac{\pi^2 EI_{sl,1}}{A_{sl,1} a^2}, \quad (4.9)$$

где $I_{sl,1}$ — момент инерции поперечного сечения брутто элемента жесткости и смежных частей пластины, соответствующей панели при потере устойчивости пластины;

$A_{sl,1}$ — площадь поперечного сечения брутто элемента жесткости и смежных частей пластины, принимаемая согласно рисунку А.1.

Примечание — Значение $\sigma_{cr,c}$ может быть определено из $\sigma_{cr,c} = \sigma_{cr,sl} \cdot \frac{b_c}{b_{sl,1}}$, где $\sigma_{cr,c}$ определяется

относительно сжатого края пластины. Значения $b_{sl,1}$ и b_c принимаются по экстраполяции (см. рисунок А.1) по эпюре распределения напряжения.

(4) Условную гибкость $\bar{\lambda}_c$ как для сжатого стержня определяют по формулам:

$$\bar{\lambda}_c = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr,c}}} \quad \text{— для пластин без элементов жесткости;} \quad (4.10)$$

$$\bar{\lambda}_c = \sqrt{\frac{\beta_{A,c} f_y}{\sigma_{cr,c}}} \quad \text{— для пластин с элементами жесткости,} \quad (4.11)$$

где $\beta_{A,c} = \frac{A_{sl,1,eff}}{A_{sl,1}}$,

здесь $A_{sl,1}$ — согласно 4.5.3(3);

$A_{sl,1,eff}$ — эффективная площадь сечения элемента жесткости и граничащих полос листа с учетом потери устойчивости (см. рисунок А.1).

(5) Понижающий коэффициент χ_c определяют согласно EN 1993-1-1 (6.3.1.2). Для пластин без элементов жесткости коэффициент $\alpha = 0,21$ должен соответствовать кривой потери устойчивости. Для пластин с элементами жесткости α заменяют на α_e , который определяют по формуле

$$\alpha_e = \alpha + \frac{0,09}{i/e}, \quad (4.12)$$

где $i = \sqrt{\frac{I_{sl,1}}{A_{sl,1}}}$;

e — $\max(e_1, e_2)$ большее из расстояний от соответствующего центра тяжести пластины до центра тяжести одностороннего ребра жесткости (или ребер, расположенных с двух сторон) или до нейтральной оси эффективного условного стержня (см. рисунок А.1);

α равен 0,34 (кривая b) — для замкнутых сечений элементов жесткости;

равен 0,49 (кривая c) — для открытых сечений элементов жесткости.

4.5.4 Связь между потерей устойчивости пластины и потерей устойчивости условного сжатого стержня

(1) Окончательно понижающий коэффициент ρ_c определяется с учетом χ_c и ρ по формуле

$$\rho_c = (\rho - \chi_c) \cdot \xi \cdot (2 - \xi) + \chi_c, \quad (4.13)$$

где $\xi = \frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,c}} - 1$ при $0 \leq \xi \leq 1$;

- здесь $\sigma_{cr,p}$ — упругое критическое напряжение потери устойчивости пластины (см. А.1(2));
 $\sigma_{cr,c}$ — упругое критическое напряжение потери устойчивости по типу сжатого стержня, определяется согласно 4.5.3(2) и (3);
 χ_c — понижающий коэффициент при потере устойчивости пластины по типу сжатого стержня;
 ρ — понижающий коэффициент при потере устойчивости пластины (см. 4.4(1)).

4.6 Проверка устойчивости

(1) Проверка элементов при плоской форме потери устойчивости выполняется по формуле

$$\eta_1 = \frac{N_{Ed}}{\gamma_{M0} \cdot f_y \cdot A_{eff}} + \frac{M_{Ed} + N_{Ed} \cdot e_N}{\gamma_{M0} \cdot f_y \cdot W_{eff}}, \quad (4.14)$$

- где A_{eff} — эффективная площадь поперечного сечения, определяется согласно 4.3(3);
 e_N — отклонение центра тяжести эффективной площади A_{eff} относительно нейтральной оси согласно 4.3(3);
 M_{Ed} — расчетное значение действующего изгибающего момента;
 N_{Ed} — расчетное значение действующей нормальной силы;
 W_{eff} — упругий момент сопротивления эффективного сечения (см. 4.3(4));
 γ_{M0} — частный коэффициент безопасности по EN 1993-2 – EN 1993-6.

Примечание — Формула (4.14) для проверки сжатых элементов конструкции при изгибно-крутильной форме потери устойчивости может быть преобразована в виде формулы

$$\eta_1 = \frac{N_{Ed}}{\gamma_{M0} \cdot f_y \cdot A_{eff}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} \cdot e_{y,N}}{\gamma_{M0} \cdot f_y \cdot W_{y,eff}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} \cdot e_{z,N}}{\gamma_{M0} \cdot f_y \cdot W_{z,eff}} \leq 1,0, \quad (4.15)$$

- где $M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$ — расчетные значения действующих изгибающих моментов относительно соответствующих осей $y - y$ и $z - z$;
 $e_{y,N}$, $e_{z,N}$ — отклонение центра тяжести эффективной площади A_{eff} относительно соответствующих нейтральных осей.

(2) Влияние M_{Ed} и N_{Ed} (если эти усилия имеют место) должно использоваться в расчете 2-го порядка.

(3) Для панели проверка местной устойчивости пластины выполняется от действия результирующих напряжений на расстоянии $0,4a$ или $0,5b$ (наименьшее из значений) от края панели, где возникают наибольшие напряжения. В данном случае необходима проверка несущей способности поперечного сечения брутто на краю пластины.

5 Несущая способность на срез

5.1 Общие положения

(1) Правила данного раздела по определению несущей способности на срез элементов пластин, учитывающих потерю устойчивости при сдвиге в предельном состоянии, справедливы при следующих условиях:

- панели пластин должны быть прямоугольными или с ограничением угла панели согласно 2.3;
- имеющиеся элементы жесткости проходят в продольном и/или поперечном направлении;
- отверстия или вырезы небольшие (см. 2.3);
- элементы конструкции имеют постоянное поперечное сечение.

(2) Для пластин без элементов жесткости с отношением $h_w / t > \frac{72}{\eta} \cdot \varepsilon$ и для пластин с элементами

жесткости с отношением $h_w / t > \frac{31}{\eta} \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k\tau}$ должна производиться проверка несущей способности на

срез и на опорах должны быть предусмотрены поперечные элементы жесткости, где $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y \text{ [Н/мм}^2\text{]}}}$.

Примечание 1 — h_w указано на рисунке 5.1, а K_r — в 5.3(3).

Примечание 2 — η устанавливается в национальном приложении. Значение $\eta = 1,20$ рекомендуется для сортов стали до S460. Для более высоких сортов стали рекомендуется применять $\eta = 1,0$.

5.2 Расчет несущей способности

(1) Для стенок без элементов жесткости и с элементами жесткости расчетное значение несущей способности на срез определяется по формуле

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}}, \quad (5.1)$$

где $V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}}$ — составляющая несущей способности стенки. (5.2)

Составляющая несущей способности поясов определяется согласно 5.4.

(2) Элементы жесткости должны соответствовать требованиям 9.3, сварные швы следует выполнять согласно 9.3.5.

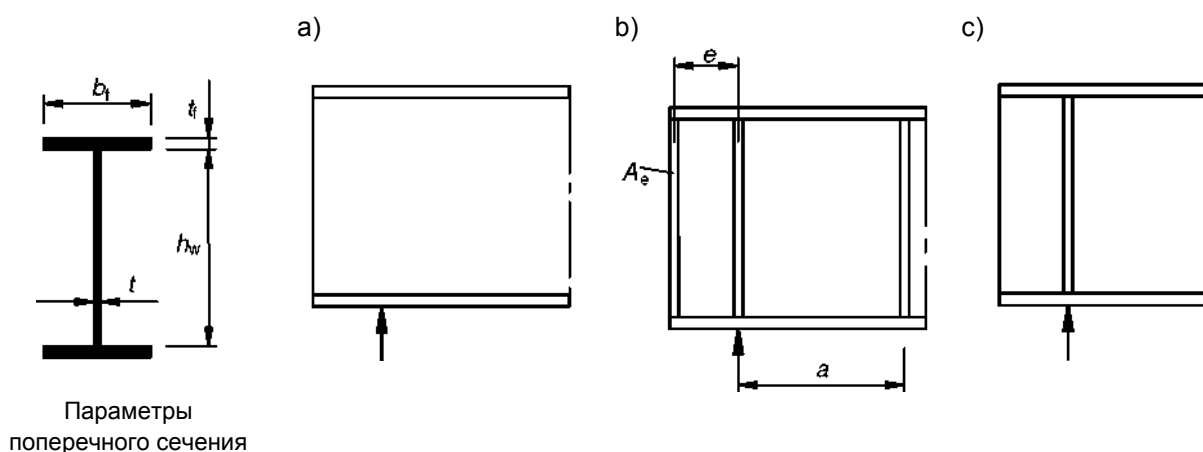


Рисунок 5.1 — Конструктивные решения опорных частей балок:

- a) без элементов жесткости на опоре;
- b) с жесткой опорной частью;
- c) с гибкой опорной частью

5.3 Несущая способность стенки

(1) В стенках с поперечными элементами жесткости только на опорах и для стенок с промежуточными поперечными и продольными элементами жесткости или при их одновременной установке при определении несущей способности коэффициент χ_w , учитывающий потерю устойчивости стенки при работе на срез, должен определяться согласно таблице 5.1 или рисунку 5.2.

Таблица 5.1 — Коэффициент χ_w при определении несущей способности стенки на срез при потере устойчивости

	Жесткая опорная часть	Гибкая опорная часть
$\bar{\lambda}_w < 0,83 / \eta$	η	η
$0,83 / \eta \leq \bar{\lambda}_w < 1,08$	$0,83 / \bar{\lambda}_w$	$0,83 / \bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1,08$	$1,37 / (0,7 + \bar{\lambda}_w)$	$0,83 / \bar{\lambda}_w$

Примечание — См. EN 1993-1-1 (6.2.6).

(2) На рисунке 5.1 показаны различные конструктивные решения опорных частей балок:

- а) без элементов жесткости на опоре (см. 6.1(2), перечисление с));
- б) с жесткой опорной частью (см. 9.3.1); этот случай также применяется для панелей у промежуточной опоры многопролетной балки;
- с) с гибкой опорной частью (см. 9.3.2).

(3) Условная гибкость стенки $\bar{\lambda}_w$, приведенная в таблице 5.1 и на рисунке 5.2, должна определяться по формуле

$$\bar{\lambda}_w = 0,76 \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr}}}, \quad (5.3)$$

где $\tau_{cr} = K_\tau \sigma_E$. (5.4)

Примечание 1 — Значения σ_E и K_τ определяются по приложению А.

Примечание 2 — Условная гибкость стенки $\bar{\lambda}_w$ у опор может быть определена по формулам:

а) для опор только с поперечными элементами жесткости

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{86,4t\varepsilon}; \quad (5.5)$$

б) для опор с поперечными элементами жесткости и промежуточными поперечными или продольными элементами жесткости или с теми и другими при их одновременной установке

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{37,4t\varepsilon\sqrt{k_\tau}}, \quad (5.6)$$

где k_τ — наименьшее значение коэффициента, учитывающего потерю устойчивости стенки панели при работе на срез, принимается по А.3 (приложение А).

Примечание 3 — Для панелей с гибкими поперечными элементами жесткости также дополнительно устанавливают жесткие поперечные элементы жесткости. В этом случае k_τ принимается наименьшим из значений для стенки панелей между двумя любыми поперечными элементами жесткости (например, $a_2 \times h_w$ и $a_3 \times h_w$) и для панелей между двумя жесткими элементами жесткости, содержащими гибкие поперечные элементы жесткости (например, $a_4 \times h_w$).

Примечание 4 — Жесткие границы панелей принимаются, если по краям находятся пояса и жесткие элементы жесткости. В этом случае расчет потери устойчивости на срез может выполняться для панели между двумя соседними поперечными элементами жесткости (например, $a_1 \times h_w$ см. рисунок 5.3).

Примечание 5 — При гибких поперечных элементах жесткости наименьшее значение k_τ допускается определять при расчетах потери устойчивости следующим образом:

- 1) комбинация из двух соседних панелей стенки с одним гибким поперечным элементом жесткости;
- 2) комбинация из трех соседних панелей стенки с двумя гибкими поперечными элементами жесткости.

Указания по определению k_τ даны в А.3 (примечание А).

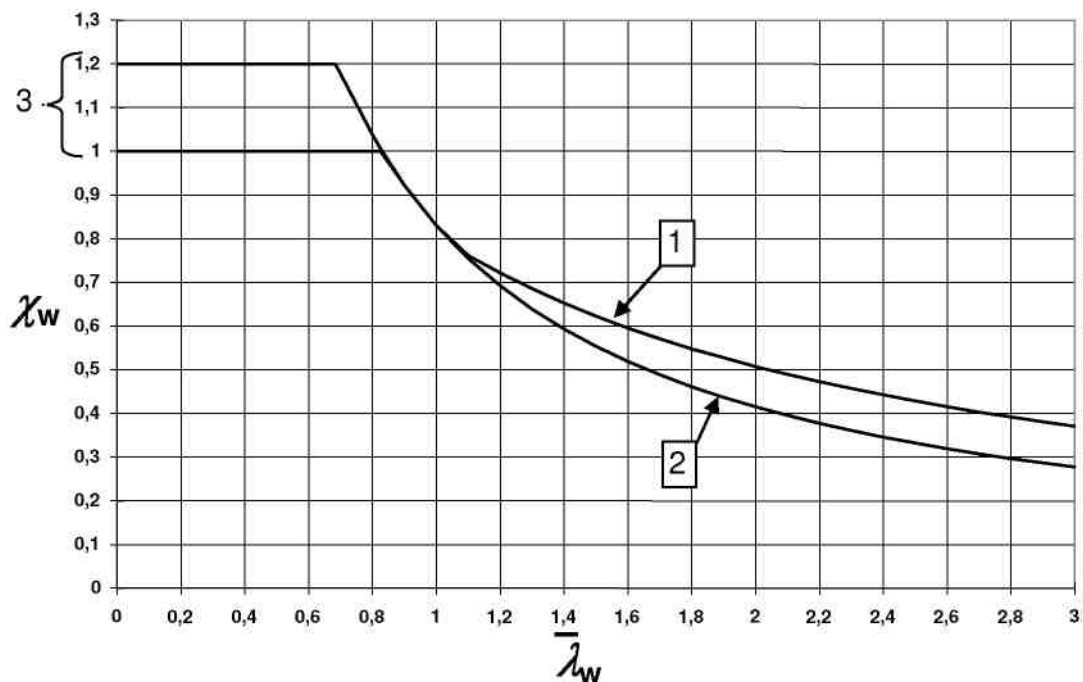
(4) При определении k_τ момент инерции площади продольного элемента жесткости должен быть уменьшен на 1/3 его действительного значения. В формуле для определения k_τ принимается это снижение согласно А.3 (приложение А).

(5) Для стенок с продольными элементами жесткости условная гибкость $\bar{\lambda}_w$ в (3) должна приниматься не менее, чем по формуле (5.7)

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{wi}}{37,4t\varepsilon \cdot \sqrt{k_{\tau i}}}. \quad (5.7)$$

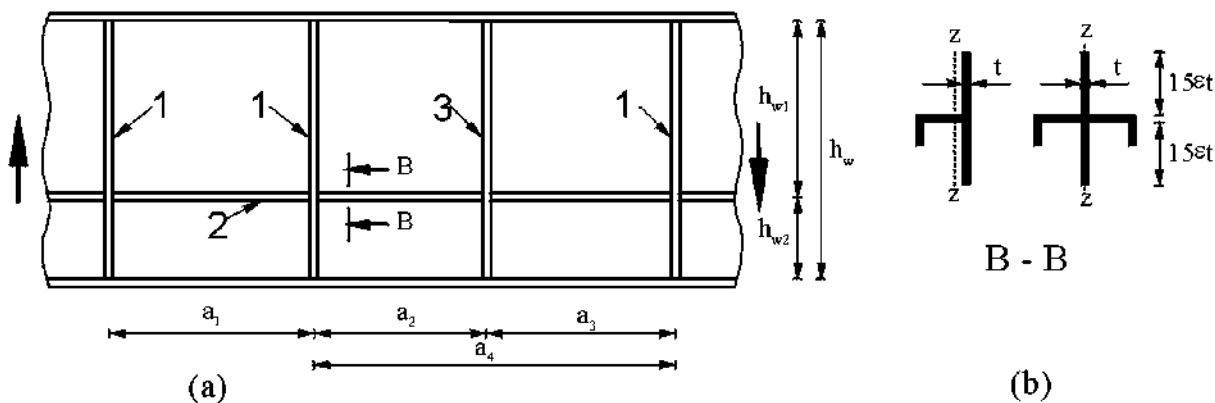
В этом случае h_{wi} и $k_{\tau i}$ относятся к отсеку с наибольшей условной гибкостью $\bar{\lambda}_w$ при рассмотрении стенки панели всех отсеков.

Примечание — Для расчета $k_{\tau i}$, приведенного в примечании А.3, допускается использовать $k_{\tau st} = 0$.



- 1 — жесткая опорная часть;
- 2 — гибкая опорная часть;
- 3 — зона рекомендуемых значений для η

Рисунок 5.2 — Параметр χ_w потери устойчивости при срезе



- 1 — жесткий поперечный элемент жесткости;
- 2 — продольный элемент жесткости;
- 3 — гибкий поперечный элемент жесткости

Рисунок 5.3 — Стенка с поперечными и продольными элементами жесткости

5.4 Несущая способность поясов

(1) Когда расчетный изгибающий момент, действующий на пояса, не соответствует расчетному значению несущей способности поясов на изгиб при потере устойчивости $M_{Ed} < M_{f,Rd}$, составляющую несущей способности поясов в формуле (5.1) можно определить по формуле

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \cdot \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right), \tag{5.8}$$

где b_f и t_f — принимается для пояса, который обеспечивает наименьшую осевую прочность;
 b_f — принимается не более $15\epsilon t_f$ от каждой стороны стенки;

$$M_{f,Rd} = \frac{M_{f,k}}{\gamma_{M0}} \text{ — расчетное значение несущей способности поперечного сечения поясов по}$$

изгибающему моменту при учете только эффективных площадей поясов;

$$c = a \cdot \left(0,25 + \frac{1,6b_f t_f^2 f_{yf}}{t h_w^2 f_{yw}} \right).$$

(2) Если действует также осевое усилие N_{Ed} , то значение $M_{f,Rd}$ уменьшают при помощи коэффициента

$$\left(1 - \frac{N_{Ed}}{\frac{(A_{f1} + A_{f2}) \cdot f_{yf}}{\gamma_{M0}}} \right). \tag{5.9}$$

При этом A_{f1} и A_{f2} являются соответственно площадями верхнего и нижнего поясов.

5.5 Проверка прочности

(1) Проверку прочности проводят по формуле

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1,0, \tag{5.10}$$

где V_{Ed} — расчетное значение поперечной силы при изгибе с закручиванием.

6 Несущая способность стенки при локальных нагрузках

6.1 Общие положения

(1) Расчет несущей способности стенки прокатных и сварных балок должен выполняться согласно 6.2 при условии, что сжатый пояс раскреплен от бокового смещения.

(2) Применяют следующие типы приложения нагрузки:

- а) с передачей локальных сил на стенку через опорный лист пояса (рисунок 6.1, а));
- б) с передачей сил на стенку через один и другой опорные листы поясов (рисунок 6.1, б));
- с) через опорный лист на опоре без элементов жесткости (рисунок 6.1, с)).

(3) Для коробчатых балок с наклонными стенками должна быть проверена несущая способность как стенки, так и пояса. Учитываемые внутренние усилия являются компонентами внешних нагрузок, соответственно действующих в плоскости стенки и пояса.

(4) Необходимо учитывать совместное действие локальной нагрузки, изгибающего момента и осевой силы при проверках согласно 7.2.

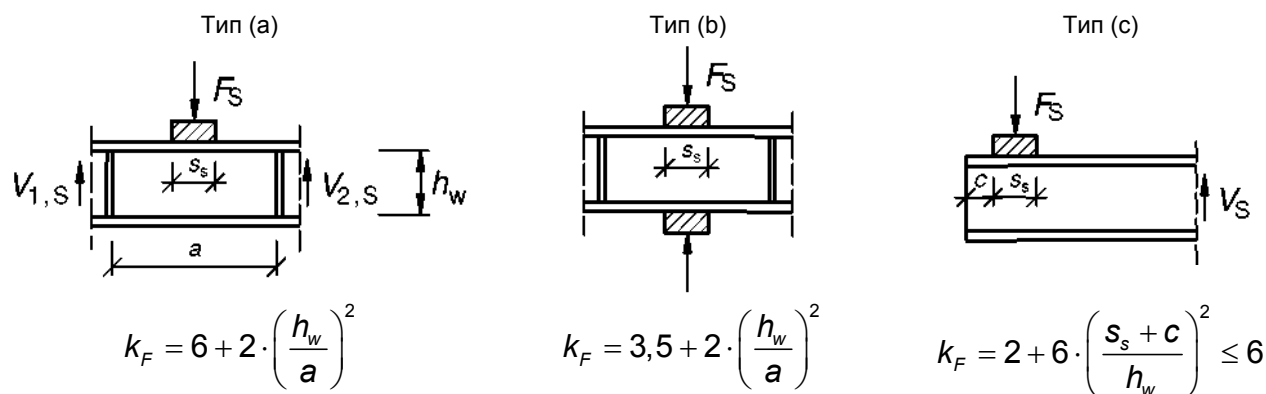


Рисунок 6.1 — Коэффициенты потери устойчивости для различных типов приложения нагрузки

6.2 Расчет несущей способности

(1) Расчет несущей способности для стенок с элементами жесткости или без них при местной потере устойчивости под воздействием локальной нагрузки выполняют по следующей формуле

$$F_{Rd} = \frac{f_{yw} L_{eff} t_w}{\gamma_{M1}}, \quad (6.1)$$

где t_w — толщина стенки;

f_{yw} — предел текучести материала стенки;

L_{eff} — эффективная длина при определении несущей способности стенки при действии поперечных локальных сил, которая определяется по формуле

$$L_{eff} = \chi_F l_y, \quad (6.2)$$

здесь l_y — эффективная длина приложения нагрузки, определяемая по 6.5, принимаемая по длине распределения усилия на пояс через жесткие опорные элементы s_s по 6.3;

χ_F — понижающий коэффициент, учитывающий местную потерю устойчивости стенки по 6.4(1).

6.3 Длина распределения нагрузки на пояс

(1) Длина распределения нагрузки на пояс s_s через жесткие опорные элементы принимается в соответствии с рисунком 6.2, по которой происходит передача локальной нагрузки на пояс. Данную длину при приложении нагрузки на пояс прокатных и сварных балок можно рассчитывать по углу распределения нагрузки как 1:1. Значение s_s , как правило, должно приниматься не более h_w .

(2) Если несколько отдельных нагрузок находятся вблизи друг от друга, то несущую способность определяют как для каждой отдельной силы, так и для всей нагрузки с s_s , с силой, приложенной в середине длины между внешними нагрузками.

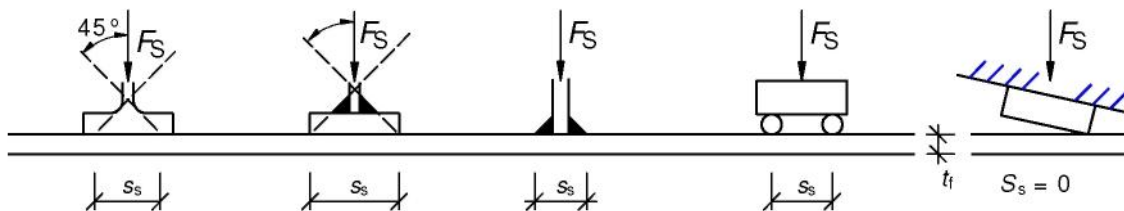


Рисунок 6.2 — Длина распределения нагрузки на пояс

(3) Если передача нагрузки на стенку происходит не через всю поверхность опорного листа, а под углом в месте приложения нагрузки (см. правую часть рисунка 6.2), то, как правило, принимают $s_s = 0$.

6.4 Понижающий коэффициент χ_F для эффективной длины при определении несущей способности

(1) Понижающий коэффициент χ_F определяется по формуле

$$\chi_F = \frac{0,5}{\bar{\lambda}_F} \leq 1,0, \quad (6.3)$$

где $\bar{\lambda}_F = \sqrt{\frac{l_y t_w f_{yw}}{F_{cr}}}$, (6.4)

здесь $F_{cr} = 0,9 k_F E \cdot \frac{t_w^3}{h_w}$. (6.5)

(2) Коэффициент k_F для стенок без продольных элементов жесткости определяют согласно рисунку 6.1.

Примечание — В национальном приложении допускается устанавливать требования по определению k_F для стенок с продольными элементами жесткости. Рекомендуются следующие правила: для стенок с продольными элементами жесткости значение k_F допускается определять по формуле

$$k_F = 6 + 2 \left[\frac{h_w}{a} \right]^2 + \left[5,44 \frac{b_1}{a} - 0,21 \right] \cdot \sqrt{\gamma_s}, \quad (6.6)$$

где b_1 — высота нагруженного отсека, принимается как расстояние в свету между нагруженным поясом и элементом жесткости;

$$\gamma_s = 10,9 \cdot \frac{I_{sl,1}}{h_w t_w^3} \leq 13 \cdot \left[\frac{a}{h_w} \right]^3 + 210 \cdot \left[0,3 - \frac{b_1}{a} \right], \quad (6.7)$$

здесь $I_{sl,1}$ — момент инерции площади элемента жесткости, находящегося ближе всего к нагруженному поясу, включая примыкающие участки стенки согласно рисунку 9.1.

Формула (6.6) справедлива для $0,05 \leq \frac{b_1}{a} \leq 0,3$ и $\frac{b_1}{h_w} \leq 0,3$ и приложения нагрузки по типу (а)

согласно рисунку 6.1.

(3) l_y определяют согласно 6.5.

6.5 Эффективная длина приложения нагрузки на стену

(1) Эффективная длина приложения нагрузки на стенку l_y рассчитывается с применением безразмерных параметров m_1 и m_2 :

$$m_1 = \frac{f_{yf} b_f}{f_{yw} t_w}; \quad (6.8)$$

$$m_2 = 0,02 \cdot \left(\frac{h_w}{t_f} \right)^2 \quad \text{для } \bar{\lambda}_F > 0,5; \quad (6.9)$$

$$m_2 = 0 \quad \text{для } \bar{\lambda}_F \leq 0,5.$$

В коробчатых балках значение b_f в уравнении (6.8) ограничивают до $15\epsilon t_f$ от каждой стороны стенки.

(2) Для случаев типа (а) и (б) на рисунке 6.1 l_y определяют по формуле

$$l_y = s_s + 2t_f \cdot \left(1 + \sqrt{m_1 + m_2} \right) \quad \text{при } l_y \leq a, \quad (6.10)$$

где a — расстояние между поперечными элементами жесткости.

(3) Для случая типа (с) l_y определяют как наименьшее значение, определенное по формулам (6.11), (6.12) и (6.13):

$$l_y = l_e + t_f \cdot \sqrt{\frac{m_1}{2} + \left(\frac{l_e}{t_f} \right)^2 + m_2}; \quad (6.11)$$

$$l_y = l_e + t_f \cdot \sqrt{m_1 + m_2}; \quad (6.12)$$

$$l_e = \frac{k_F E t_w^2}{2 f_{yw} h_w} \leq s_s + c. \quad (6.13)$$

6.6 Проверка несущей способности

(1) Проверка несущей способности стенки при местной потере устойчивости под воздействием локальной нагрузки должна выполняться по формуле

$$\eta_2 = \frac{F_{Ed}}{f_{yw} L_{eff} t_w \gamma_{M1}} \leq 1,0, \quad (6.14)$$

где F_{Ed} — расчетное значение локальной нагрузки;

L_{eff} — эффективная длина при определении несущей способности стенки по локальным нагрузкам в соответствии с 6.2;

t_w — толщина листа.

7 Совместное действие усилий

7.1 Совместное действие поперечной силы, изгибающего момента и осевой силы

(1) При условии, если $\bar{\eta}_3 \leq 0,5$, в расчете несущей способности изгибающий момент и осевая сила принимаются без изменений с учетом поперечной силы. Если $\bar{\eta}_3 > 0,5$ влияние совместного действия изгибающего момента и поперечной силы в стенке I-образных или коробчатых балок учитывается при выполнении следующего условия

$$\bar{\eta}_1 + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right) \cdot (2\bar{\eta}_3 - 1)^2 \leq 1,0 \quad \text{при } \bar{\eta}_1 \geq \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}, \quad (7.1)$$

где $M_{f,Rd}$ — расчетное значение несущей способности на изгиб в пластической стадии работы сечения, состоящего из эффективной площади поясов;

$M_{pl,Rd}$ — расчетное значение несущей способности на изгиб в пластической стадии работы поперечного сечения, состоящего из эффективной площади поясов и площади сечения стенки независимо от класса сечения;

$$\bar{\eta}_1 = \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}};$$

$$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}}.$$

Дополнительно должны быть выполнены требования согласно 4.6 и 5.5.

Указанные условия должны учитываться для элементов конструкций при статическом расчете 2-го порядка, если это имеет место.

(2) Условия, указанные в (1), должны быть проверены для всех сечений, кроме мест приложения локальной нагрузки, расположенной на расстоянии менее чем $h_w/2$ от опоры с вертикальными элементами жесткости.

(3) Расчетное значение несущей способности на изгиб $M_{f,Rd}$ в пластической стадии работы может быть принято по пределу текучести, по эффективной площади пояса с наименьшим значением отношения $A_f f_y / \gamma_{M0}$ и расстоянию между центрами тяжести поясов.

(4) Если действует осевая сила N_{Ed} , то значения $M_{pl,Rd}$ и $M_{f,Rd}$ должны быть уменьшены в соответствии с 6.2.9 EN 1993-1-1 и 5.4(2) соответственно. Если осевая сила настолько велика, что вся стенка является сжатой, то применяют 7.1(5).

(5) Пояса коробчатых балок должны быть проверены согласно 7.1(1), принимая $M_{f,Rd} = 0$, и τ_{Ed} принимается как среднее значение напряжения при сдвиге в поясе, которое должно быть не менее половины максимальных напряжений сдвига в поясе; в этом случае для $\bar{\eta}_1$ применяют η_1 согласно 4.6(1). Дополнительно отсеки должны быть проверены, используя среднее значение напряжения при сдвиге в отсеке и понижающий коэффициент χ_w , определяемый согласно 5.3 с учетом потери устойчивости отсека, при наличии жестких продольных элементов жесткости.

7.2 Совместное действие местной силы, изгибающего момента и осевой силы

(1) Если балка нагружена сосредоточенной локальной нагрузкой, действующей на сжатый пояс, работающий одновременно на изгиб и осевую силу, несущая способность должна быть проверена согласно 4.6 и 6.6 при соблюдении следующего условия

$$\eta_2 + 0,8\eta_1 \leq 1,4.$$

(2) Если сосредоточенная нагрузка действует на растянутый пояс, то несущую способность проверяют согласно разделу 6. Дополнительно должны быть соблюдены правила 6.2.1(5) по EN 1993-1-1.

8 Влияние пояса на потерю устойчивости стенки

(1) Потере местной устойчивости стенки в пределах панели препятствует сжатый пояс, если соблюдается следующее условие

$$\frac{h_w}{t_w} \leq k \cdot \frac{E}{f_{yf}} \cdot \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}}, \quad (8.1)$$

где A_w — площадь поперечного сечения стенки;
 A_{fc} — эффективная площадь поперечного сечения сжатого пояса;
 h_w — высота стенки;
 t_w — толщина стенки.

Значение коэффициента k применяется:

- при работе в пластической стадии $k = 0,3$;
- при работе в упруго-пластической стадии $k = 0,4$;
- при упругой стадии работы $k = 0,55$.

(2) В изогнутых балках, имеющих остаточные прогибы, в которых сжатый пояс находится на вогнутой стороне, должно выполняться следующее условие

$$\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{k \cdot \frac{E}{f_{yf}} \cdot \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}}}{\sqrt{1 + \frac{h_w E}{3r f_{yf}}}}, \quad (8.2)$$

где r — радиус кривизны сжатого пояса.

Примечание — В национальном приложении может даваться дополнительная информация по поясу, влияющему на потерю устойчивости.

9 Элементы жесткости и их детальное исполнение

9.1 Общие положения

(1) В данном разделе приводятся правила расчета элементов жесткости в пластинчатых конструкциях, которые являются дополнением к правилам по потере устойчивости пластин, приведенным в разделах 4 – 7.

Примечание — В национальном приложении могут быть установлены дополнительные требования к элементам жесткости и их детальному исполнению при особых случаях их применения.

(2) Когда проверяют несущую способность при потере устойчивости пластин, допускается применять эффективное сечение брутто сжатого элемента жесткости плюс примыкающие участки листа на каждой стороне элемента жесткости шириной не более $15\epsilon t$, исключая какие-либо дополнительные накладки (элементы) составляющих частей смежных элементов жесткости (рисунок 9.1).

(3) Нормальное усилие в поперечных элементах жесткости применяют как сумму результирующего усилия от среза (см. 9.3.3(3)) и всех внешних нагрузок.

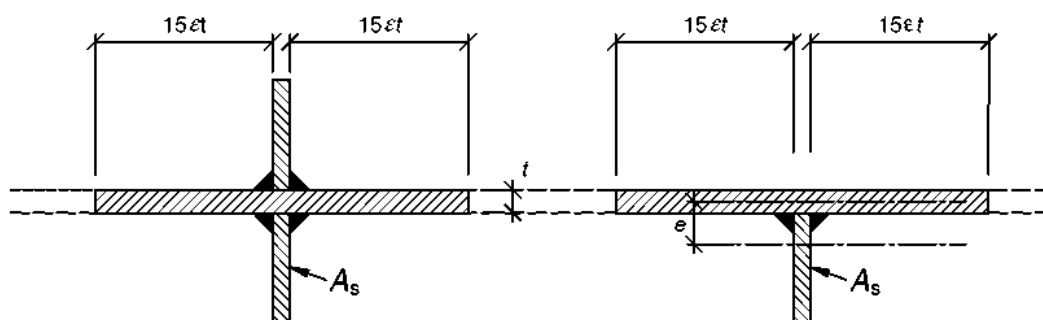


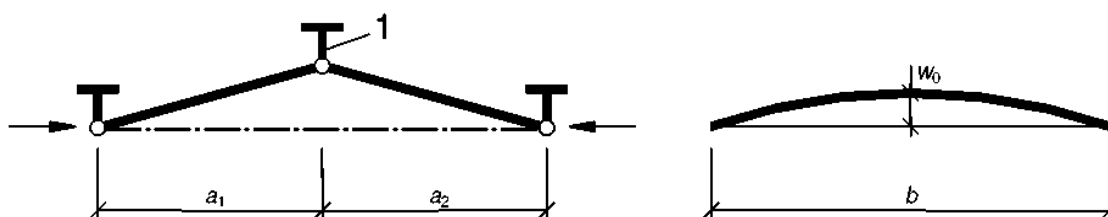
Рисунок 9.1 — Эффективное поперечное сечение элемента жесткости

9.2 Нормальные напряжения

9.2.1 Минимальные требования к поперечным элементам жесткости

(1) Для создания жесткой опоры для пластины с продольными элементами жесткости или без них, промежуточные поперечные элементы жесткости должны удовлетворять критерию, указанному ниже.

(2) Поперечный элемент жесткости следует рассматривать как простой стержень, подвергающийся боковой нагрузке с начальным искривлением по синусоидальной кривой с $w_0 = s/300$, где s — наименьшее значение a_1 , a_2 или b (рисунок 9.2). В этом случае a_1 и a_2 являются длинами смежных панелей рассматриваемого элемента жесткости, а b является высотой между центрами поясов балки или длиной поперечного элемента жесткости. Данный эксцентриситет должен учитываться в дальнейшем расчете.



1 — поперечный элемент жесткости

Рисунок 9.2 — Поперечный элемент жесткости

(3) Поперечный элемент жесткости должен воспринимать усилие от изгиба смежных сжатых панелей при условии, когда оба смежных поперечных элемента являются одновременно жесткими и прочными при действии какой-либо внешней нагрузки и осевой силы, согласно примечанию к 9.3.3(3). Сжатые панели и продольные элементы жесткости рассматриваются как шарнирно присоединенные к поперечным элементам жесткости.

(4) По теории расчета 2-го порядка в упругой стадии работы необходима проверка с учетом двух следующих критериев, удовлетворяющих методике расчета по предельным состояниям:

- максимальное напряжение в элементе жесткости не должно превышать f_y / γ_{M1} ;
- дополнительный выгиб элемента жесткости не должен превышать значения $b/300$.

(5) При отсутствии в поперечном элементе жесткости осевой силы оба критерия в (4) допускается рассматривать выполненными, если момент инерции поперечного элемента жесткости I_{st} будет не менее

$$I_{st} = \frac{\sigma_m}{E} \cdot \left(\frac{b}{\pi}\right)^4 \cdot \left(1 + w_0 \cdot \frac{300}{b} \cdot u\right), \quad (9.1)$$

где
$$\sigma_m = \frac{\sigma_{cr,c}}{\sigma_{cr,p}} \cdot \frac{N_{Ed}}{b} \cdot \left(\frac{1}{a_1} + \frac{1}{a_2}\right);$$

$$u = \frac{\pi^2 E e_{max}}{f_y 300 b \lambda_{M1}} \geq 1,$$

здесь e_{max} — максимальное расстояние от центра тяжести элемента жесткости до наиболее удаленной точки элемента жесткости;

N_{Ed} — расчетное значение действующего усилия сжатия в смежных панелях, но не менее усилия, равного наибольшему напряжению сжатия, умноженному на половину эффективной^P сжатой площади поперечного сечения панели, включая элементы жесткости;

$\sigma_{cr,c}$, $\sigma_{cr,p}$ — определены в 4.5.3 и приложении А.

Примечание — Стандарты EN 1993-2 и EN 1993-1-7 содержат указания по применению поперечных элементов жесткости, нагружаемых из плоскости стенки балки.

(6) Если поперечные элементы жесткости воспринимают осевое усилие сжатия, то оно должно быть увеличено на значение $\Delta N_{st} = \sigma_m b^2 / \pi^2$ для того, чтобы учесть дополнительные усилия от изгиба. Критерии в (4) сохраняют свою силу, но ΔN_{st} можно не учитывать, когда при расчете в элементе жесткости напряжения от осевой силы одного знака.

(7) При отсутствии в поперечном элементе жесткости осевых сил требования в (4) могут проверяться по теории расчета 1-го порядка в упругой стадии работы с учетом следующей равномерно распределенной по длине b дополнительной поперечной нагрузки q , определяемой по формуле

$$q = \frac{\pi}{4} \cdot \sigma_m \cdot (w_0 + w_{el}), \quad (9.2)$$

где σ_m — определено в (5);

w_0 — указано на рисунке 9.2;

w_{el} — деформация при упругой стадии работы, которую допускается определять методами итерации или принять равной дополнительной выгибу элемента жесткости ($b/300$).

(8) Если не применяется более точный метод расчета для исключения крутильной формы потери устойчивости элементов жесткости с открытым поперечным сечением, то для элементов жесткости должно выполняться следующее условие

$$\frac{I_T}{I_P} \geq 5,3 \cdot \frac{f_y}{E}, \quad (9.3)$$

где I_P — полярный момент инерции поперечного сечения одного элемента жесткости, рассчитываемый относительно точки крепления к пластине;

I_T — момент инерции Сен-Венана при кручении для поперечного сечения одного элемента жесткости.

(9) При учете изгибной жесткости элементов жесткости для них должен быть выполнен критерий, указанный в (8), или следующий критерий:

$$\sigma_{cr} \geq \theta f_y, \quad (9.4)$$

где σ_{cr} — критическое напряжение при крутильной форме потери устойчивости без учета защемления пластины при закручивании;

θ — параметр, обеспечивающий 3 класс работы.

Примечание — Параметр θ может приниматься по национальному приложению. Рекомендуемое значение $\theta = 6$.

9.2.2 Необходимые требования к продольным элементам жесткости

(1) Требования, касающиеся крутильной формы потери устойчивости, приведенные в 9.2.1(8) и (9), распространяются также на продольные элементы жесткости.

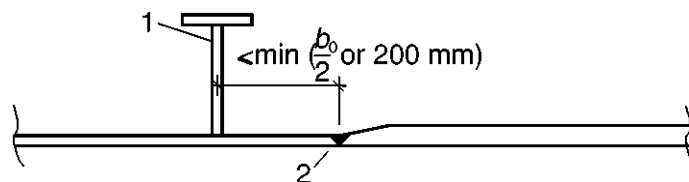
(2) Прерывистые продольные элементы жесткости, которые не проходят через прорези, сделанные в поперечных элементах жесткости, или при их отсутствии с другой стороны поперечных элементов жесткости, должны:

- применяться только для стенок (т. е. недопустимо для поясов);
- не учитываться в статическом расчете;
- не учитываться при расчете напряжений;
- рассматриваться при определении эффективной^P ширины стенки отсеков;
- рассматриваться при расчете упругих критических напряжений.

(3) Проверка несущей способности для элементов жесткости выполняется согласно 4.5.3 и 4.6.

9.2.3 Сварные стыки листов

(1) Сварные стыки при различной толщине листов следует размещать вблизи поперечных элементов жесткости (рисунок 9.3). Эксцентриситеты не учитывают, если расстояние от сварного стыка до поперечного элемента жесткости не превышает меньшего из значений $b_0/2$ и 200 мм, где b_0 — расстояние между продольными элементами жесткости более тонкой стенки.



1 — поперечный элемент жесткости;
2 — сварной шов

Рисунок 9.3 — Сварные стыки листов

9.2.4 Вырезы в элементах жесткости

(1) Вырезы в продольных элементах жесткости необходимо выполнять, как показано на рисунке 9.4.

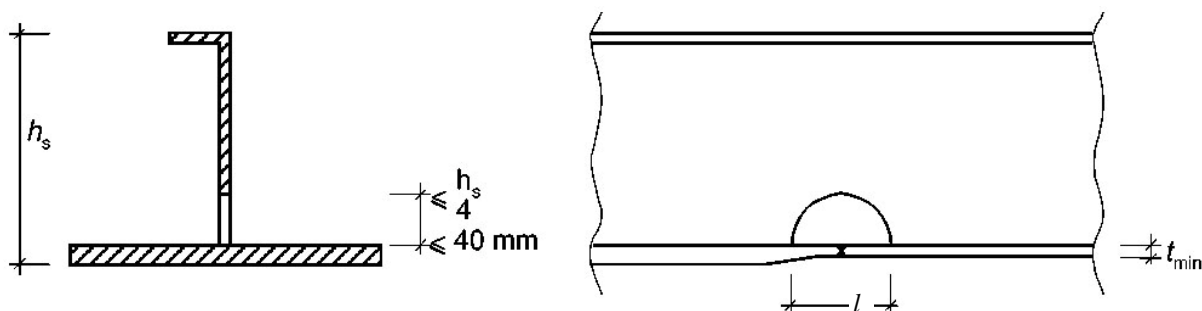


Рисунок 9.4 — Вырезы в продольных элементах жесткости

(2) Длина выреза l должна удовлетворять следующим условиям:

- $l \leq 6t_{\min}$ — для сжатых плоских элементов жесткости;
 - $l \leq 8t_{\min}$ — для сжатых элементов жесткости других форм сечения;
 - $l \leq 15t_{\min}$ — для элементов жесткости, не находящихся под нагрузкой сжатия,
- где t_{\min} — меньшее из значений толщины листов.

(3) Предельные значения l в (2) для сжатых элементов жесткости допускается увеличить на

величину $\sqrt{\frac{\sigma_{x,Rd}}{\sigma_{x,Ed}}}$, если справедливо следующее условие:

$$\sigma_{x,Ed} \leq \sigma_{x,Rd} \quad \text{и} \quad l \leq 15t_{\min},$$

где $\sigma_{x,Ed}$ — сжимающее напряжение в зоне выреза.

(4) Размеры вырезов в поперечных элементах жесткости должны быть выполнены, как показано на рисунке 9.5.

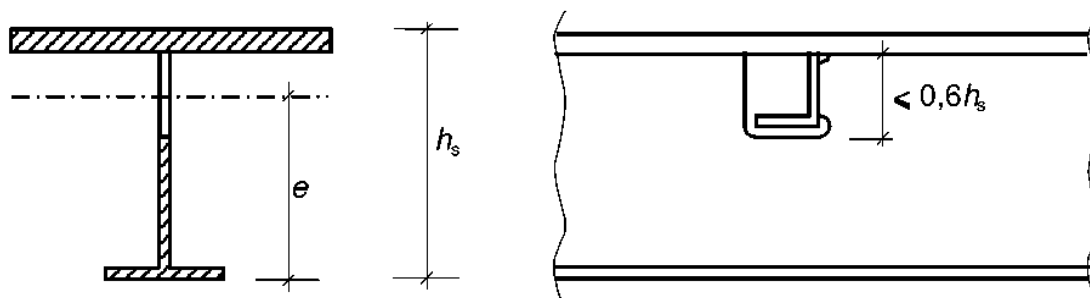


Рисунок 9.5 — Вырезы в поперечных элементах жесткости

(5) Сечение брутто стенки в зоне выреза рассчитывают на поперечную силу V_{Ed} по формуле

$$V_{Ed} = \frac{I_{net}}{e} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \cdot \frac{\pi}{b_G}, \quad (9.5)$$

где I_{net} — момент инерции площади сечения нетто поперечного элемента жесткости;

e — максимальное расстояние от внешней стороны пояса поперечного ребра до нейтральной оси сечения нетто (см. рисунок 9.5);

b_G — длина поперечного элемента жесткости между поясами.

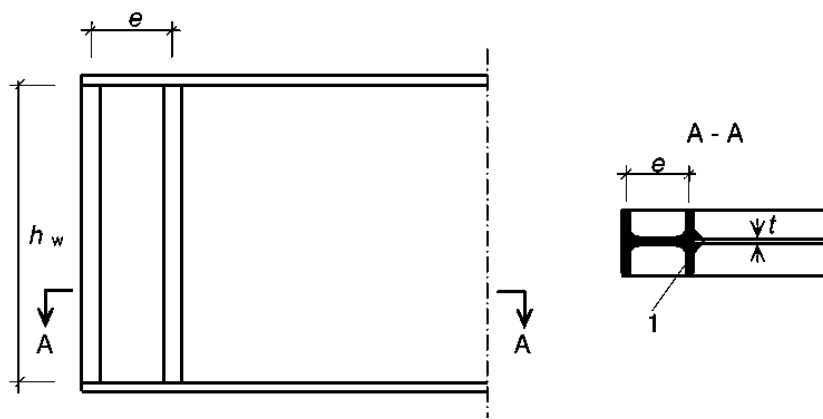
9.3 Срез

9.3.1 Жесткие опорные участки

(1) Жесткая опорная часть балки (см. рисунок 5.1) служит в качестве элемента жесткости, воспринимающего реакцию опоры (см. 9.4), и рассчитывается как короткая балка, воспринимающая продольные напряжения в плоскости стенки.

Примечание — В EN 1993-2 содержатся указания по влиянию эксцентриситета от смещения опор.

(2) Жесткая опорная часть балки состоит из двух поперечных элементов жесткости, расположенных с двух сторон, которые на опоре образуют пояса короткой балки длиной h_w (см. рисунок 5.1(b)). Полоса стенки между указанными выше поперечными элементами жесткости образует стенку этой балки. Альтернативно жесткая опорная часть балки может быть выполнена из балки прокатного сечения, которая соединяется со стенкой на опоре, как показано на рисунке 9.6.



1 — вставленная балка прокатного сечения

Рисунок 9.6 — Конструкция опорной части балки с использованием прокатных профилей

(3) Минимальная площадь поперечного сечения каждого из обоих элементов жесткости должна быть не менее $4h_w t^2/e$, где e — расстояние между центрами тяжести элементов жесткости, $e > 0,1h_w$ (см. рисунок 5.1(b)). Если опорная часть выполнена из прокатного профиля, то момент сопротивления относительно оси, перпендикулярной стенке балки, должен быть не менее $4h_w t^2$.

(4) В качестве альтернативы конец балки может иметь один единственный двухсторонний элемент жесткости при условии, что еще один поперечный элемент жесткости находится настолько близко к опоре, что отсек может воспринимать максимальное сдвигающее усилие, возникающее при расчете гибких опорных частей.

9.3.2 Элементы жесткости гибкой опорной части

(1) В гибких опорных частях могут применяться простые двухсторонние элементы жесткости, как показано на рисунке 5.1(c). Они работают как элементы опоры, воспринимающие опорную реакцию балок (см. 9.4).

9.3.3 Промежуточные поперечные элементы жесткости

(1) Промежуточные поперечные элементы жесткости, которые применяются в качестве жесткой опоры крайней панели стенки, должны быть рассчитаны на прочность и жесткость.

(2) Когда применяются гибкие промежуточные поперечные элементы жесткости, их жесткость должна быть учтена при расчете с K_{τ} по 5.3(5).

(3) Момент инерции площади промежуточных жестких поперечных элементов жесткости вместе с эффективной частью стенки I_{st} должен соответствовать следующим минимальным значениям:

$$\begin{aligned} \text{для } a/h_w < \sqrt{2} \quad I_{st} &\geq 1,5h_w^3 t^3 / a^2; \\ \text{для } a/h_w \geq \sqrt{2} \quad I_{st} &\geq 0,75h_w t^3. \end{aligned} \quad (9.6)$$

Примечание — Промежуточные жесткие поперечные элементы жесткости должны быть рассчитаны на осевую силу, равную $\left(V_{Ed} - \frac{1}{\lambda_w^2} \cdot f_{yw} h_w t / (\sqrt{3} \gamma_{M1}) \right)$ согласно 9.2.1(3). В случае переменной поперечной силы производят проверку на расстоянии $0,5h_w$ от края панели с максимальной поперечной силой.

9.3.4 Продольные элементы жесткости

(1) Если продольные элементы жесткости учитываются при расчете на прочность, то они также должны быть проверены на действие нормальных напряжений.

9.3.5 Сварные швы

(1) Сварные швы приварки стенки к поясу короткой балки допускается рассчитывать для номинального значения сдвигающего усилия V_{Ed}/h_w , если V_{Ed} не превышает значения $\chi_w f_{yw} h_w t / (\sqrt{3} \gamma_{M1})$. При больших значениях V_{Ed} сварные швы между поясом короткой балки жесткой опоры и стенкой балки необходимо рассчитывать на сдвигающее усилие, равное $\eta f_{yw} t / (\sqrt{3} \gamma_{M1})$.

(2) Во всех остальных случаях сварные швы должны быть рассчитаны на поперечную силу, действующую вдоль и поперек сварных швов, с учетом их работы в упругой и упруго-пластической стадии и с учетом эффекта 2-го порядка.

9.4 Поперечная нагрузка

(1) Если несущая способность стенки балки без элементов жесткости недостаточна, то необходима установка поперечных элементов жесткости.

(2) Проверка несущей способности поперечного элемента жесткости пластины при потере устойчивости под воздействием местной нагрузки и поперечной силы (9.3.3(3)) определяется по 6.3.3 или 6.3.4 согласно EN 1993-1-1, используя кривую потери устойчивости s . Когда оба конца закреплены от бокового смещения, расчетная длина l при потере устойчивости должна приниматься $l \geq 0,75h_w$. Большее значение длины l принимается для случая, когда обеспечивается менее жесткое закрепление по концам. Если элементы жесткости, нагруженные по концам, имеют вырезы, то проверка несущей способности поперечного сечения должна выполняться для этого участка.

(3) При применении односторонних или других несимметрично расположенных элементов жесткости необходимо учитывать эксцентриситет при расчете по 6.3.3 или 6.3.4 согласно EN 1993-1-1. Если элементы жесткости закреплены от бокового смещения сжатым поясом, то для них должны соблюдаться условия жесткости и прочности при крутильной форме потери устойчивости.

10 Приведенные напряжения

(1) Методику расчета по приведенным напряжениям допускается использовать для определения предельных напряжений пластин, усиленных или не усиленных элементами жесткости.

Примечание 1 — Данный метод является альтернативой методу с применением эффективной ширины согласно разделам 4 – 7 с учетом:

— $\sigma_{x,Ed}$, $\sigma_{z,Ed}$ и τ_{Ed} — компоненты напряженного состояния, действующие совместно;

— предельные напряжения самой слабой части сечения могут определять несущую способность всего сечения.

Примечание 2 — Предельные напряжения допускается также использовать для определения эквивалентных эффективных площадей. В национальном приложении могут устанавливаться ограничения на использование соответствующих методов.

(2) Для усиленных и не усиленных элементами жесткости панелей, на которые действуют совместные напряжения $\sigma_{x,Ed}$, $\sigma_{z,Ed}$ и τ_{Ed} , допускается принять класс сечений 3 при условии

$$\frac{\rho \alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} \geq 1, \quad (10.1)$$

где $\alpha_{ult,k}$ — наименьший коэффициент увеличения расчетных нагрузок, при которых будет достигнуто нормативное значение несущей способности пластины для критической точки при потере устойчивости, см. (4);

ρ — понижающий коэффициент, зависящий от условной гибкости $\bar{\lambda}_p$ при потере устойчивости пластины, см. (5);

γ_{M1} — частный коэффициент безопасности.

(3) Условную гибкость $\bar{\lambda}_p$ определяют по формуле

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}}, \quad (10.2)$$

где α_{cr} — наименьший коэффициент увеличения расчетной нагрузки, при которой будет достигнута критическая нагрузка для пластины при упругой стадии работы, загруженной по всему полю напряжениями, см. (6).

Примечание 1 — Для определения α_{cr} усиленная элементами жесткости пластина может моделироваться для расчета в соответствии с правилами разделов 4 и 5, без уменьшения момента инерции площади продольных элементов жесткости, как это указано в 5.3(4).

Примечание 2 — Если нельзя определить α_{cr} для панели и его отсеков в целом, то допускается проводить проверки отдельно для отсека и панели.

(4) Для определения $\alpha_{ult,k}$ допускается использовать расчет несущей способности пластины по критерию текучести по формуле

$$\frac{1}{\alpha_{ult,k}^2} = \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y} \right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y} \right) + 3 \cdot \left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y} \right)^2, \quad (10.3)$$

где $\sigma_{x,Ed}$, $\sigma_{z,Ed}$ и τ_{Ed} — компоненты напряженного состояния пластины при расчете несущей способности по предельным состояниям.

Примечание — При использовании уравнения (10.3) принято, что несущая способность пластины при достижении предела текучести предшествует потере устойчивости пластины.

(5) Понижающий коэффициент ρ допускается определять одним из следующих методов:

а) меньшее значение из следующих понижающих коэффициентов:

ρ_x — понижающий коэффициент, принимаемый согласно 4.5.4(1), при действии нормальных напряжений, принимая в расчет работу пластины как сжатого стержня, где это будет уместно;

ρ_z — понижающий коэффициент, принимаемый согласно 4.5.4(1), при действии местных напряжений в поперечном направлении, принимая в расчет работу пластины как сжатого стержня, где это будет уместно;

χ_w — понижающий коэффициент, принимаемый согласно 5.2(1), при расчете несущей способности на срез.

Все понижающие коэффициенты определяют с применением условной гибкости $\bar{\lambda}_p$ согласно формуле (10.2).

Примечание — Данный метод приводит к проверке несущей способности по формуле

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y / \gamma_{M1}} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y / \gamma_{M1}} \right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y / \gamma_{M1}} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y / \gamma_{M1}} \right) + 3 \cdot \left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y / \gamma_{M1}} \right)^2 \leq \rho^2. \quad (10.4)$$

Примечание — Для определения ρ_z для местных напряжений, действующих в поперечном направлении, принимают правила согласно разделу 4, где для нормальных напряжений σ_x должны учитываться напряжения σ_z в поперечном направлении. В этом случае раздел 6, как правило, не применяют;

b) понижающие коэффициенты ρ_x , ρ_z и χ_w , определенные в соответствии с a), используются в формуле для $\alpha_{ult,k}$, как функция интерполяции.

Примечание — Данный метод приводит к проверке несущей способности по формуле

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\rho_x f_y / \gamma_{M1}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{\rho_z f_y / \gamma_{M1}}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\rho_x f_y / \gamma_{M1}}\right) \cdot \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{\rho_z f_y / \gamma_{M1}}\right) + 3 \cdot \left(\frac{\tau_{Ed}}{\chi_w f_y / \gamma_{M1}}\right)^2 \leq 1. \quad (10.5)$$

Примечание 1 — Поскольку проверки согласно формулам (10.3), (10.4) и (10.5) уже содержат взаимодействие между поперечной силой, изгибающим моментом, продольной силой и местной поперечной нагрузкой, то расчет в соответствии с разделом 7 может не применяться.

Примечание 2 — Национальное приложение может содержать дополнительную информацию по применению формул (10.4) и (10.5). Если в пластине возникают напряжения растяжения и сжатия, то рекомендуется применять формулы (10.4) и (10.5) только сжатых частей сечений.

(6) При отсутствии значений α_{cr} загруженной пластины и когда приведены только значения $\alpha_{cr,i}$ соответственно для компонентов напряжений $\sigma_{x,Ed}$, $\sigma_{z,Ed}$ и τ_{Ed} пластины, то значение α_{cr} допускается определять по формуле

$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{1+\psi_x}{4\alpha_{cr,x}} + \frac{1+\psi_z}{4\alpha_{cr,z}} + \left[\left(\frac{1+\psi_x}{4\alpha_{cr,x}} + \frac{1+\psi_z}{4\alpha_{cr,z}} \right)^2 + \frac{1-\psi_x}{2\alpha_{cr,x}^2} + \frac{1-\psi_z}{2\alpha_{cr,z}^2} + \frac{1}{\alpha_{cr,\tau}^2} \right]^{1/2}, \quad (10.6)$$

где $\alpha_{cr,x} = \frac{\sigma_{cr,x}}{\sigma_{x,Ed}};$

$\alpha_{cr,z} = \frac{\sigma_{cr,z}}{\sigma_{z,Ed}};$

$\alpha_{cr,\tau} = \frac{\tau_{cr,\tau}}{\tau_{\tau,Ed}};$

$\sigma_{cr,x}$, $\sigma_{cr,z}$, τ_{Ed} , ψ_x и ψ_z определяют согласно разделам 4 – 6.

(7) Расчет параметров элементов жесткости, а также детальное исполнение проводят согласно разделу 9.

Приложение А (справочное)

Расчет критических напряжений для листов с элементами жесткости

А.1 Эквивалентные ортотропные пластины

(1) Пластины с не менее чем тремя продольными элементами жесткости могут трактоваться как эквивалентные ортотропные пластины.

(2) Упругие критические напряжения потери устойчивости для эквивалентной ортотропной пластины определяются по формуле

$$\sigma_{cr,p} = k_{\sigma,p} \sigma_E, \quad (\text{A.1})$$

$$\text{где } \sigma_E = \frac{\pi^2 E t^2}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot b^2} = 190\,000 \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2, \text{ МПа;}$$

$k_{\sigma,p}$ — коэффициент потери устойчивости для ортотропной пластины с отдельными элементами жесткости;

b — определяется по рисунку А.1;

t — толщина листа.

Примечание 1 — Коэффициент потери устойчивости $k_{\sigma,p}$ допускается определять либо при помощи соответствующих диаграмм (таблиц) для пластин с отдельными элементами жесткости или посредством компьютерных расчетов. Альтернативные диаграммы (таблицы) для пластин с местными элементами жесткости могут быть использованы в случае местной потери устойчивости отдельных отсеков или могут быть исключены и трактоваться отдельно.

Примечание 2 — $\sigma_{cr,p}$ является упругим критическим напряжением потери устойчивости на краю отсека с наибольшим напряжением сжатия (рисунок А.1).

Примечание 3 — Для стенки балки ширину b в формулах (А.1) и (А.2) заменяют на h_w .

Примечание 4 — Для усиленных пластин не менее чем с тремя расположенными на равном расстоянии продольными элементами жесткости коэффициент потери устойчивости $k_{\sigma,p}$ (для учета потери устойчивости всего усиленного отсека) допускается определять по формулам:

$$k_{\sigma,p} = \frac{2 \cdot \left((1 + \alpha^2)^2 + \gamma - 1 \right)}{\alpha^2 \cdot (\psi + 1) \cdot (1 + \delta)} \quad \text{для } \alpha \leq \sqrt[4]{\gamma}; \quad (\text{A.2})$$

$$k_{\sigma,p} = \frac{4 \cdot (1 + \sqrt{\gamma})}{(\psi + 1) \cdot (1 + \delta)} \quad \text{для } \alpha > \sqrt[4]{\gamma}$$

с применением:

$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \geq 0,5;$$

$$\gamma = \frac{I_{sl}}{I_p};$$

$$\delta = \frac{\sum A_{sl}}{A_p};$$

$$\alpha = \frac{a}{b} \geq 0,5,$$

где I_{sl} — момент инерции поперечного сечения для всей усиленной элементами жесткости пластины;

I_p — момент инерции поперечного сечения для изгибаемой пластины, равный $\frac{bt^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)} = \frac{bt^3}{10,92}$;

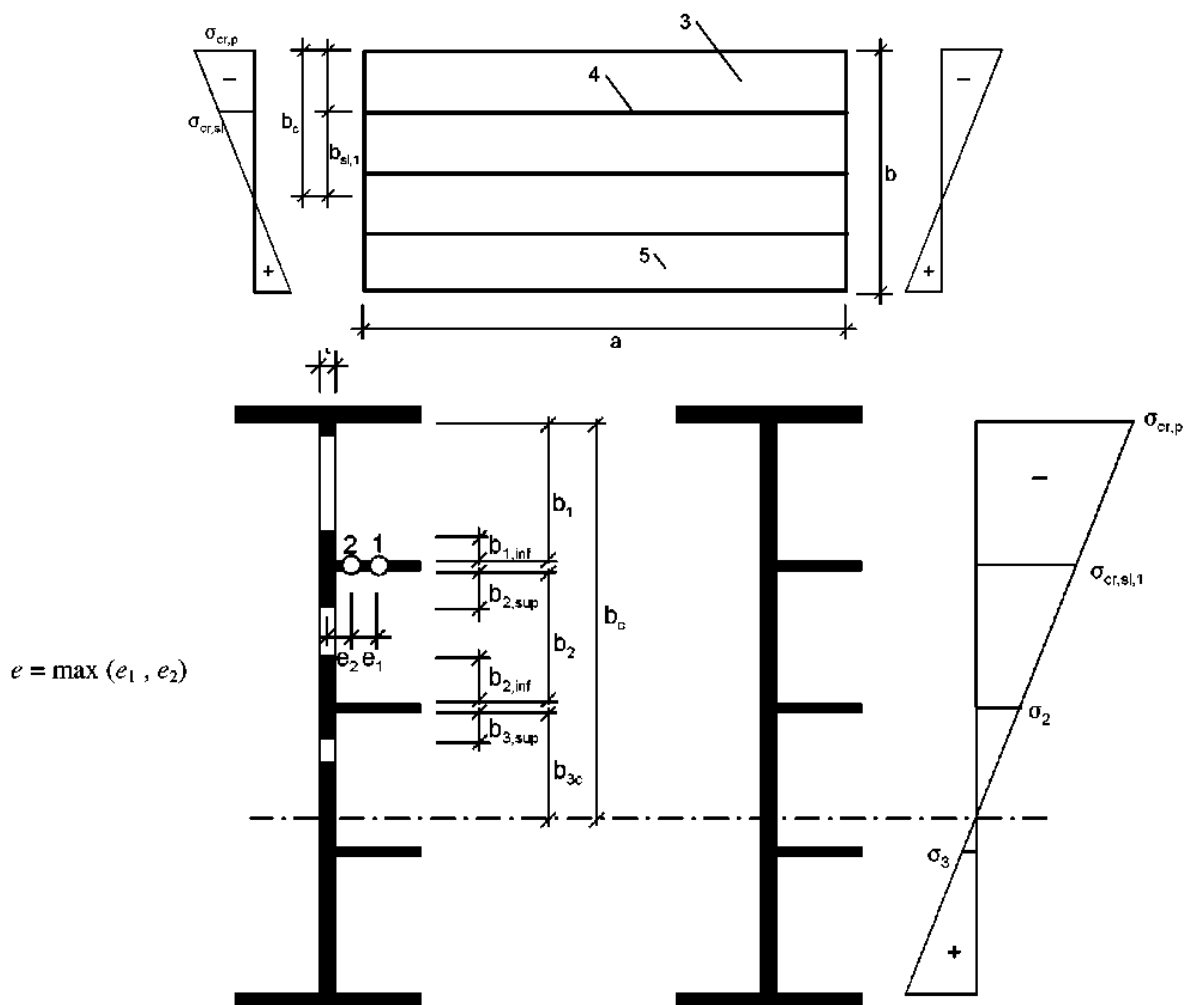
$\sum A_{sl}$ — сумма площадей сечений брутто только продольных элементов жесткости;

A_p — площадь сечения брутто пластины, равная bt ;

σ_1 — наибольшее краевое напряжение;

σ_2 — наименьшее краевое напряжение;

a, b, t — определены на рисунке А.1.



$e = \max (e_1 , e_2)$

- 1 — центр тяжести продольных элементов жесткости;
- 2 — центр тяжести условного сжатого стержня, состоящего из продольного(-ых) элемента(-ов) жесткости и примыкающих участков стенки, для которых обеспечена местная устойчивость;
- 3 — отсек стенки; 4 — продольный элемент жесткости;
- 5 — толщина листа t

	Ширина при площади сечения брутто	Ширина при эффективной площади согласно таблице 4.1	Условие для ψ_i
$b_{1,inf}$	$\frac{3 - \psi_1}{5 - \psi_1}$	$\frac{3 - \psi_1}{5 - \psi_1} \cdot b_{1,eff}$	$\psi_1 = \frac{\sigma_{cr,sl,1}}{\sigma_{cr,p}} > 0$
$b_{2,sup}$	$\frac{2}{5 - \psi_2} \cdot b_2$	$\frac{2}{5 - \psi_2} \cdot b_{2,eff}$	$\psi_2 = \frac{\sigma_2}{\sigma_{cr,sl,1}} > 0$
$b_{2,inf}$	$\frac{3 - \psi_2}{5 - \psi_2} \cdot b_2$	$\frac{3 - \psi_2}{5 - \psi_2} \cdot b_{2,eff}$	$\psi_2 > 0$
$b_{3,sup}$	$0,4b_{3c}$	$0,4b_{3c,eff}$	$\psi_3 + \frac{\sigma_3}{\sigma_2} < 0$

Рисунок А.1 — Обозначения для стенки балки с продольными элементами жесткости

A.2 Критическое напряжение потери устойчивости для пластин с одним или двумя элементами жесткости в зоне сжатия

A.2.1 Общие положения

(1) Если пластина усилена только одним продольным элементом жесткости в сжатой зоне, методика расчета по A.1 может быть упрощена, принимая элемент жесткости в виде поддерживающего условного стержня (подпорки) пластины на упругом основании, отражающей влияние пластины в направлении, перпендикулярном этому стержню. Упругое критическое напряжение условного стержня может быть определено согласно A.2.2.

(2) Для определения площади сечения брутто $A_{sl,1}$ и момента инерции сечения $I_{sl,1}$ условного сжатого стержня принимается поперечное сечение брутто продольного элемента жесткости и примыкающих к нему смежных участков стенки следующим образом. Если отсек полностью сжат, то в расчете принимается участок пластины от края панели, равный $(3 - \psi)/(5 - \psi)$ высоты b_1 и равный $2/(5 - \psi)$

от края с максимальным напряжением. Если в отсеке напряжения меняются с сжатия на растяжение, то в расчете необходимо применять участок стенки, равный 0,4 высоты b_c сжатой зоны отсека (рисунок A.2 и таблица 4.1). В этом случае ψ является отношением напряжений рассматриваемого отсека.

(3) Эффективная^p площадь поперечного сечения $A_{sl,eff}$, как сжатого условного стержня, должна приниматься как эффективная^p площадь сечения элемента жесткости и примыкающих эффективных^p частей стенки (см. рисунок A.1). Условная гибкость пластины, как сжатого стержня, определяется согласно 4.4(4), рассчитывая $\sigma_{com,Ed}$ для площади поперечного сечения брутто пластины.

(4) Если значение $\rho_c f_y / \gamma_{M1}$, где ρ_c определяется согласно 4.5.4(1), превышает среднее напряжение $\sigma_{com,Ed}$ в сжатом стержне, то дальнейшее уменьшение эффективной^p площади сжатого стержня не выполняется. В противном случае эффективную площадь в (4.6) заменяют на

$$A_{c,eff,loc} + \frac{\rho_c f_y A_{sl,1}}{\sigma_{com,Ed} \gamma_{M1}} \tag{A.3}$$

(5) Уменьшение площади, приведенное в A.2.1(4), распространяется только на площадь условного сжатого стержня. Не используют уменьшение других сжатых участков пластины, кроме проверки потери устойчивости стенки отсека.

(6) Как альтернатива расчету с применением эффективной^p площади согласно A.2.1(4), расчет устойчивости пластины как сжатого стержня допускается определять согласно A.2.1(5) – (7) с проверками, чтобы напряжения не превышали средних напряжений $\sigma_{com,Ed}$.

Примечание — Приближение в (6) допускается использовать в случае применения частой установки элементов жесткости, при этом сдерживающим эффектом пластины пренебрегают и за расчетную схему при потере устойчивости пластины стенки допускается принимать свободный эффективный сжатый стержень.

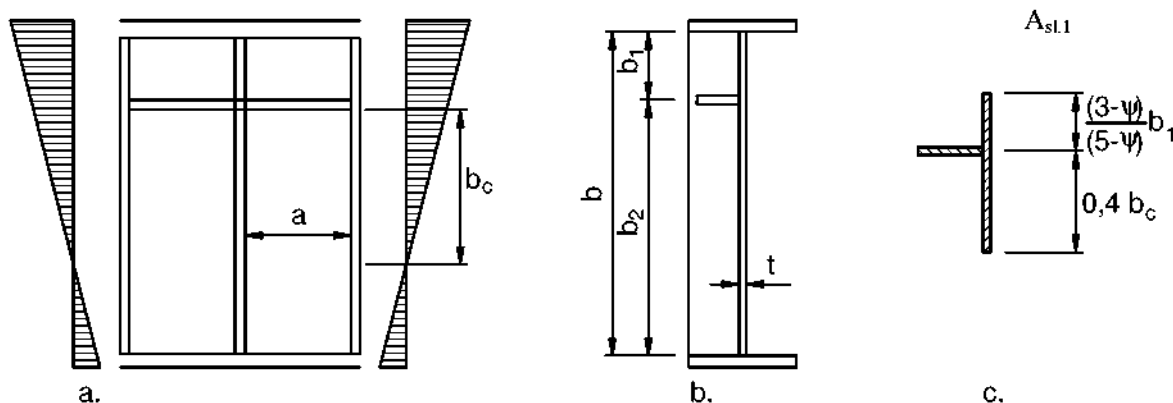


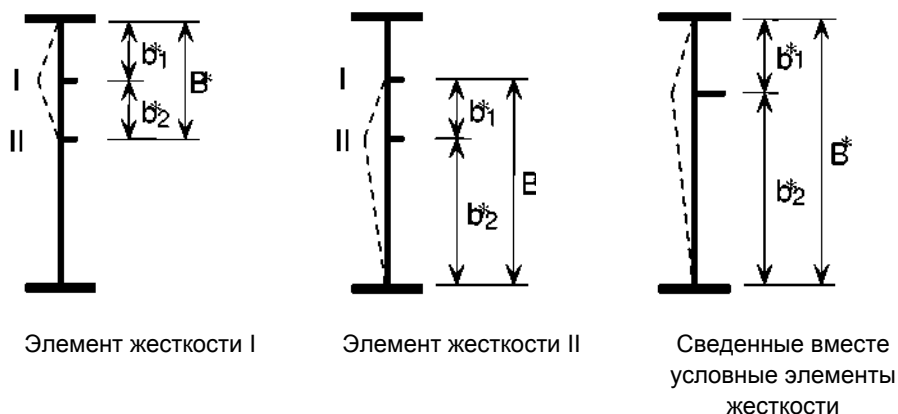
Рисунок A.2 — Обозначения для листа только с одним элементом жесткости в зоне сжатия

(7) Если два элемента жесткости находятся в сжатой зоне стенки, допускается применять метод, описанный в А.2.1(1), как для отдельного элемента жесткости (рисунок А.3). Предполагается, что один из элементов жесткости выпучивается (теряет устойчивость), при этом другой остается жестким. Одновременная потеря устойчивости обоих элементов жесткости определяется, принимая в расчет, что оба элемента жесткости заменяют одним условным элементом жесткости. Для данного условного элемента жесткости справедливо следующее:

а) площадь сечения и момент инерции площади сечения условного элемента жесткости I_{sl} являются суммой соответствующих величин для отдельных элементов жесткости;

б) расположение условного элемента жесткости соответствует положению результирующей усилий сжатия для отдельных элементов жесткости.

Для трех представленных на рисунке А.3 случаев рассчитывают соответственно критическое значение $\sigma_{cr,p}$ (см. А.2.2(1)), где $b_1 = b_1^*$ и $b_2 = b_2^*$, а также $B^* = b_1^* + b_2^*$ (рисунок А.3).



	Элемент жесткости I	Элемент жесткости II	Сведенные вместе условные элементы жесткости
Площадь сечения	$A_{sl,I}$	$A_{sl,II}$	$A_{sl,I} + A_{sl,II}$
Момент инерции площади сечения	$I_{sl,I}$	$I_{sl,II}$	$I_{sl,I} + I_{sl,II}$

Рисунок А.3 — Обозначения для листа с двумя элементами жесткости в зоне сжатия

А.2.2 Упрощенная модель продольного элемента жесткости, удерживаемого пластиной

(1) В случае, если пластина усилена только одним продольным элементом жесткости в сжатой зоне, критическое напряжение потери устойчивости элемента жесткости как сжатого стержня, без учета продольных элементов жесткости в растянутой зоне, может определяться по формуле

$$\sigma_{cr,sl} = \frac{1,05E}{A_{sl,1}} \cdot \frac{\sqrt{I_{sl,1}t^3b}}{b_1b_2} \quad \text{для } a \geq a_c; \tag{A.4}$$

$$\sigma_{cr,sl} = \frac{\pi^2 E I_{sl,1}}{A_{sl,1} a^2} + \frac{Et^3 b a^2}{4\pi^2 \cdot (1 - \nu^2) \cdot A_{sl,1} b_1^2 b_2^2} \quad \text{для } a \leq a_c$$

с применением

$$a_c = 4,33 \cdot \sqrt[4]{\frac{I_{sl,1} b_1^2 b_2^2}{t^3 b}}$$

где $A_{sl,1}$ — площадь сечения брутто элемента жесткости как сжатого стержня согласно А.2.1(2);
 $I_{sl,1}$ — момент инерции площади сечения брутто сжатого стержня согласно А.2.1(2) относительно оси его центра тяжести и параллельной плоскости пластины;
 b_1, b_2 — расстояния от продольных краев стенки до элемента жесткости ($b_1 + b_2 = b$).

Примечание — Для расчета $\sigma_{cr,c}$ см. примечание к 4.5.3(3).

(2) Для пластины с двумя продольными элементами жесткости, расположенными в сжатой зоне, упругие критические напряжения потери устойчивости должны приниматься по большему из трех

значений, определенных по формуле (A.4) с применением $b_1 = b_1^*$, $b_2 = b_2^*$ и $b = B^*$. Продольные элементы жесткости, расположенные в растянутой зоне, не должны в расчете учитываться.

А.3 Коэффициенты, учитывающие потерю устойчивости при сдвиге

(1) Для пластин с жесткой опорной частью с поперечными элементами жесткости и без продольных элементов жесткости или с более чем двумя продольными элементами жесткости коэффициент k_τ , учитывающий потерю устойчивости при сдвиге, может быть определен по формулам:

$$\begin{aligned} k_\tau &= 5,34 + 4,00 \cdot (h_w/a)^2 + k_{\tau/sl} && \text{для } a/h_w \geq 1; \\ k_\tau &= 4,00 + 5,34 \cdot (h_w/a)^2 + k_{\tau/sl} && \text{для } a/h_w < 1, \end{aligned} \quad (\text{A.5})$$

$$\text{где } k_{\tau/sl} = 9 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 \cdot \sqrt[4]{\left(\frac{I_{sl}}{t^3 h_w}\right)^3} > \frac{2,1}{t} \cdot \sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{h_w}};$$

a — расстояние между поперечными элементами жесткости (см. рисунок 5.3);

I_{sl} — момент инерции продольного элемента жесткости относительно оси $z-z$ (см. рисунок 5.3 (b)). Для стенок с двумя или более продольными элементами жесткости, независимо от их расположения, I_{sl} является суммой значений жесткости всех отдельных элементов жесткости.

Примечание — Формула (A.5) не распространяется на гибкие опорные участки с поперечными элементами жесткости.

(2) Формулу A.5 допускается также применять для пластин с одним или двумя продольными элементами жесткости, если для отношения $\alpha = \frac{a}{h_w}$ справедливо $\alpha \geq 3$. Для пластин с одним или двумя продольными элементами жесткости при $\alpha < 3$ значение коэффициента k_τ , учитывающего потерю устойчивости при сдвиге, допускается определять по формуле

$$k_\tau = 4,1 + \frac{6,3 + 0,18 \cdot \frac{I_{sl}}{t^3 h_w}}{\alpha^2} + 2,2 \cdot \sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{t^3 h_w}}. \quad (\text{A.6})$$

Приложение В (справочное)

Элементы конструкции с переменным сечением

В.1 Общие положения

(1) Правила, приведенные в разделе 10, применяются к стенкам элементов с непараллельными поясами как для балок коробчатого сечения и стенок открытых сечений с регулярными или нерегулярными и неортогональными элементами жесткости.

(2) Для определения $\alpha_{ult,k}$ и α_{cr} допускается использовать метод конечных элементов (см. приложение С).

(3) Понижающие коэффициенты ρ_x , ρ_z и χ_w для определения условной гибкости $\bar{\lambda}_p$ могут быть получены из соответствующих кривых потери устойчивости пластин (см. разделы 4 и 5).

Примечание — Понижающие коэффициенты ρ допускается определять по формуле

$$\rho = \frac{1}{\phi_p + \sqrt{\phi_p^2 - \bar{\lambda}_p}}, \quad (\text{B.1})$$

с применением:

$$\phi_p = \frac{1}{2} \cdot (1 + \alpha_p \cdot (\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_{p0}) + \bar{\lambda}_p)$$

и

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}}.$$

Данный метод применим для значений ρ_x , ρ_z и χ_w . Значения $\bar{\lambda}_{p0}$ и α_p указаны в таблице В.1. Значения в таблице В.1 соответствуют данным кривых потери устойчивости пластин (см. разделы 4 и 5) и дают непосредственную связь с геометрическими условными несовершенствами, определяемую по формуле

$$e_0 = \alpha_p \cdot (\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_{p0}) \cdot \frac{t}{6} \cdot \frac{1 - \frac{\rho \bar{\lambda}_p}{\gamma_{M1}}}{1 - \rho \bar{\lambda}_p}. \quad (\text{B.2})$$

Таблица В.1 — Значения $\bar{\lambda}_{p0}$ и α_p

Изделие	Преобладающая форма потери устойчивости	α_p	$\bar{\lambda}_{p0}$
Горячекатаное	Нормальные напряжения с $\psi \geq 0$	0,13	0,70
	Нормальные напряжения с $\psi < 0$ Напряжения при срезе Поперечные местные нагрузки		0,80
Сварное или холодно-формованное	Нормальные напряжения с $\psi \geq 0$	0,34	0,70
	Нормальные напряжения с $\psi < 0$ Напряжения при срезе Поперечные местные нагрузки		0,80

В.2 Связь между потерей устойчивости пластины и крутильной формой потери устойчивости

(1) Метод, указанный в В.1, допускается применять для проверки устойчивости пластины с учетом боковой крутильной формы потери устойчивости элементов, если значения α_{ult} и α_{cr} определяются следующим образом:

α_{ult} — наименьший коэффициент увеличения расчетных нагрузок, при которых будет достигнуто нормативное значение несущей способности пластины для самого критического поперечного сечения, пренебрегая любой формой потери устойчивости пластины, в том числе и при крутильной форме потери устойчивости;

α_{cr} — наименьший коэффициент увеличения расчетных нагрузок, при которых будет достигнуто критическое значение несущей способности пластины для элемента, включая потерю устойчивости пластины, в том числе и при крутильной форме потери устойчивости.

(2) Если α_{cr} зависит от крутильной формы потери устойчивости, то используемый понижающий коэффициент ρ принимается как наименьший понижающий коэффициент согласно В.1(3) и значение коэффициента χ_{LT} при крутильной форме потери устойчивости следует применять согласно EN 1993-1-1 (6.3.3).

Приложение С (справочное)

Расчеты при помощи метода конечного элемента (FEM)

С.1 Общие положения

(1) В приложении С содержатся указания по применению метода конечных элементов при расчете несущей способности по предельным состояниям или при проверках усталостной прочности пластинчатых элементов конструкции.

Примечание 1 — В EN 1993-1-6 содержатся указания по применению метода конечных элементов для расчета конструкций в виде оболочек.

Примечание 2 — Данное руководство предназначено для инженеров, которые имеют определенный опыт работы по расчетам конструкций с использованием метода конечных элементов.

(2) Выбор соответствующего метода конечного элемента зависит от исследуемой задачи с учетом следующих допущений.

Таблица С.1 — Допущения для расчетов методом конечного элемента

№	Свойства материала	Свойства структуры	Несовершенства, см. С.5	Пример применения
1	Линейные	Линейные	Нет	Упругая эффективная ширина, несущая способность при упругой стадии работы
2	Нелинейные	Линейные	Нет	Несущая способность в предельном состоянии при пластической стадии работы
3	Линейные	Нелинейные	Нет	Критическая нагрузка при потере устойчивости пластины
4	Нелинейные	Нелинейные	Да	Несущая способность при потере устойчивости пластины в упругой стадии
5	Нелинейные	Нелинейные	Да	Несущая способность в предельном состоянии при упругопластической стадии работы

С.2 Применение

(1) При использовании метода конечных элементов для расчета конструкций следует обращать внимание на следующее:

- моделирование конструктивного элемента и его граничных условий;
- выбор соответствующего программного обеспечения и необходимой документации;
- учет несовершенств;
- моделирование свойств материала;
- моделирование нагрузок;
- моделирование критериев для предельного состояния;
- применяемые частные коэффициенты безопасности.

Примечание — В национальном приложении допускается устанавливать дополнительные условия для применения метода конечных элементов при проектировании.

С.3 Моделирование

(1) Выбор метода конечных элементов (плоская или объемная модели) и объем сетки принимают в зависимости от требуемой точности результатов расчета. Для контроля соответствия расчета

действительной работе конструкции расчет должен выполняться с последующим уточнением исходных данных.

(2) Моделирование методом конечных элементов может проводиться:

- целого элемента конструкции;
- подструктуры, как части всей конструкции.

Примечание — Примером элемента конструкции может быть стенка или нижняя пластина неразрезной коробчатой балки в зоне промежуточных опор, где нижняя пластина сжата. Примером подструктуры может быть отсек нижней пластины, подвергающийся действию двухосного напряжения.

(3) Граничные условия для опоры, внешнего вида конструкции и приложения нагрузки необходимо выбирать таким образом, чтобы результаты соответствовали действительной работе конструкции.

(4) Геометрические параметры должны приниматься как номинальные.

(5) Все несовершенства подразделяются по виду и полноте распространения, которые приведены в разделе С.5.

(6) Свойства материала выбирают с учетом С.6(2).

С.4 Выбор программы и документация

(1) Программа должна соответствовать заданию и быть надежной.

Примечание — Надежность программы может быть подтверждена посредством соответствующих проверочных испытаний (benchmark tests).

(2) Размер сетки, нагрузка, граничные условия и другие вводимые данные документируют в сопровождении к расчету с целью возможности их воспроизведения третьими лицами.

С.5 Учет несовершенств

(1) Несовершенства, учитываемые при расчетах методом конечных элементов, должны содержать как геометрические, так и структурные несовершенства.

(2) В случае невозможности учесть в расчете более точно геометрические и структурные несовершенства, допускается использовать эквивалентные геометрические несовершенства.

Примечание 1 — Геометрические несовершенства допускается применять в форме, соответствующей потере устойчивости пластины в критической стадии с амплитудой выгибов, приведенных в национальном приложении. Около 80 % геометрических несовершенств относятся к заводским дефектам.

Примечание 2 — Структурные несовершенства, вызванные остаточными напряжениями в процессе производства при изготовлении конструкций, могут быть представлены в виде дополнительных напряжений с амплитудой выгибов, равных средним (предполагаемым) размерам.

(3) Указания по учету несовершенств в расчете следует применять с целью достижения самой низкой несущей способности.

(4) Для эквивалентных геометрических несовершенств допускается применять данные таблицы С.2 и рисунка С.1.

Таблица С.2 — Эквивалентные геометрические несовершенства

Тип несовершенства	Элемент конструкции	Форма	Величина
Глобальный	Элемент конструкции длиной l	Дуга	EN 1993-1-1, таблица 5.1
Глобальный	Продольный элемент жесткости длиной a	Дуга	$\min (a/400, b/400)$
Локальный	Панель или отсек с короткой стороной a или b	Вид кривой выпучивания	$\min (a/200, b/200)$
Локальный	Элементы жесткости или пояса, подвергаемые выгибу	Дуга выгиба	1/50

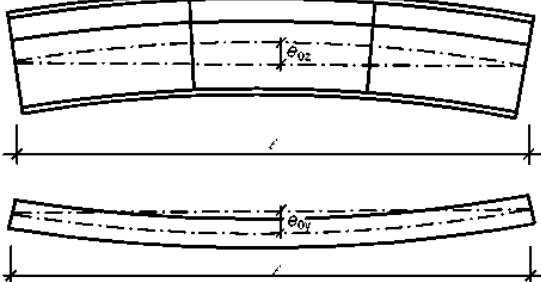
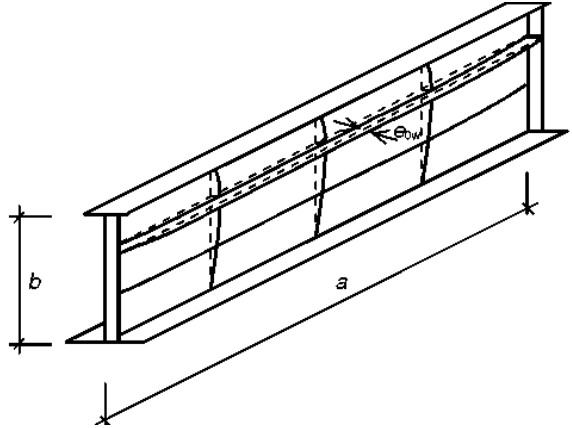
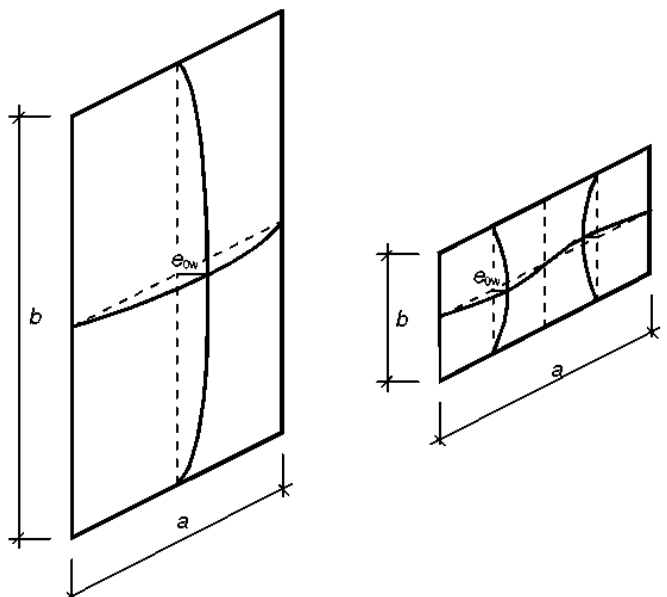
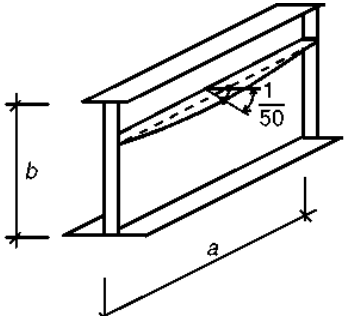
Применение типов несовершенств	Элемент конструкции
Глобальный (элемент конструкции длиной l)	
Глобальный (продольный элемент жесткости длиной a)	
Локальный (панель или отсек)	
Локальный (выгиб элемента жесткости или пояса)	

Рисунок С.1 — Моделирование эквивалентных геометрических несовершенств

(5) При комбинации несовершенств выбирается основное определяющее несовершенство и сопровождающие несовершенства, которые могут иметь значения, уменьшенные до 70 %.

Примечание 1 — Любой тип несовершенств в таблице С.2 может быть принят как определяющее несовершенство, а остальные — как сопровождающие.

Примечание 2 — Эквивалентные геометрические несовершенства допускается заменять соответствующими фиктивными силами, действующими на элемент.

С.6 Свойства материала

(1) Свойства материала применяют с нормативными значениями.

(2) В зависимости от требуемой точности и величины уровня напряжений при расчете допускается применять следующие предпосылки для свойств материала (рисунок С.2):

- a) упруго-пластические без напряжений стадии самоупрочнения (идеальный упруго-пластический материал);
- b) упруго-пластические с номинальным углом площадки стадии самоупрочнения;
- c) упруго-пластические с линейным углом напряжений стадии самоупрочнения;
- d) действительная кривая зависимости напряжения и деформации, определенная по результатам испытаний, действительные значения определяются по формулам:

$$\sigma_{true} = \sigma \cdot (1 + \epsilon),$$

$$\epsilon_{true} = \ln \cdot (1 + \epsilon).$$

(С.1)

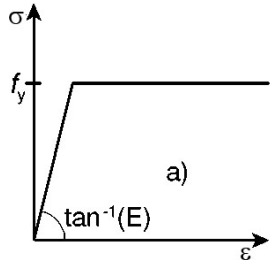
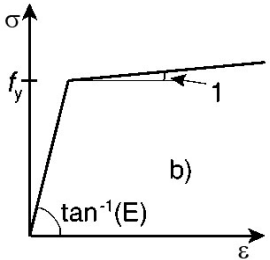
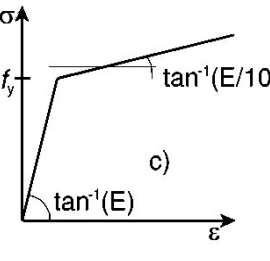
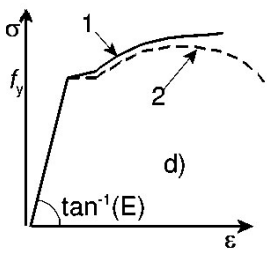
Модель		
Только площадкой текучести	 <p>a)</p>	 <p>b)</p> <p>1 tan⁻¹ (E/10000) (или аналогично малое значение)</p>
Со стадией самоупрочнения	 <p>c)</p>	 <p>d)</p> <p>1 — действительная кривая напряжение-деформация; 2 — кривая напряжение-деформация по результатам испытаний</p>

Рисунок С.2 — Моделирование свойств материала

Примечание — Для модуля упругости в упругой зоне определяющим является номинальное значение.

С.7 Нагрузки

(1) Применяемые нагрузки должны содержать основные частные коэффициенты безопасности и коэффициенты сочетаний нагрузок. Для простоты расчетов допускается использовать единственный коэффициент увеличения нагрузки α .

С.8 Критерии для предельного состояния

(1) При расчете конструкций по предельным состояниям должны применяться следующие критерии:

- 1) для конструкций, чувствительных к потере устойчивости, — достижение максимальной нагрузки;
- 2) для участков конструкций, подвергающихся воздействию растягивающих напряжений, —

достижение предельного значения напряжения в наиболее нагруженном волокне.

Примечание 1 — В национальном приложении может специально ограничиваться уровень напряжения в наиболее нагруженном волокне, например на 5 % от рекомендуемого значения.

Примечание 2 — Вместо приведенных выше критериев предельных состояний допускается использовать также другие критерии, такие как достижение предела текучести или ограничение зоны площадки текучести.

С.9 Частные коэффициенты безопасности

(1) Коэффициент увеличения нагрузки α_u при расчете конструкций по предельным состояниям должен быть достаточно обоснованным, чтобы выполнялось требование надежности конструкции.

(2) Требуемый коэффициент увеличения нагрузки α_u состоит из двух коэффициентов:

1) α_1 — для учета погрешности модели при моделировании конечных элементов; α_1 определяют посредством оценки данных соответствующих испытаний в соответствии с EN 1990 (приложение D);

2) α_2 — для учета неточностей моделирования нагрузки и несущей способности. Для α_2 допускается применять γ_{M1} — при значительной потере стабильности и γ_{M2} — при прогнозе разрушения материала.

(3) Для α_u должно выполняться условие

$$\alpha_u > \alpha_1 \alpha_2. \quad (\text{C.2})$$

Примечание — В национальное приложение допускается включать указания по установлению γ_{M1} и γ_{M2} . Рекомендуется применять числовые значения γ_{M1} и γ_{M2} , установленные в соответствующих таблицах в EN 1993.

Приложение D
(справочное)

Балки с рифлеными стенками

D.1 Общие положения

(1) Правила определения расчетных параметров в приложении D распространяются на I — балки с трапециевидными или синусоидальными рифлеными стенками и поясами согласно рисунку D.1.

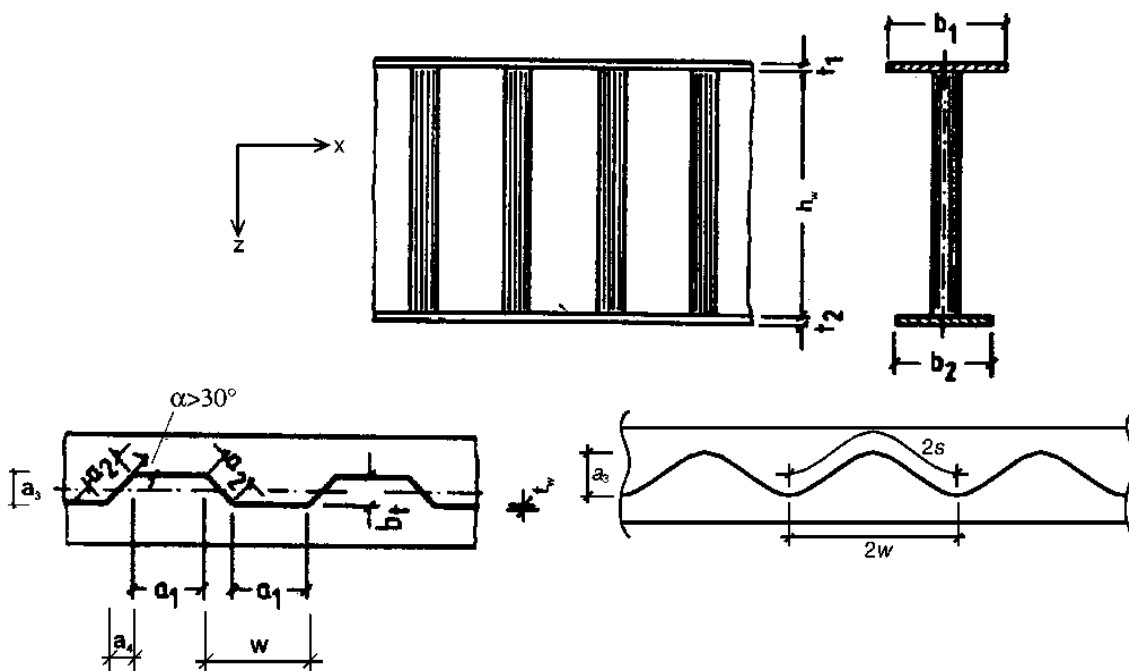


Рисунок D.1 — Геометрические обозначения

D.2 Предельное состояние несущей способности

D.2.1 Несущая способность по изгибающему моменту

(1) Несущая способность по изгибающему моменту M_{Rd} должна приниматься как минимальная из следующих значений:

$$M_{Rd} = \min \left\{ \underbrace{\frac{b_2 t_2 f_{yf,r}}{\gamma_{M0}} \cdot \left(h_w + \frac{t_1 + t_2}{2} \right)}_{\text{Растянутый пояс}}; \underbrace{\frac{b_1 t_1 f_{yf,r}}{\gamma_{M0}} \cdot \left(h_w + \frac{t_1 + t_2}{2} \right)}_{\text{Сжатый пояс}}; \underbrace{\frac{b_1 t_1 \chi f_{yf,r}}{\gamma_{M1}} \cdot \left(h_w + \frac{t_1 + t_2}{2} \right)}_{\text{Сжатый пояс}} \right\}, \quad (D.1)$$

где $f_{yf,r}$ — предел текучести, уменьшенный на основании действия моментов поперечного изгиба в поясах:

$$f_{yf,r} = f_{yf} f_T;$$

$$f_T = 1 - 0,4 \sqrt{\frac{\sigma_x(M_z)}{f_{yf}} \frac{1}{\gamma_{M0}}}$$

здесь $\sigma_x(M_z)$ — напряжение в поясе, вызванное моментом поперечного изгиба;
 χ — понижающий коэффициент при потере устойчивости пластины, определяется согласно EN 1993-1-1 (6.3).

Примечание 1 — Момент поперечного изгиба M_z определяют из передачи усилий сдвига от стенки в пояса согласно рисунку D.2.

Примечание 2 — В синусоидальных рифленых стенках $f_T = 1,0$.

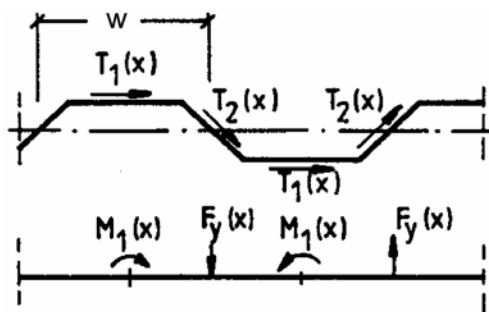


Рисунок D.2 — Поперечные нагрузки на пояс вследствие передачи усилий сдвига

(2) Эффективную^p площадь сжатого пояса определяют согласно 4.4(1), используя наибольшее значение условной гибкости $\bar{\lambda}_p$, определяемое по 4.4(2). Коэффициент, учитывающий потерю устойчивости k_σ , должен приниматься большим из значений

$$a) k_\sigma = 0,43 + \left(\frac{b}{a}\right)^2, \tag{D.2}$$

где b — максимальная ширина от валика сварки до свободного края;
 $a = a_1 + 2a_4$;

$$b) k_\sigma = 0,60, \tag{D.3}$$

где $\bar{b} = \frac{b_1}{2}$.

D.2.2 Несущая способность при сдвиге

(1) Несущую способность при сдвиге V_{Rd} определяют по формуле

$$V_{Rd} = \chi_c \cdot \frac{f_{yw}}{\gamma_{M1}\sqrt{3}} \cdot h_w t_w, \tag{D.4}$$

где χ_c — меньшее значение из понижающих коэффициентов при местной потере устойчивости $\chi_{c,l}$ по (2) и общей потере устойчивости $\chi_{c,g}$ по (3).

(2) Понижающий коэффициент $\chi_{c,l}$ при местной потере устойчивости пластины определяют по формуле

$$\chi_{c,l} = \frac{1,15}{0,9 + \bar{\lambda}_{c,l}} \leq 1,0, \tag{D.5}$$

$$\text{где } \bar{\lambda}_{c,l} = \sqrt{\frac{f_y}{\tau_{cr,l}\sqrt{3}}}; \tag{D.6}$$

$$\tau_{cr,l} = 4,83E \cdot \left[\frac{t_w}{a_{\max}}\right]^2, \tag{D.7}$$

здесь a_{\max} — должно приниматься как большее значение из a_1 и a_2 .

Примечание — Для синусоидальных рифленых стенок в национальном приложении могут даваться указания по определению $\tau_{cr,l}$ и $\chi_{c,l}$.

Рекомендуется применять следующую формулу

$$\tau_{cr,l} = \left(5,34 + \frac{a_3 s}{h_w t_w} \right) \cdot \frac{\pi^2 E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \left(\frac{t_w}{s} \right)^2,$$

где w — длина проекции половины волны (см. рисунок D.1);

s — развернутая длина половины волны (см. рисунок D.1).

(3) Понижающий коэффициент $\chi_{c,g}$ общей потери устойчивости рассчитывают по формуле

$$\chi_{c,g} = \frac{1,5}{0,5 + \bar{\lambda}_{c,g}^2} \leq 1,0, \quad (D.8)$$

где $\bar{\lambda}_{c,g} = \sqrt{\frac{f_y}{\tau_{cr,g} \cdot \sqrt{3}}}$; (D.9)

$$\tau_{cr,g} = \frac{32,4}{t_w h_w^2} \cdot \sqrt[4]{D_x D_z^3}; \quad (D.10)$$

$$D_x = \frac{E t^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \frac{w}{s};$$

$$D_z = \frac{E I_z}{w};$$

I_z — момент инерции площади рифленого отрезка длиной w (см. рисунок D.1).

Примечание 1 — Значения s и I_z определяют для действительной формы рифления.

Примечание 2 — Формула (D.10) распространяется на металлические листы при допущении шарнирных опор на краях.

D.2.3 Требования к концевым элементам жесткости

(1) Концевые элементы жесткости определяют согласно разделу 9.

Приложение E (обязательное)

Альтернативные методы определения эффективных сечений

E.1 Эффективные площади сечений для напряжений ниже предела текучести

(1) В качестве альтернативы методу согласно 4.4(2) допускается применять следующие формулы для определения эффективных площадей при уровне напряжений ниже предела текучести:

а) для сжатой пластины с двухсторонним закреплением

$$\rho = \frac{1 - 0,055 \cdot (3 + \psi) / \bar{\lambda}_{p,red}}{\bar{\lambda}_{p,red}} + 0,18 \cdot \frac{(\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_{p,red})}{(\bar{\lambda}_p - 0,6)}, \quad \text{но } \rho \leq 1; \quad (\text{E.1})$$

б) для сжатой пластины с односторонним закреплением (свес листа)

$$\rho = \frac{1 - 0,188 / \bar{\lambda}_{p,red}}{\bar{\lambda}_{p,red}} + 0,18 \cdot \frac{(\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_{p,red})}{(\bar{\lambda}_p - 0,6)}, \quad \text{но } \rho \leq 1. \quad (\text{E.2})$$

Обозначения приведены в 4.4(2) и 4.4(4). Для расчета несущей способности при общей потере устойчивости применяется 4.4(5).

E.2 Эффективные площади элементов жесткости

(1) Для расчета эффективных площадей элементов жесткости при определении прочности по предельным состояниям условную гибкость $\bar{\lambda}_{ser}$ допускается определять по формуле

$$\bar{\lambda}_{ser} = \bar{\lambda}_p \cdot \sqrt{\frac{\sigma_{com,Ed,ser}}{f_y}}, \quad (\text{E.3})$$

где $\sigma_{com,Ed,ser}$ — наибольшее напряжение сжатия (рассчитанное для эффективного поперечного сечения) в рассматриваемой части сечения под нагрузками в предельном состоянии по эксплуатационной пригодности.

(2) Момент инерции площади сечения допускается принимать по интерполяции между моментом инерции площади сечения брутто и моментом инерции эффективной площади для рассматриваемого сечения при соответствующем сочетании нагрузок по формуле

$$I_{eff} = I_{gr} - \frac{\sigma_{gr}}{\sigma_{com,Ed,ser}} \cdot (I_{gr} - I_{eff} \cdot (\sigma_{com,Ed,ser})), \quad (\text{E.4})$$

где I_{gr} — момент инерции площади поперечного сечения брутто;
 σ_{gr} — наибольшее напряжение от изгиба, полученное для поперечного сечения брутто, в предельном состоянии по эксплуатационной пригодности;
 $I_{eff} \cdot (\sigma_{com,Ed,ser})$ — момент инерции площади эффективного поперечного сечения при местной потере устойчивости согласно формуле (E.1), определяется для наибольшего напряжения $\sigma_{com,Ed,ser} \geq \sigma_{gr}$ в пределах длины рассматриваемого пролета.

(3) Момент инерции эффективной площади поперечного сечения I_{eff} может иметь различные значения вдоль пролета согласно размещению отдельных элементов жесткости. Альтернативно значение I_{eff} допускается принимать постоянным, равным максимальному моменту инерции при эксплуатационных нагрузках.

(4) Расчет требует итеративного подхода, но с достаточной точностью допускается выполнять разовый расчет, при котором уровень напряжений должен быть равным или больше $\sigma_{com,Ed,ser}$.

Приложение Д.А
(справочное)

**Сведения о соответствии государственных стандартов
ссылочным европейским стандартам**

Таблица Д.А.1

Обозначение и наименование европейского стандарта	Степень соответствия	Обозначение и наименование государственного стандарта
EN 1990:2002 Еврокод. Основы проектирования несущих конструкций	IDT	СТБ EN 1990-2007 Еврокод. Основы проектирования несущих конструкций
EN 1993-1-1:2005 Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий	IDT	ТКП EN 1993-1-1-2009 Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий
EN 1993-1-7:2007 Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-7. Прочность плоских листовых конструкций при действии поперечной нагрузки	IDT	ТКП EN 1993-1-7-2009 Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-7. Прочность плоских листовых конструкций при действии поперечной нагрузки
EN 1993-1-9:2005 Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-9. Усталостная прочность	IDT	ТКП EN 1993-1-9-2009 Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-9. Усталостная прочность

**Национальное приложение
к ТКП EN 1993-1-5-2009
Еврокод 3
ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ
Часть 1-5. Пластинчатые элементы конструкций**

National Annex
to TCP EN 1993-1-5-2009
Eurocod 3
DESIGN OF STEEL STRUCTURES
Part 1-5. Plated structural elements

**Предисловие
Preface**

Настоящее национальное приложение следует применять совместно с ТКП EN 1993-1-5-2009.

Настоящее национальное приложение содержит параметры, устанавливаемые на национальном уровне, национальный выбор которых разрешен для следующих элементов EN 1993-1-5:

- | | |
|-------------|-------------|
| — 2.2(5); | — 10(1); |
| — 3.3(1); | — 10(5); |
| — 4.3(6); | — C.2(1); |
| — 5.1(2); | — C.5(2); |
| — 6.4(2); | — C.8(1); |
| — 8(2); | — C.9(3); |
| — 9.1(1); | — D.2.2(2). |
| — 9.2.1(9); | |

НП.1 Национально установленные параметры, которыми следует пользоваться при проектировании стальных конструкций зданий и сооружений, возводимых на территории Республики Беларусь

Пункт EN 1993-1-5	Параметры, установленные на национальном уровне
2.2(5)	Принято значение коэффициента $\rho_{lim} = 0,5$
3.3(1)	Принято без изменений и дополнений
4.3(6)	Принято без изменений и дополнений
5.1(2)	Принято без изменений и дополнений
6.4(2)	Принято без изменений и дополнений
8(2)	Принято без изменений и дополнений
9.1(1)	Принято со следующим дополнением: правила конструирования ребер жесткости подкрановых балок принимаются в соответствии 13.37 СНиП II-23-81* Стальные конструкции. Нормы проектирования
9.2.1(9)	Принято без изменений и дополнений
10(1)	Принято без изменений и дополнений

Окончание таблицы

Пункт EN 1993-1-5	Параметры, установленные на национальном уровне
10(5)	Принято без изменений и дополнений
Приложение С, С.2(1)	Принято без изменений и дополнений
Приложение С, С.5(2)	Принято без изменений и дополнений
Приложение С, С.8(1)	Принято без изменений и дополнений
Приложение С, С.9(3)	Принято без изменений и дополнений
Приложение D, D.2.2(2)	Принято без изменений и дополнений