

ЕВРОКОД. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ  
ОБЩИЕ ПРАВИЛА И ПРАВИЛА ДЛЯ ЗДАНИЙ

ЕЎРАКОД. ПРАЕКТАВАННЕ СТАЛЕВЫХ КАНСТРУКЦЫЙ  
АГУЛЬНЫЯ ПРАВИЛЫ І ПРАВИЛЫ ДЛЯ БУДЫНКАУ

(ЕН 1993-1-1:2005, IDT)

*Настоящий проект стандарта не подлежит применению до его утверждения*



**Ключевые слова:** несущие конструкции, основы проектирования, предельные состояния, статический расчет, расчетные модели, несущая способность

---

## 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»), Техническим комитетом по стандартизации в области архитектуры и строительства «Металлические и деревянные конструкции» (ТКС 09).

ВНЕСЕН Министерством архитектуры и строительства Республики Беларусь

2 УТВЕРЖДЕН И ВВЕДЕН В ДЕЙСТВИЕ постановлением Госстандарта Республики Беларусь от «    »                    200 г. №

В национальном комплексе технических нормативных правовых актов в области архитектуры и строительства стандарт входит в блок 5.04 «Металлические конструкции»

3 Настоящий стандарт идентичен европейскому стандарту EN 1993-1-1 Eurocode 3: Design steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. (ЕН «Еврокод: «Проектирование стальных конструкций: общие правила и правила для зданий»).

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

Перевод с английского языка (en).

Официальные экземпляры европейского стандарта, на основе которого подготовлен настоящий государственный стандарт, и стандартов, на которые даны ссылки, имеются в БелГИСС.

Сведения о соответствии европейских стандартов, на которые даны ссылки, государственным стандартам, принятым в качестве идентичных государственных стандартов, приведены в дополнительном приложении Д.А.

Степень соответствия – идентичная (IDT)

## 4 ВВЕДЕН ВПЕРВЫЕ

Настоящий стандарт не может быть воспроизведен, тиражирован и распространен в качестве официального издания без разрешения Госстандарта Республики Беларусь

---

Издан на русском языке

## Содержание

<b>1</b>	<b>Общие положения .....</b>	<b>9</b>
1.1	Область применения .....	9
1.2	Нормативные ссылки .....	10
1.3	Условия применения.....	11
1.4	Различие между принципами и правилами применения .....	11
1.5	Термины и определения .....	11
1.6	Обозначения.....	12
1.7	Условные обозначения осей элементов.....	21
<b>2</b>	<b>Основы проектирования .....</b>	<b>23</b>
2.1	Требования.....	23
2.1.1	Основные требования.....	23
2.1.2	Менеджмент надёжности.....	23
2.1.3	Расчетный срок эксплуатации, долговечности и прочности .....	23
2.2	Принципы расчёта по предельным состояниям .....	24
2.3	Основные параметры .....	24
2.3.1	Воздействия и влияние окружающей среды.....	24
2.3.2	Свойства материала и изделий .....	24
2.4	Проверка по методу частных коэффициентов .....	24
2.4.1	Расчётные значения свойств материала .....	24
2.4.2	Расчётные значения геометрических характеристик .....	25
2.4.3	Расчётные значения несущей способности.....	25
2.4.4	Проверка статического равновесия (EQU) .....	25
2.5	Расчёт на основе испытаний .....	25
<b>3</b>	<b>Материалы.....</b>	<b>26</b>
3.1	Общие сведения .....	26
3.2	Конструкционная сталь .....	26
3.2.1	Свойства материала .....	26
3.2.2	Требования к пластичности .....	26
3.2.3	Хрупкое разрушение .....	26
3.2.4	Свойства стали в направлении толщины проката .....	28
3.2.5	Допуски.....	29
3.2.6	Расчётные значения коэффициентов материалу .....	29
3.3	Соединения .....	29
3.3.1	Соединительные детали .....	29
3.3.2	Расходные материалы для сварных соединений .....	29
3.4	Другие изделия заводского изготовления для зданий и сооружений .....	29
<b>4</b>	<b>Долговечность.....</b>	<b>29</b>
<b>5</b>	<b>Статический расчет .....</b>	<b>30</b>
5.1	Структурное моделирование для анализа.....	30
5.1.1	Структурное моделирование и основные допущения .....	30
5.1.2	Моделирование соединений .....	30

**СТБ ЕН 1993-1-1 – 200\_ (Е) \_ПР\_1**

5.1.3	Взаимодействие основания и сооружения .....	30
5.2	Общий анализ .....	31
5.2.1	Учет деформированной геометрии конструкции.....	31
5.2.2	Устойчивость рам.....	32
5.3	Несовершенства .....	33
5.3.1	Основные положения.....	33
5.3.2	Несовершенства при общем анализе рам.....	34
5.3.3	Несовершенства при анализе систем связей.....	37
5.3.4	Несовершенства элемента.....	39
5.4	Методы анализа с учётом нелинейных свойств материала .....	39
5.4.1	Основные положения.....	39
5.4.2	Упругий общий анализ .....	40
5.4.3	Пластический общий анализ .....	40
5.5	Классификация поперечных сечений.....	41
5.5.1	Основные положения.....	41
5.5.2	Классификация.....	41
5.6	Требования к поперечным сечениям при общем пластическом анализе .....	42
<b>6</b>	<b>Предельные состояния первой группы .....</b>	<b>46</b>
6.1	Общие сведения .....	46
6.2	Несущая способность поперечных сечений.....	46
6.2.1	Общие сведения.....	46
6.2.2	Характеристики сечений.....	47
6.2.3	Растяжение .....	50
6.2.4	Сжатие.....	50
6.2.5	Изгиб моментом.....	51
6.2.6	Сдвиг .....	51
6.2.7	Кручение.....	53
6.2.8	Изгиб и сдвиг .....	54
6.2.9	Изгиб и осевая сила .....	55
6.2.10	Изгиб, сдвиг и осевая сила.....	57
6.3	Несущая способность элементов при потере устойчивости .....	57
6.3.1	Элементы постоянного сечения при сжатии .....	57
6.3.2	Изгибаемые элементы постоянного сечения .....	61
6.3.3	Сжато-изгибаемые (внецентренножатые) элементы постоянного сечения .....	65
6.3.4	Общий метод проверки устойчивости элементов конструкций при изгибе.....	66
6.3.5	Потеря устойчивости при плоском изгибе с закручиванием элементов с пластическими шарнирами.....	68
6.4	Сжатые сквозные элементы постоянного сечения .....	70
6.4.1	Общие сведения .....	70
6.4.2	Сжатые элементы с раскосной решеткой.....	72
6.4.3	Сжатые элементы с планочной решеткой .....	73
6.4.4	Составные элементы.....	73
<b>7</b>	<b>Предельные состояния второй группы .....</b>	<b>76</b>
7.1	Общие положения .....	76
7.2	Предельные состояния второй группы для зданий.....	76
7.2.1	Отклонения по вертикали.....	76
7.2.2	Отклонения по горизонтали .....	76
7.2.3	Динамические эффекты .....	76
<b>Приложение А [справочное] – Метод 1: Коэффициенты взаимодействия <math>k_{ij}</math> для формул в 6.3.3(4).....</b>		<b>77</b>
<b>Приложение В [справочное] – Метод 2: Коэффициенты взаимодействия <math>k_{ij}</math> для формул в</b>		

6.3.3(4).....	80
Приложение АВ [справочное] – Дополнительные расчетные предпосылки.....	82
Приложение ВВ [справочное] – Потеря устойчивости элементов строительных конструкций	83
Приложение С (справочное) Сведения о соответствии европейских стандартов, на которые даны ссылки, государственным стандартам, принятым в качестве идентичных государственных стандартов .....	93
Национальное приложение к СТБ ЕН 1993–1–1.....	94



## **Введение к европейскому стандарту**

Настоящий европейский стандарт разработан техническим комитетом CEN/TC 250 «Строительные еврокоды», секретариат которого находится при BSI. CEN/TC 250 несет ответственность за все строительные еврокоды.

Настоящий европейский стандарт должен получить статус национального стандарта посредством опубликования идентичного текста, либо его признанием до ноября 2005 года. Все противоречащие национальные стандарты должны быть отменены до марта 2010 года.

Настоящий стандарт заменяет предварительный стандарт ENV 1993-1-1.

Согласно регламенту CEN/CENELEC национальные институты по стандартизации следующих стран договорились о принятии этого Европейского Стандарта: Австрии, Бельгии, Венгрии, Германии, Греции, Дании, Исландии, Испании, Ирландии, Италии, Кипра, Латвии, Литвы, Люксембурга, Мальты, Нидерландов, Норвегии, Польши, Португалии, Соединенного Королевства, Финляндии, Франции, Чешской Республики, Швейцарии, Швеции и Эстонии.

Национально установленные параметры, которые предназначены для применения в конкретной стране при проектировании и строительстве зданий и сооружений, например:

- значения частных коэффициентов и/или классов в случаях, когда альтернативные варианты приведены в Еврокоде;
- значения величин в случаях, когда в Еврокоде приведен лишь символ;
- географические и климатические характеристики, характерные для страны-члена, например, карта снежного покрова;
- рекомендуемый процесс в случаях, когда альтернативные процессы приведены в Еврокоде;
- ссылки на не противоречащую Еврокоду дополнительную информацию, обеспечивающую применение Еврокода.

### **Связи между Еврокодами и согласованными техническими условиями на продукцию (EN и ETA)**

Необходимо обеспечить соответствие между согласованными техническими условиями на строительную продукцию и правилами производства работ<sup>4</sup>. Кроме того, вся информация, сопровождающая CE-марку строительной продукции, которая относится к Еврокодам, должна чётко указывать, какие Национально установленные параметры были использованы при расчёте.

### **Дополнительная информация к ЕН 1993-1**

ЕН 1993 следует использовать совместно с Еврокодами ЕН 1990 – «Основы проектирования несущих конструкций», ЕН 1991- «Воздействия на несущие конструкции» и ЕН 1992 до ЕН 1999 в части, касающейся конструкций или их частей.

ЕН 1993-1 является первой из шести частей ЕН 1993 – «Проектирование стальных конструкций». В ней приведены общие правила проектирования, предназначенные для использования в других частях ЕН 1993-2 по ЕН 1993-6. В ней также приведены дополнительные правила, применяемые только для зданий.

ЕН 1993-1 содержит двенадцать подразделов: ЕН1993-1-1 по ЕН 1993-1-12, каждый из которых касается стальных элементов, предельных состояний или материалов.

ЕН 1993-1 также можно использовать для случаев проектирования, не охваченных Еврокодами (другие конструкции, нагрузки, материалы), в качестве справочного документа для других Технических комитетов СЕН по вопросам, касающимся конструкционных материалов..

ЕН 1993-1 предназначен для использования:

- комитетами, занимающимися подготовкой стандартов на продукцию, её испытание и изготовление;
- заказчиками (например, при детальном описании требований к заказу);
- проектировщиками и строителями;
- компетентными органами.

Численные значения частных коэффициентов и других характеристик надёжности приводятся в качестве основных значений, обеспечивающих соответствующий уровень надёжности. Они определены при условии обеспечения соответствующего уровня квалификации рабочих и контроля качества.

---

<sup>4</sup> См. п.3.3 и п.12 CPD, а также пп. 4.2, 4.3.1, 4.3.2 и 5.2 ID 1.



**Национальное приложение к ЕН 1993-1-1**

Настоящий Стандарт содержит величины, отмеченные в примечаниях, на которые распространяется возможность выбора на национальном уровне. Поэтому Национальный Стандарт, соответствующий ЕН 1993-1, должен иметь Национальное Приложение, содержащее все параметры, устанавливаемые на национальном уровне, предназначенные для проектирования и строительства стальных конструкций, возводимых на территории конкретных стран

ЕН 1993-1-1 устанавливает возможность национального выбора в следующих пунктах:

- 2.3.1(1)
- 3.1(2)
- 3.2.1(1)
- 3.2.2(1)
- 3.2.3(1)
- 3.2.3(3)В
- 3.2.4(1)В
- 5.2.1(3)
- 5.2.2(8)
- 5.3.2(3)
- 5.3.2(11)
- 5.3.4(3)
- 6.1(1)
- 6.1(1)В
- 6.3.2.2(2)
- 6.3.2.3(1)
- 6.3.2.3(2)
- 6.3.2.4(1)В
- 6.3.2.4(2)В
- 6.3.3(5)
- 6.3.4(1)
- 7.2.1(1)В
- 7.2.2(1)В
- 7.2.3(1)В
- ВВ.1.3(3)В

## 1 Общие положения

### 1.1 Область применения

#### 1.1.1 Область применения Еврокода 3

(1) Еврокод 3 применяется для проектирования зданий гражданских инженерных сооружений, выполненных в стальных конструкциях. Настоящие нормы соответствуют принципам и техническим требованиям по безопасности и эксплуатации сооружений, а также основам проектирования и подтверждения принятым в ЕН 1990 «Еврокод: Основы проектирования несущих конструкций».

(2) Еврокод 3 охватывает только требования по прочности и устойчивости, эксплуатации, долговечности и огнестойкости стальных конструкций. Иные требования, касающиеся, например, тепло- или звукоизоляции, не рассматриваются.

(3) Еврокод 3 должен применяться совместно со следующими нормативными документами:

- ЕН 1990 “Основы проектирования несущих конструкций”
- ЕН 1991 “Воздействия на конструкции”
- ЕН, ЕТАГ и ЕТА на строительные изделия, относящиеся к стальным конструкциям
- ЕН 1090 “Изготовление стальных конструкций – Технические требования”
- ЕН 1992 по ЕН 1999, касательно стальных конструкций или их частей

(4) Еврокод 3 подразделяется на следующие части:

ЕН 1993-1 Проектирование стальных конструкций: Общие правила и правила для зданий.

ЕН 1993-2 Проектирование стальных конструкций: Стальные мосты.

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

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

ЕН 1993-5 Проектирование стальных конструкций: Свайные сооружения.

ЕН 1993-6 Проектирование стальных конструкций: Крановые конструкции

(5) При использовании частей ЕН 1993-2 по ЕН 1993-6 необходимо учитывать общие правила, установленные в ЕН 1993-1. Правила в частях ЕН 1993-2 – ЕН 1993-6 дополняют общие правила ЕН 1993-1.

(6) ЕН 1993-1 “Общие правила и правила для зданий” включает:

ЕН 1993-1-1 Проектирование стальных конструкций: Общие правила и правила для зданий.

ЕН 1993-1-2 Проектирование стальных конструкций: Общие правила расчета с учётом огнестойкости

ЕН 1993-1-3 Проектирование стальных конструкций: Холодноформованные

тонкостенные элементы и листы.

ЕН 1993-1-4 Проектирование стальных конструкций: Нержавеющие стали.

ЕН 1993-1-5 Проектирование стальных конструкций: Конструктивные элементы из листовой стали.

ЕН 1993-1-6 Проектирование стальных конструкций: Прочность и устойчивость оболочек.

ЕН 1993-1-7 Проектирование стальных конструкций: Прочность и устойчивость плоских листовых конструкций при действии поперечной нагрузки.

ЕН 1993-1-8 Проектирование стальных конструкций: Расчёт соединений.

ЕН 1993-1-9 Проектирование стальных конструкций: Усталостная прочность стальных конструкций.

ЕН 1993-1-10 Проектирование стальных конструкций: Выбор стали с учётом хрупкого разрушения и свойств стали по толщине листа.

ЕН 1993-1-11 Проектирование стальных конструкций: Проектирование конструкций со стальными элементами, работающими на растяжение

ЕН 1993-1-12 Проектирование стальных конструкций: Дополнительные правила для конструкций из высокопрочных сталей

### 1.1.2 Область применения части 1.1 Еврокода 3

(1) В ЕН 1993-1-1 приведены основные правила проектирования стальных конструкций из материала толщиной  $t \geq 3$  мм. Также приведены дополнительные положения по проектированию зданий из стальных конструкций. Эти дополнительные положения обозначены буквой «В», которая следует за номером абзаца, так: ( )В.

**ПРИМЕЧАНИЕ** – Для холодноформованных тонкостенных элементов и листов толщиной  $t < 3$  мм см. ЕН 1993-1-3.

(2) ЕН 1993-1-1 содержит следующие разделы:

Раздел 1: Общие сведения

Раздел 2: Основы проектирования

Раздел 3: Материалы

Раздел 4: Долговечность

Раздел 5: Статический расчет

Раздел 6: Предельные состояния по несущей способности.

Раздел 7: Предельные состояния по эксплуатационной пригодности.

(3) Разделы 1-2 содержат дополнительные пункты по сравнению с ЕН 1990 «Основы проектирования несущих конструкций».

(4) В Разделе 3 рассмотрены свойства материала конструкций из низколегированных конструкционных сталей.

(5) В Разделе 4 приведены общие правила по обеспечению долговечности.

(6) Раздел 5 касается статического расчета конструкций, при выполнении которого конструктивные элементы могут быть смоделированы с достаточной точностью как линейные элементы для общего анализа.

(7) В Разделе 6 приведены подробные правила определения размеров профилей и элементов конструкций.

(8) В Разделе 7 приведены правила по эксплуатации.

## **1.2 Нормативные ссылки**

Настоящий Европейский Стандарт содержит датированные и недатированные ссылки на стандарты и положения других документов. Эти нормативные ссылки приведены в соответствующих местах текста, а документы перечислены ниже. Для датированных ссылок последующие изменения или пересмотр их применяют в настоящем стандарте только при внесении в него изменений или пересмотре. Для недатированных ссылок применяют их последние издания (включая изменения).

### **1.2.1 Основные стандарты**

EN 1090. Изготовление стальных конструкций – Технические требования.

EN ISO 12944. Краски и лаки – Защита стальных конструкций от коррозии с помощью систем защитной окраски.

EN 1461. Горячее оцинкование чугуновых и стальных изделий заводского изготовления – технические условия и методы испытания.

## **1.2.2 Ссылочные документы и стандарты на свариваемые конструкционные стали**

EN 10025-1:2004, Изделия из горячекатаных конструкционных сталей - Часть 1: Общие условия поставки.

EN 10025-2:2004, Изделия из горячекатаных конструкционных сталей - Часть 2: Технические условия выпуска нелегированных конструкционных сталей.

EN 10025-3:2004. Изделия из горячекатаных конструкционных сталей - Часть 3: Технические условия поставки нормализованных в процессе прокатки свариваемых мелкозернистых конструкционных сталей.

EN 10025-4:2004. Изделия из горячекатаных конструкционных сталей - Часть 4: Технические условия поставки термомеханических катаных свариваемых мелкозернистых конструкционных сталей.

EN 10025-5:2004. Изделия из горячекатаных конструкционных сталей - Часть 5: Технические условия поставки конструкционных сталей повышенной стойкости к атмосферной коррозии.

EN 10025-6:2004 Изделия из горячекатаных конструкционных сталей - Часть 6: Технические условия поставки листового проката из высокопрочных сталей, закаленных с последующим отпусканием.

EN 10164:1993. Стальные изделия с улучшенными деформационными свойствами в направлении, перпендикулярном поверхности изделия. – Технические условия поставки.

EN 10210-1:1994. Горячекатаные конструктивные пустотелые профили из нелегированных мелкозернистых конструкционных сталей - Часть 1: Технические требования поставки.

EN 10219-1:1997. Пустотелые профили из конструкционных сталей холодного формования - Часть 1: Технические требования поставки.

## **1.3 Условия применения**

(1) В дополнение к общим требованиям ЕН 1990 необходимо учитывать требования по изготовлению и сборка в соответствии с ЕН 1090.

## **1.4 Различие между принципами и правилами применения**

(1) Использовать нормы ЕН 1990, пункт 1.4.

## **1.5 Термины и определения**

(1) См. ЕН 1990, пункт 1.5.

(2) В ЕН 1993-1-1 используются следующие термины и определения:

**1.5.1 рама** (frame): целая или часть конструкции, состоящая из сборных, непосредственно связанных конструктивных элементов, предназначенных для совместного сопротивления нагрузке; этот термин относится к рамам как сплошного, так и сквозного сечения. Он охватывает также плоские и пространственные конструкции.

**1.5.2 суб-ферма** (sub-frame): вспомогательная рама, входящая в состав большей по размеру рамы, но рассматриваемая при расчете как отдельный элемент рамы.

**1.5.3 типы рам** (type of framing): термин, используемый для отражения следующих различий между рамами:

- **полужесткая** (semi-continuous), при статическом расчете которой необходимо учитывать конструктивные свойства элементов и узлов
- **жесткая** (continuous), при статическом расчете которой необходимо учитывать только конструктивные свойства элементов
- **простая** (simple), в которой узлы не должны воспринимать момент

**1.5.4 Статический расчет** (global analysis): определение внутренних сил и моментов в сооружении при условии равновесия при различных нагружениях.

**1.5.5 Конструктивная длина** (system l<sub>ENgth</sub>): расстояние на заданной плоскости между двумя смежными точками, в которых элемент закреплён от бокового смещения в этой плоскости, или между одной такой точкой и концом элемента

**1.5.6 Расчетная длина при продольном изгибе** (buckling l<sub>ENgth</sub>): конструктивная длина элемента с шарнирами на концах, оказывающего такое же сопротивление продольному изгибу, как заданный элемент или его отрезок

**1.5.7 Эффект сдвигового запаздывания** (shear lag effect): неравномерное распределение напряжений в широких полках, обусловленное деформацией сдвига; он учитывается в расчётах путём использования приведенной «эффективной» ширины полки при оценке несущей способности.

**1.5.8 Расчёт по предельной несущей способности** (capacity design): метод расчёта, при котором в рассматриваемом элементе развиваются пластические деформации вследствие обеспечения дополнительной прочности его соединений и других частей, примыкающих к нему

**1.5.9 Однородный элемент** (uniform member): элемент постоянного поперечного сечения по всей своей длине

## 1.6 Обозначения

(1) В настоящих нормах применяются нижеследующие обозначения.

(2) Дополнительным обозначениям даны определения там, где они встречаются впервые.

**ПРИМЕЧАНИЕ** – Обозначения расположены в порядке появления в разделах ЕН 1993-1-1. Символы могут иметь различные значения.

### *Раздел 1*

x-x продольная ось элемента

y-y поперечная ось элемента

z-z поперечная ось элемента

u-u основная главная ось (не совпадает с осью y-y)

v-v второстепенная главная ось (не совпадает с осью z-z)

$b$	ширина поперечного сечения
$h$	высота поперечного сечения
$d$	высота прямой части стенки
$t_w$	толщина стенки
$t_f$	толщина полки
$r$	радиус сопряжения поверхностей
$r_1$	радиус закругления полки со стенкой
$r_2$	радиус закругления кромки полки
$t$	толщина

### Раздел 2

$R_k$	номинальное значение предварительного напряжения, возникшего при возведении
$G_k$	номинальное значение постоянного воздействия
$X_k$	нормативные значения свойств материала
$X_n$	номинальные значения свойств материала
$R_d$	расчетное значение несущей способности
$R_k$	нормативное значение несущей способности
$\gamma_M$	основной частный коэффициент безопасности
$\gamma_{Mi}$	специфический частный коэффициент безопасности
$\gamma_{Mf}$	частный коэффициент безопасности в расчете на усталостную прочность
$\eta$	переходный коэффициент
$a_d$	проектное значение геометрических параметров

### Раздел 3

$f_v$	предел текучести
$f_u$	предел прочности
$R_{eh}$	предел текучести, принимаемый по стандартам на изделия
$R_{tm}$	предел прочности, принимаемый по стандартам на изделия
$A_0$	первоначальная площадь поперечного сечения
$\varepsilon_y$	деформация, соответствующая пределу текучести
$\varepsilon_u$	деформация, соответствующая временному сопротивлению
$Z_{Ed}$	требуемое расчетное Z-значение, получаемое из значения стесненных деформаций от усадки металла сварного шва
$Z_{Rd}$	допустимое Z-значение
$E$	модуль упругости
$G$	модуль сдвига
$\nu$	коэффициент Пуассона в упругой стадии
$\alpha$	коэффициент линейного температурного расширения

### Раздел 5

$\alpha_{cr}$	коэффициент увеличения расчетной нагрузки, при которой будет достигнуто неустойчивое состояние в упругой стадии при статическом расчете
$F_{Ed}$	расчетная нагрузка на конструкцию

## СТБ ЕН 1993-1-1 – 200\_ (Е) \_ПР\_1

$F_{cr}$	критическая нагрузка потери устойчивости в упругой стадии при общем анализе, основанная на начальных упругих жесткостях
$H_{Ed}$	расчетное значение горизонтальной реакции в основании этажа от приложения горизонтальных нагрузок и фиктивных горизонтальных нагрузок
$V_{Ed}$	суммарная расчетная вертикальная нагрузка на конструкцию в основании этажа
$\delta_{H,Ed}$	горизонтальное перемещение верха этажа относительно основания
$h$	высота этажа
$\lambda$	условная гибкость
$N_{Ed}$	расчетное значение осевой силы
$\phi$	общие начальные несовершенства в виде поперечных отклонений
$\phi_0$	основное значение несовершенства в виде поперечных отклонений
$\alpha_n$	понижающий коэффициент, учитывающий высоту колонн $h$
$h$	высота конструкции
$\alpha_m$	понижающий коэффициент, учитывающий количество колонн в ряду
$m$	количество колонн в ряду
$e_0$	максимальная амплитуда несовершенства элемента
$L$	длина элемента
$\eta_{init}$	амплитуда формы потери устойчивости в критической упругой стадии
$\eta_{cr}$	форма потери устойчивости в критической упругой стадии
$e_{0,d}$	расчетное значение максимальной амплитуды несовершенства
$M_{Fk}$	нормативное значение изгибающего момента в критическом поперечном сечении
$N_{Fk}$	нормативное значение нормальной силы в критическом поперечном сечении
$\alpha$	коэффициент несовершенства для соответствующей кривой потери устойчивости
$EI \eta''_{cr}$	изгибающий момент, соответствующий $\eta_{cr}$ для критического поперечного сечения
$\chi$	понижающий коэффициент к соответствующей кривой потери устойчивости
$\alpha_{ult,k}$	минимальный коэффициент увеличения осевой силы для достижения нормативного значения несущей способности по устойчивости без учета деформаций конструкций
$\alpha_{cr}$	коэффициент минимального усиления воздействия для достижения критического состояния при потере устойчивости в упругой стадии
$q$	распределенная погонная нагрузка
$\delta_q$	отклонение в плоскости связей
$q_d$	расчетная распределенная погонная нагрузка
$M_{Ed}$	расчетный изгибающий момент
$k$	коэффициент для $e_{0,d}$
$\varepsilon$	деформация
$\sigma$	напряжение
$\sigma_{com,Ed}$	максимальное расчетное сжимающее напряжение в элементе
$l$	длина
$\varepsilon$	коэффициент, зависящий от $f_y$
$c$	ширина или высота части поперечного сечения
$\alpha$	сжатая часть поперечного сечения
$\psi$	коэффициент напряжения или деформации



- $k_{\sigma}$  коэффициент потери устойчивости пластинки  
 $d$  внешний диаметр круглых трубчатых сечений

### Раздел 6

- $\gamma_{M0}$  частный коэффициент безопасности при определении несущей способности по прочности поперечного сечения независимо от его класса
- $\gamma_{M1}$  частный коэффициент безопасности при определении несущей способности по устойчивости
- $\gamma_{M2}$  частный коэффициент безопасности по несущей способности, определяемой разрушением при растяжении
- $\sigma_{x,Ed}$  расчётное значение местного напряжения в продольном направлении
- $\sigma_{z,Ed}$  расчётное значение местного напряжения в поперечном направлении
- $\tau_{Ed}$  расчётное значения местного касательного напряжения
- $N_{Ed}$  расчётная осевая сила
- $M_{y,Ed}$  расчётный изгибающий момент относительно оси y-y
- $M_{z,Ed}$  расчётный изгибающий момент относительно оси z-z
- $N_{Rd}$  расчётное значение несущей способности по осевой силе
- $M_{y,Rd}$  расчётное значение несущей способности по изгибающему моменту относительно оси y-y
- $M_{z,Rd}$  расчётное значение несущей способности по изгибающему моменту относительно оси z-z
- $s$  шаг отверстий, расстояние между центрами двух смежных отверстий вдоль оси элемента
- $p$  расстояние между центрами тех же отверстий, перпендикулярно оси элемента
- $n$  число отверстий, расположенных на любой диагональной и зигзагообразной линии, постепенно пересекающий элемент или его часть
- $d_0$  диаметр отверстия
- $e_N$  отклонение центра тяжести эффективной площади  $A_{eff}$  относительно центра тяжести поперечного сечения брутто
- $\Delta M_{Ed}$  дополнительный момент, вызванный отклонением центра тяжести эффективной площади  $A_{eff}$  относительно центра тяжести поперечного сечения брутто
- $A_{eff}$  эффективная площадь поперечного сечения
- $N_{t,Rd}$  расчётные значения несущей способности поперечного сечения на растяжение
- $N_{pl,Rd}$  расчётное значение несущей способности поперечного сечения брутто на растяжение в пластической стадии
- $N_{u,Rd}$  расчётная несущая способность поперечного сечения нетто (при наличии отверстий для крепёжных деталей) в пластической стадии
- $A_{net}$  площадь поперечного сечения нетто
- $N_{net,Rd}$  расчётное значение несущей способности поперечного сечения нетто на растяжение в пластической стадии
- $N_{c,Rd}$  расчётное значение несущей способности поперечного сечения при равномерном сжатии
- $M_{c,Rd}$  расчётное значение несущей способности поперечного сечения при изгибе относительно главной оси
- $W_{pl}$  пластический момент сопротивления сечения
- $W_{el,min}$  минимальный упругий момент сопротивления сечения
- $W_{eff,min}$  минимальный момент сопротивления эффективного сечения
- $A_f$  площадь сечения растянутой полки

## СТБ ЕН 1993-1-1 – 200\_ (Е) \_ПР\_1

- $A_{f,net}$  площадь сечения нетто растянутой полки
- $V_{Ed}$  расчётное значение поперечной силы
- $V_{c,Rd}$  расчётное значение несущей способности поперечного сечения на сдвиг
- $V_{pl,Rd}$  расчётное значение несущей способности поперечного сечения на сдвиг в пластической стадии
- $A_v$  площадь сдвига
- $\eta$  коэффициент для площади сдвига
- $S$  статический момент сечения
- $I$  момент инерции сечения
- $A_w$  площадь сечения стенки
- $A_f$  площадь сечения одной полки
- $T_{Ed}$  расчётное значение суммарных крутящих моментов
- $T_{Rd}$  расчётное значение несущей способности сечения на кручение
- $T_{t,Ed}$  расчётное значение крутящего момента при свободном кручении Сен-Венана
- $T_{w,Ed}$  расчётное значение крутящего момента при стесненном кручении
- $\tau_{t,Ed}$  расчётное значение касательных напряжений при свободном кручении Сен-Венана
- $\tau_{w,Ed}$  расчётное значение касательных напряжений при стесненном кручении
- $\sigma_{w,Ed}$  расчётное значение нормальных напряжений от бимомента  $V_{Ed}$
- $B_{Ed}$  бимомент
- $V_{pl,T,Rd}$  уменьшенное расчётное значение несущей способности на сдвиг в пластической стадии с учетом действия крутящего момента
- $\rho$  понижающий коэффициент для определения уменьшенных расчетных значений несущей способности при изгибе, учитывающий влияние поперечной силы
- $M_{V,Rd}$  уменьшенное расчётное значение несущей способности на изгиб с учетом действия поперечной силы
- $M_{N,Rd}$  уменьшенное расчётное значение несущей способности на изгиб с учетом действия осевой силы
- $n$  отношение расчётного значения осевой силы к расчётному значению несущей способности поперечного сечения брутто при действии осевой силы в пластической стадии
- $a$  отношение площади сечения стенки к площади брутто
- $\alpha$  параметр, учитывающий эффект двухосного изгиба
- $\beta$  параметр, учитывающий эффект двухосного изгиба
- $e_{N,y}$  смещение центра тяжести эффективной площади  $A_{eff}$  относительно центра тяжести поперечного сечения брутто (ось y-y)
- $e_{N,z}$  смещение центра тяжести эффективной площади  $A_{eff}$  относительно центра тяжести поперечного сечения брутто (ось z-z)
- $W_{eff,min}$  минимальный момент сопротивления эффективного сечения
- $N_{b,Rd}$  расчётное значение несущей способности при потере устойчивости сжатого элемента
- $\chi$  понижающий коэффициент для соответствующей формы потери устойчивости
- $\Phi$  величина для определения понижающего коэффициента  $\chi$
- $a_0, a, b, c, d$  обозначения кривых продольного изгиба
- $N_{cr}$  критическая сила для соответствующего вида потери устойчивости в упругой стадии элемента с поперечным сечением брутто
- $i$  радиус инерции поперечного сечения брутто
- $\lambda_1$  значение гибкости для определения относительной гибкости

- $\bar{\lambda}_T$  условная гибкость при крутильной или изгибно-крутильной форме потери устойчивости
- $N_{cr,TF}$  критическая сила для изгибно-крутильной формы потери устойчивости в упругой стадии
- $N_{cr,T}$  критическая сила для крутильной формы потери устойчивости в упругой стадии
- $M_{b,Rd}$  расчётный критический момент потери устойчивости при плоском изгибе с закручиванием в упругой стадии
- $\chi_{LT}$  понижающий коэффициент в проверке устойчивости при плоском изгибе с закручиванием
- $\Phi_{LT}$  величина для определения понижающего коэффициента  $\chi_{LT}$
- $\alpha_{LT}$  коэффициент, учитывающий несовершенства
- $\bar{\lambda}_{LT}$  условная гибкость при проверке устойчивости при плоском изгибе с закручиванием
- $M_{cr}$  критический момент потери устойчивости при плоском изгибе с закручиванием в упругой стадии
- $\bar{\lambda}_{LT,0}$  прямолинейный участок кривых потери устойчивости при плоском изгибе с закручиванием для прокатных сечений
- $\beta$  поправочный коэффициент для кривых потери устойчивости при плоском изгибе с закручиванием прокатных сечений
- $\chi_{LT,mod}$  приведенный понижающий коэффициент при проверке устойчивости при плоском изгибе с закручиванием
- $f$  коэффициент приведения для  $\chi_{LT}$
- $L_c$  расстояние между точками раскрепления сжатого пояса от поперечного смещения
- $k_c$  поправочный коэффициент, учитывающий изменение изгибающего момента между элементами бокового раскрепления
- $\psi$  отношение значений моментов на участке
- $\bar{\lambda}_f$  условная гибкость эквивалентной сжатой полки сечения
- $i_{fz}$  радиус инерции эквивалентной сжатой полки сечения относительно второстепенной оси сечения
- $I_{eff,f}$  эффективный момент инерции сечения сжатой полки относительно второстепенной оси сечения
- $A_{eff,f}$  эффективная площадь сечения сжатой полки
- $A_{eff,w,c}$  эффективная площадь сечения сжатой части стенки
- $\bar{\lambda}_{c0}$  предельное значение условной гибкости
- $k_{fl}$  поправочный коэффициент
- $\Delta M_y$  момент от смещения центра тяжести относительно оси y-y
- $\Delta M_z$  момент от смещения центра тяжести относительно оси z-z
- $\chi_y$  понижающий коэффициент продольного изгиба (ось y-y)
- $\chi_z$  понижающий коэффициент продольного изгиба (ось z-z)
- $k_{yy}$  коэффициент взаимодействия
- $k_{yz}$  коэффициент взаимодействия
- $k_{zy}$  коэффициент взаимодействия
- $k_{zz}$  коэффициент взаимодействия
- $\bar{\lambda}_{op}$  общая условная гибкость элемента конструкции
- $\chi_{op}$  понижающий коэффициент для условной гибкости  $\bar{\lambda}_{op}$
- $\alpha_{ult,k}$  минимальный коэффициент увеличения расчётных нагрузок для достижения нормативного значения несущей способности по устойчивости критического поперечного сечения
- $\alpha_{cr,op}$  минимальный коэффициент увеличения расчётных нагрузок в плоскости для достижения конструктивным элементом упругого критического значения несущей способности по устойчивости

## СТБ ЕН 1993-1-1 – 200\_ (Е) \_ПР\_1

при плоском изгибе или плоском изгибе с закручиванием, но без потери устойчивости при продольном изгибе

$N_{Rk}$	нормативное значение несущей способности на сжатие
$M_{y,Rk}$	нормативное значение несущей способности при изгибе относительно оси у-у
$M_{z,Rk}$	нормативное значение несущей способности при изгибе относительно оси z-z
$Q_m$	локальное усилие, приложенное к каждому элементу раскрепления сжатого пояса в местах расположения пластического шарнира
$L_{stable}$	длина устойчивого участка
$L_{ch}$	расчетная длина при продольном изгибе пояса
$h_0$	расстояние между центрами тяжести ветвей сквозной колонны
$a$	расстояние между узлами решетки сквозной колонны
$\alpha$	угол между осями ветвей и раскосами
$i_{min}$	минимальный радиус инерции одиночных уголков
$A_{ch}$	площадь одной ветви сквозной колонны
$N_{ch,Ed}$	расчётное сжимающее усилие в центре тяжести ветви сквозного элемента
$M_{Ed}^I$	расчётное значение максимального момента в центре тяжести сквозного элемента
$I_{eff}$	эффективный момент инерции сечения сквозного элемента
$S_v$	сдвиговая жёсткость панели сквозного элемента с раскосной или планочной решеткой
$n$	количество плоскостей решётки
$A_d$	площадь сечения одного раскоса сквозной колонны
$d$	длина раскоса сквозной колонны
$A_v$	площадь сечения одной стойки (или поперечного элемента) сквозной колонны
$I_{ch}$	момент инерции сечения одной ветви в плоскости решетки
$I_b$	момент инерции сечения одной планки в плоскости решетки
$\mu$	коэффициент эффективности
$i_y$	радиус инерции относительно оси Y-Y

### Приложение А

$C_{my}$	коэффициент равномерного распределения момента
$C_{mz}$	коэффициент равномерного распределения момента
$C_{mLT}$	коэффициент равномерного распределения момента
$\mu_y$	коэффициент
$\mu_z$	коэффициент
$N_{cr,y}$	критическая сила потери устойчивости при продольном изгибе относительно оси у-у в упругой стадии
$N_{cr,z}$	критическая сила потери устойчивости при продольном изгибе относительно оси z-z в упругой стадии
$C_{yy}$	коэффициент
$C_{yz}$	коэффициент
$C_{zy}$	коэффициент
$C_{zz}$	коэффициент
$w_y$	коэффициент
$w_z$	коэффициент

$\eta_{pl}$	коэффициент
$\overline{\lambda}_{max}$	максимальное значение из $\overline{\lambda}_y$ и $\overline{\lambda}_z$
$b_{LT}$	коэффициент
$c_{LT}$	коэффициент
$d_{LT}$	коэффициент
$e_{LT}$	коэффициент
$\psi_y$	соотношение моментов на концах элемента вдоль оси у-у
$C_{my,0}$	коэффициент
$C_{mz,0}$	коэффициент
$a_{LT}$	коэффициент
$I_T$	момент инерции поперечного сечения при свободном кручении (постоянная Сен-Венана)
$I_y$	момент инерции сечения относительно оси у-у
$M_{i,Ed(x)}$	максимальный момент <b>первого порядка</b>
$ \delta_x $	максимальный прогиб элемента

### Приложение В

$\alpha_s$	коэффициент
$\alpha_h$	коэффициент
$C_m$	коэффициент приведения фактической эпюры моментов к эквивалентной прямоугольной

### Приложение АВ

$\gamma_G$	частный коэффициент безопасности для постоянных нагрузок
$G_k$	расчетное значение постоянных нагрузок
$\gamma_Q$	частный коэффициент безопасности для переменных нагрузок
$Q_k$	расчетное значение переменных нагрузок

### Приложение ВВ

$\overline{\lambda}_{eff,v}$	условная приведенная гибкость сквозного элемента относительно оси v-v
$\overline{\lambda}_{eff,y}$	условная приведенная гибкость относительно оси у-у сквозного элемента
$\overline{\lambda}_{eff,z}$	условная приведенная гибкость относительно оси z-z сквозного сечения
$L$	конструктивная длина
$L_{cr}$	расчетная длина при проверке устойчивости
$S$	сдвиговая жёсткость, обеспечиваемая профилированным настилом
$I_w$	секториальный момент инерции поперечного сечения
$C_{\vartheta,k}$	жёсткость на кручение при непрерывном раскреплении ее сплошной средой (например, диском покрытия) или связями
$K_{\vartheta}$	коэффициент, учитывающий тип анализа (расчета)
$K_{\vartheta}$	коэффициент, учитывающий характер эпюры моментов по длине элемента и тип опорных закреплений
$C_{\vartheta R,k}$	жёсткость балки на кручение при непрерывном раскреплении ее сплошной средой и ее жестком соединении с балкой

## СТБ ЕН 1993-1-1 – 200\_ (Е) \_ПР\_1

$C_{\vartheta C,k}$	жесткость соединения балки с раскрепляющей ее сплошной средой
$C_{\vartheta D,k}$	жесткость при кручении, обусловленная деформациями от кручения поперечных сечений балки
$L_m$	устойчивая длина между смежными раскреплениями от поперечного смещения балки
$L_k$	устойчивая длина между смежными раскреплениями от кручения
$L_s$	устойчивая длина между шарниром пластичности и смежным раскреплением от кручения
$C_1$	поправочный коэффициент, учитывающий распределение моментов
$C_m$	поправочный коэффициент для линейно изменяющегося момента
$C_n$	поправочный коэффициент для нелинейно изменяющегося момента
$a$	расстояние между центром тяжести элемента с пластическим шарниром и центром тяжести элемента раскрепления
$B_0$	коэффициент
$B_1$	коэффициент
$B_2$	коэффициент
$\eta$	отношение критических значений осевых сил
$i_s$	радиус инерции относительно центра тяжести элемента раскрепления
$\beta_t$	алгебраическое отношение меньшего концевого момента к большему концевому моменту
$R_1$	момент в определенной точке элемента
$R_2$	момент в определенной точке элемента
$R_3$	момент в определенной точке элемента
$R_4$	момент в определенной точке элемента
$R_5$	момент в определенной точке элемента
$R_E$	максимум между $R_1$ или $R_5$
$R_S$	максимальное значение $R$ по длине $L_y$
$c$	коэффициент сужения
$h_h$	вспомогательная высота вута или его сужения
$h_{max}$	максимальная высота поперечного сечения в пределах длины $L_y$
$h_{min}$	минимальная высота поперечного сечения в пределах длины $L_y$
$h_s$	высота части сечения без вута
$L_h$	длина вута в пределах длины $L_y$
$L_v$	расстояние между раскреплениями сжатого пояса от бокового смещения

## 1.7 Условные обозначения осей элементов

(1) Условные обозначения осей элементов следующие:

x-x - ось вдоль элемента

y-y - поперечная ось

z-z - поперечная ось

(2) Условные обозначения, применяемые для поперечных осей стальных элементов:

– в общем случае:

y-y - поперечная ось сечения, параллельная поясам

z-z - поперечная ось сечения, перпендикулярная поясам

– для углового профиля:

y-y - ось сечения, параллельная меньшей стороне

z-z - ось сечения, перпендикулярная меньшей стороне

– в необходимых случаях::

u-u - основная главная ось (не совпадает с осью yy)

v-v - второстепенная главная ось (не совпадает с осью zz)

(3) Символы, используемые для обозначения размеров и осей прокатных профилей показаны на рисунке 1.1..

(4) Индекс, который показывает ось момента, обозначает: "Ось, вокруг которой действует момент."

**ПРИМЕЧАНИЕ:** В этом Еврокоде используются геометрические характеристики сечений относительно главных осей, которые обычно обозначаются как y-y и z-z; для сечений, таких как уголки, они могут обозначаться как u-u и v-v.

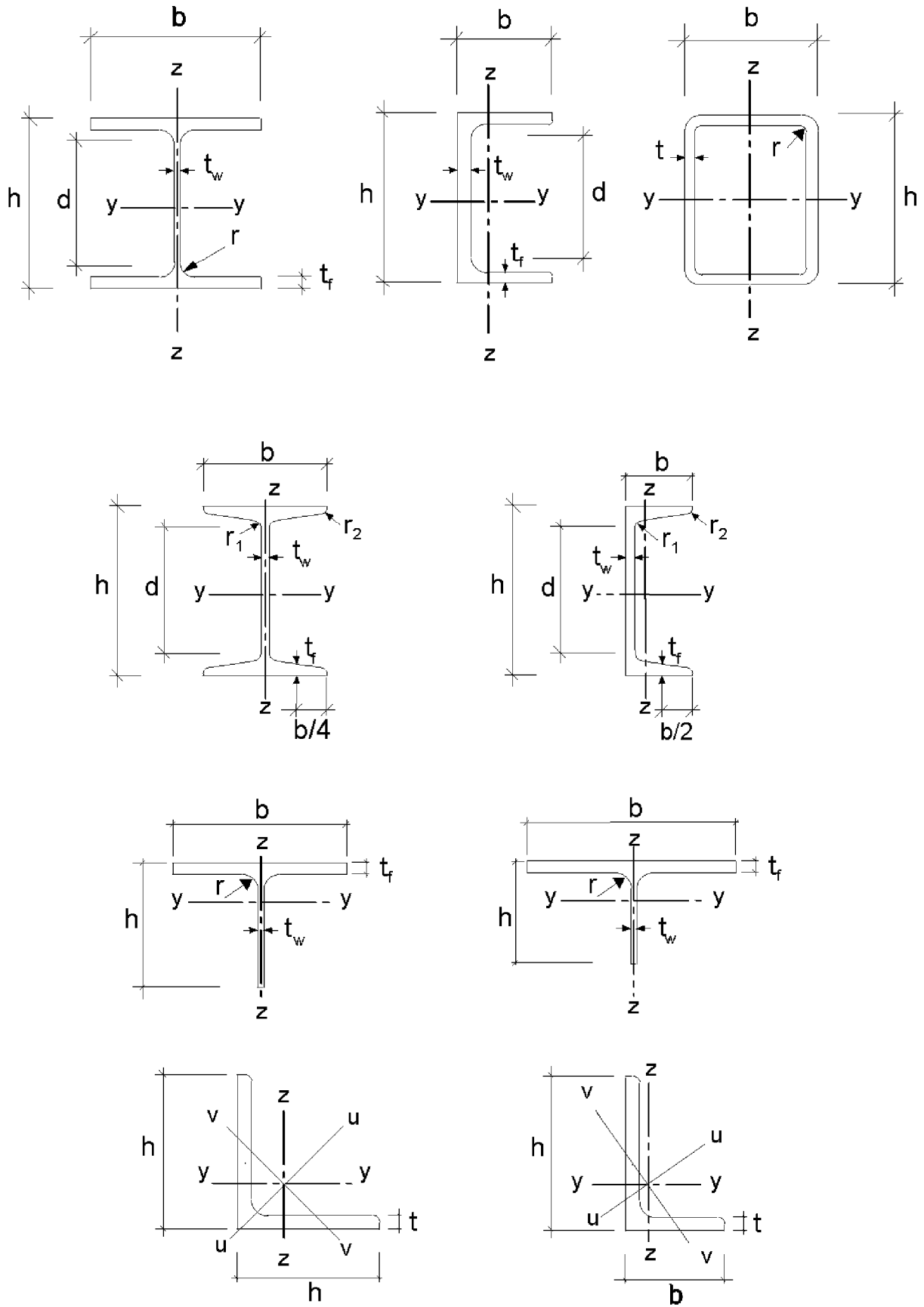


Рисунок 1.1: Размеры и оси сечений



## 2 Основы проектирования

### 2.1 Требования

#### 2.1.1 Основные требования

(1) Проектирование стальных конструкций следует осуществлять в соответствии с общими правилами, приведенными в ЕН 1990.

(2) Также следует выполнять дополнительные требования данного раздела.

(3) Основные требования раздела 2 ЕН 1990 должны быть выполнены путем расчёта по методу предельных состояний с использованием частных коэффициентов безопасности, приведенных в ЕН 1990, и сочетаний нагрузок, приведенных в ЕН 1991.

(4) По вопросам прочности и устойчивости, эксплуатационной надёжности и долговечности следует руководствоваться правилами, приведенными в различных частях ЕН 1993.

#### 2.1.2 Менеджмент надёжности

(1) Уровни надёжности предпочтительно обеспечивать соответствующим выбором менеджмента качества проектирования и изготовления согласно приложению С ЕН 1990 и ЕН 1090.

#### 2.1.3 Расчетный срок эксплуатации, долговечность и прочность

##### 2.1.3.1 Общие сведения

(1) В зависимости от вида воздействий, влияющих на долговечность и расчётный срок эксплуатации (см. ЕН1990), необходимо:

– при проектировании стальных конструкций обеспечивать антикоррозионную стойкость посредством:

– соответствующей защиты поверхности (см. ЕН ИСО 12944)

– применения стали, стойкой к атмосферной коррозии

– применения нержавеющей стали (см. ЕН 1993-1-4)

– предусматривать меры по обеспечению достаточной усталостной долговечности (см. ЕН 1993-1-9) стальных конструкций

– проектировать конструкции с учетом износа

– рассчитывать конструкции на аварийные (особые) воздействия (см. ЕН 1991-1-7)

– подвергать конструкции осмотру и обслуживанию

##### 2.1.3.2 Расчётный срок службы зданий и сооружений

(1)В За расчётный срок службы принимается период, на протяжении которого здание предполагается использовать по его функциональному назначению.

(2)В Для определения предполагаемого расчётного срока службы здания см. таблицу 2.1 ЕН 1990.

(3)В Конструктивные элементы, которые не могут быть запроектированы на общий расчётный срок службы здания, см. в 2.1.3.3(3)В.

##### 2.1.3.3 Долговечность зданий

(1)В Для обеспечения долговечности зданий и их составных элементов следует либо проектировать их с учётом воздействий окружающей среды и усталости, если она имеет место, либо защищать их от

этих воздействий.

(2) В Негативное воздействие старения материала, коррозии или усталости следует снижать путём надлежащего выбора материала, см. ЕН 1993-1-4 и ЕН 1993-1-10, и деталей, см. ЕН 1993-1-9, или путём конструктивного запаса и выбора соответствующей системы защиты от коррозии.

(3) В Если здание включает элементы, нуждающиеся в замене (например, опоры в зоне осадки грунта), необходимо проверить возможность их безопасной замены, рассматривая ее как кратковременную проектную ситуацию.

## **2.2 Принципы расчёта по предельным состояниям**

(1) Несущая способность поперечных сечений и конструктивных элементов по предельным состояниям в , характеристика которых приведена в ЕН 1990 3 3, основана на испытаниях, в ходе которых имела место пластичность материала, достаточная для принятия упрощённых расчётных моделей.

(2) Расчётные положения, приведенные в этой части Еврокода, можно, следовательно, применять при условии соблюдения требований к материалам, приведенных в Разделе 3.

## **2.3 Основные параметры**

### **2.3.1 Воздействия и влияние окружающей среды**

(1) Величины воздействий для проектирования стальных конструкций следует принимать по ЕН 1991. Сочетания воздействий и значения частных коэффициентов безопасности см. Приложение А ЕН1990.

**ПРИМЕЧАНИЕ 1** – Национальное приложение может устанавливать воздействия для особых региональных, климатических и аварийных ситуаций

**ПРИМЕЧАНИЕ 2В** – При пропорциональном нагружении шаговым методом см. приложение АВ.1.

**ПРИМЕЧАНИЕ 3В** – Упрощённые сочетания нагрузок см. приложение АВ.2.

(2) Воздействия на стадии возведения, принимаются по ЕН 1991-1-6.

(3) При необходимости учёта предполагаемых абсолютных и неравномерных осадок предпочтительно использовать наиболее достоверные методы оценки приложенных деформаций.

(4) Влияние неравномерных осадок или приложенных деформаций или других видов преднапряжения, возникающих при возведении, следует учитывать в расчёте по их нормативной величине  $P_k$  как постоянные воздействия и группировать с другими постоянными воздействиями  $G_k$  как единого воздействия ( $G_k + P_k$ ).

(5) Усталостные воздействия, не рассмотренное в ЕН 1991, следует определять по Приложению А ЕН 1993-1-9.

### **2.3.2 Свойства материала и изделий**

(1) Свойства материала стальных и других строительных изделий и геометрические параметры, используемые при проектировании, следует определять по соответствующим ЕН, ЕТАГ или ЕТА, если они не указаны в этом стандарте.

## **2.4 Расчет по методу частных коэффициентов безопасности**

### **2.4.1 Расчётные значения свойств материала**

(1) При расчёте стальных конструкций нормативные значения  $X_k$  или номинальные значения  $X_n$  свойств материала следует применять согласно указаниям настоящего Еврокода.



## 2.4.2 Расчётные значения геометрических характеристик

(1) Геометрические характеристики поперечных сечений и систем могут быть определены по стандартам ЕН на изделия или по рабочим чертежам в соответствии с ЕН 1090 и рассматриваться как номинальные величины.

(2) Расчётные значения отклонений геометрических размеров от проектных значений, приведенные в этом Стандарте, эквивалентны геометрическим расчётным отклонениям, учитывающим:

- геометрические отклонения элементов, на которые установлены геометрические допуски в стандартах на изделия и стандартах на их изготовление;
- конструктивные отклонения при изготовлении и возведении;
- остаточные деформации;
- изменчивость предела текучести;

## 2.4.3 Расчётные значения несущей способности

(1) Для стальных конструкций применяются равенства (6.6с) или 6.6d ЕН 1990:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M} = \frac{1}{\gamma_M} R_k (\eta_1 X_{k1}; \eta_i X_{ki}; a_d) \quad (2.1)$$

где  $R_k$  – нормативное значение несущей способности, определяемое по нормативным или номинальным значениям свойств материала и размеров;

$\gamma_M$  – общий частный коэффициент безопасности для конкретного расчетного случая;

**ПРИМЕЧАНИЕ** Определение  $\eta_1$ ,  $\eta_i$ ,  $X_{k1}$ ,  $X_{ki}$  и  $a_d$  см. ЕН 1990.

## 2.4.4 Проверка статического равновесия (EQU)

(1) Надёжный метод проверки статического равновесия, изложенный в таблице 1.2 (А) Приложения А ЕН 1990 применим также к расчётным ситуациям, эквивалентным (EQU), например, при проектировании фундаментных анкеров или расчете подъёма опор неразрезных балок

## 2.5 Расчёт на основе испытаний

(1) Несущая способность  $R_k$  в этом стандарте следует определять по приложению D ЕН 1990.

(2) Для рекомендуемых классов постоянных значений частных коэффициентов  $\gamma_{Mi}$  нормативные значения  $R_k$  определены по формуле:

$$R_k = R_d \gamma_{Mi} \quad (2.2)$$

где  $R_d$  – расчётное значение несущей способности, принимаемое в согласно приложению D ЕН 1990

$\gamma_{Mi}$  – рекомендуемые частные коэффициенты безопасности.

**ПРИМЕЧАНИЕ 1** – Численные значения рекомендуемых частных коэффициентов безопасности  $\gamma_{Mi}$  определены таким образом, чтобы квантиль  $R_k$  составлял приблизительно 5 % для бесконечного числа испытаний.

**ПРИМЕЧАНИЕ 2** – Нормативные значения усталостной прочности и значения частных коэффициентов безопасности  $\gamma_{Mf}$  в расчетах на выносливость см. в ЕН 1993-1-9.

**ПРИМЕЧАНИЕ 3** – Нормативные значения несущей способности элементов с учетом хрупкого разрушения см. ЕН 1993-1-10.

(3) Нормативные значения несущей способности  $R_k$  изделий заводского изготовления должны быть определены по результатам испытаний по процедуре (2).

## 3 Материалы

### 3.1 Общие сведения

(1) При выполнении расчетов номинальные значения параметров свойств материала, приведённые в данном разделе, следует принимать как нормативные.

(2) Эта часть ЕН 1993 предназначена для проектирования конструкций, изготовленных из сталей, соответствующих маркам, приведённым в таблице 3.1.

**ПРИМЕЧАНИЕ** – Для других марок сталей см. национальное приложение.

### 3.2 Конструкционная сталь

#### 3.2.1 Свойства материала

(1) Номинальные значения предела текучести  $f_y$  и предела прочности  $f_u$  для конструкционной стали принимаются равными:

- а) либо:  $f_y = R_{eh}$  и  $f_u = R_m$ , непосредственно по стандарту на изделие;
- б) или по таблице 3.1

**ПРИМЕЧАНИЕ** – В национальном приложении может быть приведен конкретный вариант .

#### 3.2.2 Требования к пластичности

(1) Минимальная пластичность сталей должна быть выражена следующими величинами:

- $f_u / f_y$  - отношение минимального значения предела прочности на растяжение  $f_u$  и минимального значения предела текучести  $f_y$ ;
- относительное удлинение после разрыва образца длиной  $5,65 \sqrt{A_0}$  (где  $A_0$  - начальная площадь поперечного сечения);
- предельная деформация  $\epsilon_u$ , соответствующая пределу прочности  $f_u$ .

**ПРИМЕЧАНИЕ** – Предельные значения отношения  $f_u / f_y$ , относительного удлинения при разрыве и предельная деформация  $\epsilon_u$  могут быть приведены в национальном приложении. Рекомендуются следующие значения:

$$f_u / f_y > 1,10;$$

относительное удлинение после разрыва не менее 15%;

$$\epsilon_u > 15\epsilon_y, \text{ где } \epsilon_y - \text{упругая деформация } (\epsilon_y = f_y / E).$$

(2) Сталь, соответствующая одной из марок сталей, приведённых в таблице 3.1, должна удовлетворять этим требованиям.

#### 3.2.3 Хрупкое разрушение

(1) Материал должен иметь достаточную ударную вязкость, чтобы исключить хрупкое разрушение растянутых элементов при самой низкой температуре эксплуатации в пределах расчётного срока службы сооружения.

**ПРИМЕЧАНИЕ** – Значение самой низкой температуры должно быть приведено в национальном приложении.

(2) Если условия, приведенные в ЕН 1993-1-10, выполняются при самой низкой температуре, то проверка несущей способности элемента с учетом хрупкого разрушения не требуется.

(3)В Для элементов, работающих на сжатие, должно быть установлено минимальное значение

**ПРИМЕЧАНИЕ В** – В национальном приложении может быть приведена информация по выбору значения ударной вязкости для элементов, работающих на сжатие. Рекомендуется использовать таблицу 2.1 ЕН 1993-1-10 для  $\sigma_{Ed} = 0,25 f_y(t)$ .

(4) При выборе сталей для элементов с цинковым покрытием см. ЕН 1461.

**Таблица 3.1: Номинальные значения предела текучести  $f_y$  и предела прочности на растяжение  $f_u$  для горячекатаной конструкционной стали**

Стандарт и марка стали	Номинальная толщина элемента $t$ [мм]			
	$t < 40$ мм		$40 \text{ мм} < t < 80$ мм	
	$f_y$ [Н/мм <sup>2</sup> ]	$f_u$ [Н/мм <sup>2</sup> ]	$f_y$ [Н/мм <sup>2</sup> ]	$f_u$ [Н/мм <sup>2</sup> ]
<b>ЕН 10025-2</b>				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	410	550
<b>ЕН 10025-3</b>				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
<b>ЕН 10025-4</b>				
S 275 M/ML S	275	370	255	360
355 M/ML S	355	470	335	450
420 M/ML S	420	520	390	500
460 M/ML	460	540	430	530
<b>ЕН 10025-5</b>				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490
<b>ЕН 10025-6</b>				
S 460 Q/QL/QL1	460	570	440	550



**Таблица 3.1 (продолжение): Номинальные значения предела текучести  $f_y$  и предела прочности на растяжение  $f_u$  для конструктивных полых сечений**

Стандарт и марка стали	Номинальная толщина элемента $t$ [мм]			
	$t < 40$ мм		$40 \text{ мм} < t < 65$ мм	
	$f_y$ [Н/мм <sup>2</sup> ]	$f_u$ [Н/мм <sup>2</sup> ]	$f_y$ [Н/мм <sup>2</sup> ]	$f_u$ [Н/мм <sup>2</sup> ]
<b>ЕН 10210-1</b>				
S 235 H	235	360	215	340
S 275 H	275	430	255	410
S 355 H	355	510	335	490
S 275 NH/NLH	275	390	255	370
S 355 NH/NLH	355	490	335	470
S 420 NH/NHL	420	540	390	520
S 460 NH/NLH	460	560	430	550
<b>ЕН 10219-1</b>				
S 235 H	235	360		
S 275 H	275	430		
S 355 H	355	510		
S 275 NH/NLH	275	370		
S 355 NH/NLH	355	470		
S 460 NH/NLH	460	550		
S 275 MH/MLH	275	360		
S 355 MH/MLH	355	470		
S 420 MH/MLH	420	500		
S 460 MH/MLH	460	530		

### 3.2.4 Свойства стали в направлении толщины проката

(1) Если согласно ЕН 1993-1-10 необходимо использовать сталь с улучшенными свойствами в направлении толщины проката, то следует использовать сталь, соответствующую требуемому классу качества по ЕН 10164.

**ПРИМЕЧАНИЕ 1** – Указания по выбору свойств в направлении толщины проката приводятся в ЕН 1993-1-10.

**ПРИМЕЧАНИЕ 2В** – Особое внимание следует уделять стыкам балки и колонны и листам фланцевых соединений, работающих на растяжение в направлении толщины.

**ПРИМЕЧАНИЕ 3В** – В национальном приложении может быть приведено распределение заданных значений  $Z_{Ed}$  согласно 3.2 (2) ЕН 1993-1-10 и требуемых значений  $Z_{Ed}$ , соответствующих классу качества по ЕН 10164. Для зданий и сооружений рекомендуется распределение, приведённое в таблице 3.2:

**Таблица 3.2: Выбор класса качества согласно ЕН 10164**

Заданное значение $Z_{Ed}$ по ЕН 1993-1-10	Требуемое значение $Z_{Rd}$ выраженное через расчётные $Z$ -величины по ЕН 10164
$Z_{Ed} \leq 10$	—
$10 < Z_{Ed} \leq 20$	Z 15
$20 < Z_{Ed} \leq 30$	Z 25
$Z_{Ed} > 30$	Z 35



### 3.2.5 Допуски

(1) Допуски по массе и размерам прокатных профилей, профилей полого сечения и листового проката должны соответствовать стандартам на продукцию, ETAG или ETA, если не установлены более жёсткие допуски.

(2) Допуски для сварных элементов приведены в ЕН 1090.

(3) При выполнении статического расчета и проектировании элементов следует использовать номинальные значения размеров.

### 3.2.6 Расчётные значения коэффициентов материалов

(1) Для конструкционных сталей, приведённых в этой части Еврокода, в расчетах следует принимать следующие значения физических характеристик:

модуль упругости  $E = 210000 \text{ Н/мм}^2$

модуль сдвига  $G = \frac{E}{2(1+\nu)} \approx 81000 \text{ Н/мм}^2$

коэффициент Пуассона в упругой стадии  $\nu = 0,3$

коэффициент линейного термического расширения  $\alpha = 12 \times 10^{-6}$  по Кельвину (при  $T < 100 \text{ }^\circ\text{C}$ )

**ПРИМЕЧАНИЕ:** При определении усилий, напряжений, деформаций от температурных перепадов в сталежелезобетонных конструкциях по ЕН 1994, коэффициент линейного термического расширения принимается равным  $\alpha = 10 \times 10^{-6}$  по Кельвину.

## 3.3 Соединения

### 3.3.1 Соединительные детали

(1) Требования к соединительным деталям приведены в ЕН 1993-1-8.

### 3.3.2 Расходные материалы для сварных соединений

(1) Требования к расходным материалам сварных соединений приведены в ЕН 1993-1-8.

### 3.4 Другие изделия заводского изготовления для зданий и сооружений

(1) Все фабрикаты и полуфабрикаты, используемые при проектировании конструкций зданий и сооружений, должны отвечать требованиям соответствующего стандарта на продукцию или ETAG, или ETA.

## 4 Долговечность

(1) Основные требования к сроку службы изложены в ЕН 1990.

(2) Способы защитной обработки, применяемые вне строительной площадки и на строительной площадке, должны соответствовать ЕН 1090.

**ПРИМЕЧАНИЕ** – В ЕН 1090 приведены факторы, возникающие при изготовлении, которые необходимо учитывать при проектировании.

(3) Элементы, подверженные воздействию коррозии, механическому износу или усталости, должны проектироваться таким образом, чтобы была обеспечена возможность контроля, ремонта и реконструкции, а также необходимый доступ для текущего контроля и технического обслуживания при

(4) В Расчет на выносливость необходимо производить для нижеследующих элементов стальных конструкций:

- а) опорных элементов подъемных приспособлений или при колесных нагрузках
- б) элементов, подверженных повторяющимся циклам напряжений от вибрации оборудования
- в) элементов, подверженных колебаниям от ветровой нагрузки
- г) элементов, подверженных колебаниям от веса людей.

(5) Для элементов, которые не могут быть обследованы, следует добавить соответствующий допуск по коррозии. Значения допуска следует устанавливать с учетом коррозионного износа.

(6) В Защиту от коррозии не требуется выполнять для внутренних конструкций зданий и сооружений, если относительная влажность внутри помещения не превышает 80%.

## **5 Статический расчет**

### **5.1 Структурное моделирование для анализа**

#### **5.1.1 Структурное моделирование и основные допущения**

(1) Анализ должен быть основан на расчетных моделях строительных конструкций, которые соответствуют рассматриваемому предельному состоянию.

(2) Расчетная модель и основные допущения при расчетах должны отражать структурное поведение в соответствующем предельном состоянии с соответствующей точностью и отражать предполагаемый тип работы поперечных сечений, элементов, соединений и опор.

(3) Метод, используемый при анализе, должен быть совместим с допусками при расчете.

(4) В Для структурного моделирования и основных допущений для элементов зданий и сооружений см. также ЕН 1993-1-5 и ЕН 1993-1-11.

#### **5.1.2 Моделирование соединений**

(1) Эффектами работы соединений на распределение внутренних сил и моментов в конструкции и на суммарные деформации конструкции в общем случае можно пренебречь, но если такие воздействия существенны (как в случае полусплошных соединений), они должны быть приняты во внимание, см. В 1993-1-8.

(2) Чтобы установить, должны ли результаты работы соединения учитываться при анализе, различают следующие три модели соединений, см. ЕН 1993-1-8, п. 5.1.1:

- простое, в котором можно допустить, что соединение не передает изгибающие моменты;
- сплошное, в котором можно допустить, что соединение не оказывает влияния на анализ;
- полусплошное, в котором работа соединения должна быть принята во внимание при анализе

(3) Требования к различным видам соединений приведены в ЕН 1993-1-8.

#### **5.1.3 Взаимодействие основания и сооружения**

(1) Следует учитывать деформационные характеристики опор, там, где это необходимо.

**ПРИМЕЧАНИЕ** ЕН 1997 содержит руководство для расчета взаимодействия грунта и конструкции.

## 5.2 Общий анализ

### 5.2.1 Учет деформированной геометрии конструкции

(1) Внутренние силы и моменты в общем случае могут быть определены с применением:

- анализа первого порядка, использующего начальную геометрию конструкции;
- анализа второго порядка, учитывающего влияние деформаций конструкции.

(2) Эффекты деформированной геометрической схемы (эффекты второго порядка) следует рассматривать в случае, если они значительно увеличивают влияние воздействий или значительно изменяют работу конструкции.

(3) Анализ первого порядка может применяться для конструкции, если увеличением соответствующих внутренних сил или моментов или любым другим изменением работы конструкции, вызванными деформациями, можно пренебречь. Это условие считается выполненным, если соблюдается следующий критерий:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10 \quad \text{для упругого расчета} \quad (5.1)$$

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 15 \quad \text{для пластического расчета}$$

где  $\alpha_{cr}$  — коэффициент увеличения расчетной нагрузки, при котором будет достигнуто неустойчивое состояние в упругой стадии при общем анализе;

$F_{Ed}$  — расчетная нагрузка на конструкцию;

$F_{cr}$  — критическая нагрузка потери устойчивости в упругой стадии при общем анализе, основанная на начальных упругих жесткостях.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Для пластического расчета в критерия (5.1) приведено более высокое значение предела для  $\alpha_{cr}$ , т.к. на работу конструкции могут оказывать значительное влияние нелинейные свойства материалов в критическом предельном состоянии (например, при формировании пластических шарниров в раме с перераспределением моментов или при возникновении значительных нелинейных деформаций от полужестких соединений). Для определенных типов рам в Национальном Приложении может быть приведен более низкий предел для  $\alpha_{cr}$ , если это обосновано более точными рассуждениями.

(4) В Рамные каркасы с небольшими уклонами кровли и балочно-стоечные типы плоских рам зданий и сооружений могут быть проверены анализом первого порядка на разрушение, вызываемое поперечным отклонением, если критерий (5.1) выполняется для каждого этажа. В этих конструкциях  $\alpha_{cr}$  можно вычислить по следующей приближенной формуле, при условии, что осевое сжатие в балках или стропилах незначительно:

$$\alpha_{cr} = \left( \frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \right) \left( \frac{h}{\delta_{H,Ed}} \right) \quad (5.2)$$

где  $H_{Ed}$  — расчетное значение горизонтальной реакции в основании этажа от приложения горизонтальных нагрузок и фиктивных горизонтальных нагрузок, см. 5.3.2(7);

$V_{Ed}$  — суммарная расчетная вертикальная нагрузка на конструкцию в основании этажа;

$\delta_{H,Ed}$  — горизонтальное перемещение верха этажа относительно основания этажа при действии на раму горизонтальных нагрузок (например, ветра) и фиктивных горизонтальных нагрузок, приложенных на уровне каждого этажа;

$h$  — высота этажа.

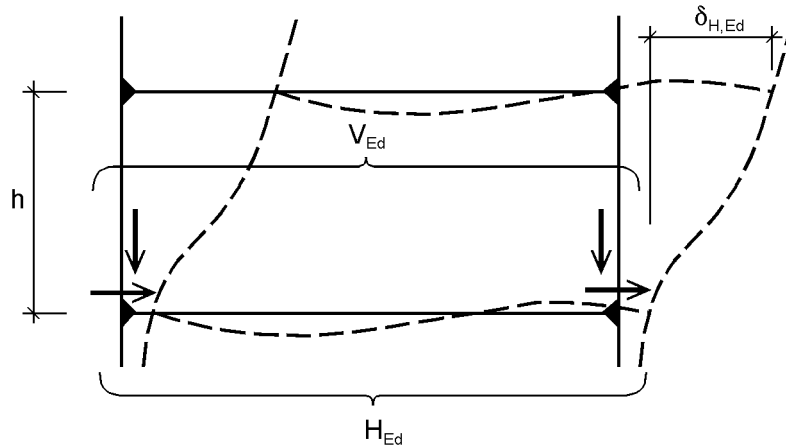


Рисунок 5.1: Обозначения для 5.2.1(2)

**ПРИМЕЧАНИЕ 1В** При использовании (4)В и отсутствии более подробной информации уклон кровли может быть принят пологим, если его значение не более чем 1:2 (26°).

**ПРИМЕЧАНИЕ 2В** При использовании (4)В и отсутствии более подробной информации осевое сжатие в балках или стропилах можно считать значимым, если

$$\bar{\lambda} \geq 0,3 \sqrt{\frac{A f_y}{N_{Ed}}} \quad (5.3)$$

где  $N_{Ed}$  — расчетное значение сжимающей силы;

$\bar{\lambda}$  — условная гибкость в плоскости рамы, вычисленная для балки или стропил с шарнирами по концам и с конструктивной длиной, измеряемой вдоль балки или стропил.

(5) Влияние сдвигового запаздывания и местной потери устойчивости на жесткости должно учитываться, если это значительно влияет на общий анализ, см. ЕН 1993-1-5.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Для прокатных и сварных сечений подобных размеров влиянием сдвигового запаздывания можно пренебречь.

(6) Влияние на общий анализ сдвига в болтовых отверстиях и подобных деформаций в элементах узловых соединений, таких, как штифты и анкерные болты, следует принимать во внимание, где это уместно и важно.

## 5.2.2 Устойчивость рам

(1) Если согласно 5.2.1 должно быть принято во внимание влияние деформации конструкции, то для учета этих эффектов и проверки устойчивости конструкции, следует применять (2) – (6).

(2) Проверка устойчивости рам или их частей должна быть произведена с учетом несовершенств и эффектов второго порядка.

(3) Эффекты второго порядка и несовершенства могут учитываться в соответствии с типом рамы и общего анализа, одним из следующих способов:

а) и то и другое полностью с помощью общего анализа;

б) частично с помощью общего анализа и частично с помощью проверки устойчивости отдельных элементов согласно 6.3;

в) для основных случаев проверками устойчивости отдельных эквивалентных элементов, согласно 6.3, с использованием расчетных длин соответствующих общей форме потери устойчивости конструкции.

(4) Эффекты второго порядка могут быть вычислены с использованием соответствующего анализа конструкции (включая пошаговые или другие итерационные процедуры). Для рам, в которых первая форма потери устойчивости сопровождаемая поперечным отклонением является преобладающей,

упругий анализ первого порядка с последующим увеличением соответствующих воздействий (например, изгибающих моментов) следует применять с использованием соответствующих коэффициентов.

(5)В Для одноэтажных рам, рассчитанных на основе упругого общего анализа, эффект поперечного отклонения второго порядка от действия вертикальных нагрузок может быть учтен увеличением горизонтальных нагрузок  $H_{Ed}$  (например, ветра) и эквивалентных нагрузок  $V_{Ed\phi}$ , вызванных несовершенствами (см. 5.3.2(7)) и другими возможными эффектами поперечных отклонений согласно теории первого порядка, с использованием коэффициента:

$$\frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}}$$

при условии, что  $\alpha_{cr} \geq 3,0$ ,

где  $\alpha_{cr}$  может быть вычислен согласно (5.2) в 5.2.1(4)В, при условии, что уклон кровли незначителен и осевое сжатие в балках или стропилах также незначительно, как указано в 5.2.1(4)В.

**ПРИМЕЧАНИЕ В** При  $\alpha_{cr} < 3,0$  применяется более точный анализ второго порядка.

(6)В Для многоэтажных рам эффекты поперечного отклонения второго порядка могут быть вычислены посредством метода, приведенного в (5)В при условии, что для всех этажей одинаково:

- распределение вертикальных нагрузок;
- распределение горизонтальных нагрузок;
- распределение жесткостей рамы относительно приложенных к этажу поперечных сил.

**ПРИМЕЧАНИЕ В** Ограничения для метода см. также в 5.2.1(4)В.

(7)В соответствии с (3) устойчивость отдельных элементов должна быть проверена следующим образом:

А)Если эффекты второго порядка в отдельных элементах и соответствующие несовершенства элемента (см. 5.3.4) полностью учитываются при общем анализе конструкции, то проверка устойчивости отдельных элементов согласно 6.3 не требуется.

В)Если эффекты второго порядка в отдельных элементах или некоторые несовершенства отдельных элементов (например, отклонения элемента от потери устойчивости при продольном изгибе и/или потери устойчивости плоской формы изгиба с закручиванием, см. 5.3.4), не учитываются полностью в общем анализе, должна быть проверена устойчивость отдельных элементов согласно соответствующим критериям в 6.3 для воздействий, не включенных в общий анализ. Эта проверка должна учитывать концевые моменты и силы из общего анализа конструкции, включая общие эффекты второго порядка и общие несовершенства (см. 5.3.2), если они существенны и могут быть основаны на расчетной длине равной конструктивной длине.

(8)Если устойчивость рамы оценена проверкой по методу эквивалентной колонны согласно 6.3, то значения расчетных длин должны быть основаны на общей форме потери устойчивости рамы, с учетом жесткостей элементов и соединений, наличия пластических шарниров и распределения сжимающих усилий при действии расчетных нагрузок. В этом случае внутренние усилия, используемые при проверке несущей способности, вычисляются согласно теории первого порядка без учета несовершенств.

**ПРИМЕЧАНИЕ В** Национальном Приложении может приводиться информация об области применения.

## 5.3 Несовершенства

### 5.3.1 Основные положения

(1) Для учета эффектов несовершенств, включая остаточные напряжения и геометрические несовершенства, такие как отсутствие вертикальности, отсутствие прямолинейности, отсутствие плоскопараллельности, отсутствие пригонки и любой незначительный эксцентриситет в соединениях ненагруженной конструкции, в расчет конструкции должны быть включены соответствующие допущения.

(2) Эквивалентные геометрические несовершенства, см. 5.3.2 и 5.3.3, должны приниматься со значениями, отражающими возможные эффекты всех типов несовершенств, за исключением тех эффектов, которые включены в формулы проверки несущей способности элемента, см. параграф 5.3.4.

(3) Должны быть приняты во внимание следующие несовершенства:

- а) общие несовершенства для рам и систем связей;
- б) местные несовершенства для отдельных элементов.

### 5.3.2 Несовершенства при общем анализе рам

(1) Приемлемую форму общих и местных несовершенств можно получить из формы потери устойчивости конструкции в упругой стадии для рассматриваемой плоскости потери устойчивости.

(2) Потерю устойчивости в плоскости и из плоскости, включая потерю устойчивости по крутильной форме с симметричными и асимметричными формами потери устойчивости, следует рассматривать в наиболее неблагоприятных направлении и форме.

(3) При анализе рам, чувствительных к потере устойчивости сопровождаемой поперечным отклонением, эффект несовершенств учитывается посредством анализа рамы с эквивалентным несовершенством в виде начального поперечного отклонения и отдельных изгибных отклонений элементов. Несовершенства могут быть определены как:

а) общие начальные несовершенства в виде поперечных отклонений, см. рис. 5.2:

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m \quad (5.5)$$

где  $\phi_0$  основное значение:  $\phi_0 = 1/200$ ;

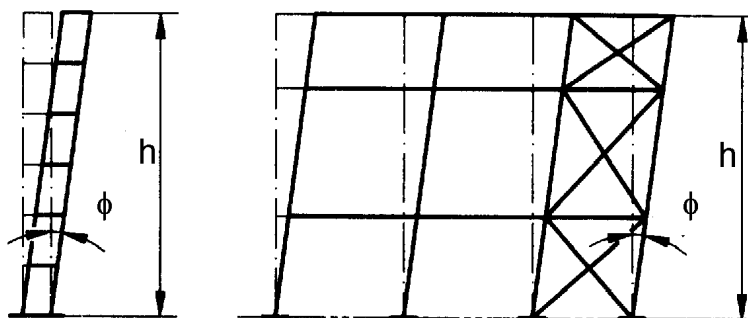
$\alpha_h$  понижающий коэффициент для высоты  $h$  применимый к колоннам:

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \quad \text{но} \quad \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0$$

$h$  высота конструкции в метрах;

$\alpha_m$  понижающий коэффициент учитывающий число колонн в ряду:  $\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$

$m$  число колонн в ряду, включая только колонны, несущие вертикальную нагрузку  $N_{Ed}$  не менее 50% среднего значения для колонн в рассматриваемой вертикальной плоскости



**Рисунок 5.2: Эквивалентные несовершенства при поперечном отклонении**

б) относительные начальные местные изгибные несовершенства элементов при потере устойчивости при продольном изгибе

$$e_0 / L \quad (5.6)$$

где  $L$  длина элемента.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Значения  $e_0 / L$  можно взять из Национального Приложения. Рекомендуемые значения приведены в Таблице 5.1.

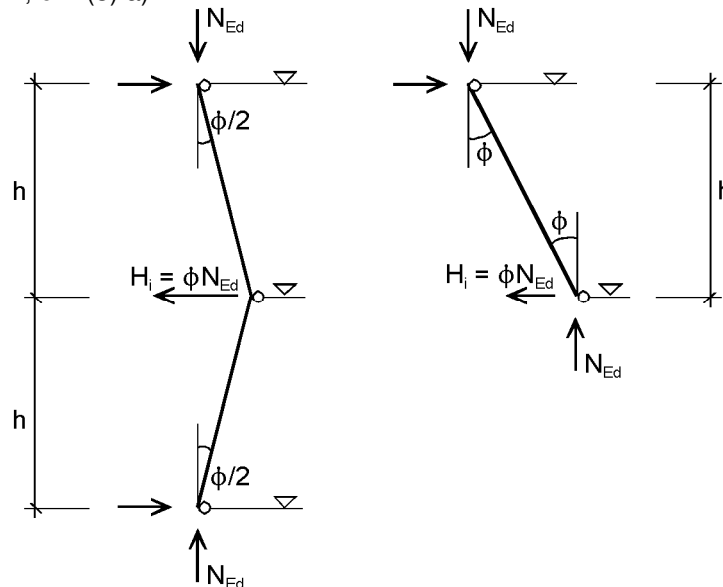
**Таблица 5.1: Расчетные значения начального местного изгибного несовершенства  $e_0 / L$**

Кривая потери устойчивости по Таблице 6.1	упругий расчет	пластический расчет
	$e_0 / L$	$e_0 / L$
$a_0$	1 / 350	1 / 300
$a$	1 / 300	1 / 250
$b$	1 / 250	1 / 200
$c$	1 / 200	1 / 150
$d$	1 / 150	1 / 100

(4)В Для рамных каркасов несовершенствами в виде поперечных отклонений можно пренебречь, если (5.7)

$$N_{Ed} \geq 0,15 V_{Ed}$$

(5)В Для определения горизонтальных усилий в диафрагме перекрытия должна быть принята форма отклонений показанная на рисунке 5.3, где  $\phi$  - поперечное отклонение, полученное из (5.5) при высоте одного этажа  $h$ , см. (3) а).



**Рисунок 5.3: Форма поперечного отклонения  $\phi$  для горизонтальных сил в диафрагмах перекрытия**

(6) При выполнении общего анализа для определения концевых сил и моментов, используемых при проверках элемента согласно 6.3, местными изгибными отклонениями можно пренебречь. Однако для рам, чувствительных к эффектам второго порядка, местные изгибные отклонения (см. 5.2.1 (3)) должны быть введены в анализ рамной конструкции для каждого сжатого элемента, при соблюдении следующих условий:

- существует хотя бы одно соединение, воспринимающее момент в одном конце элемента

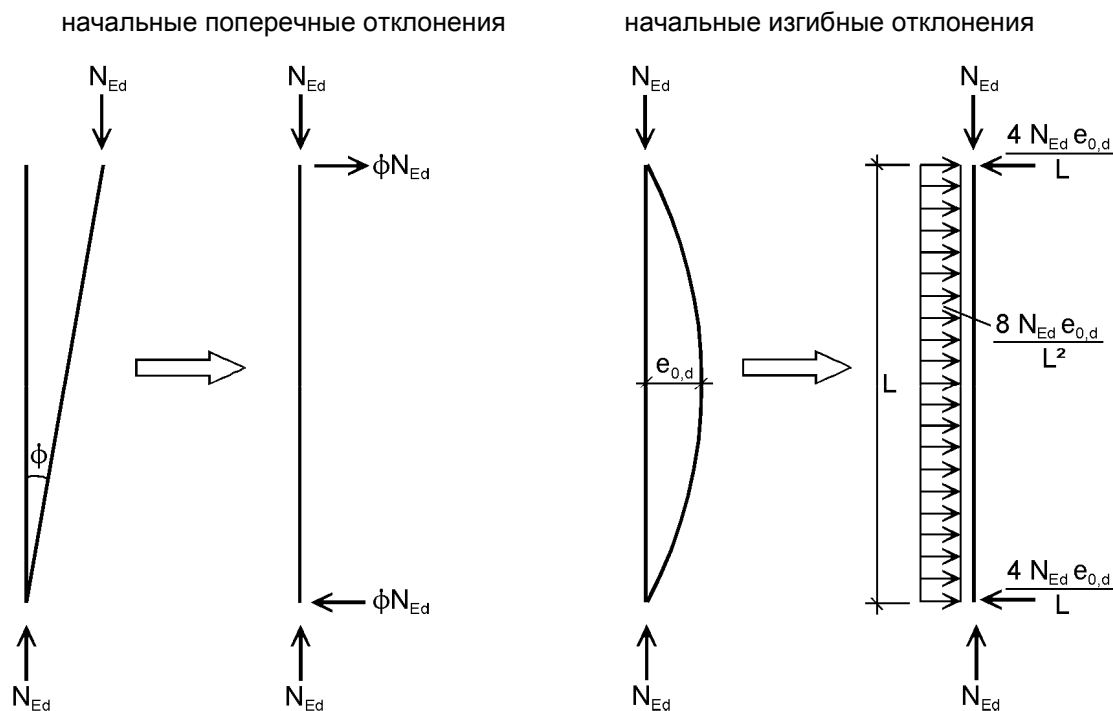
$$- \bar{\lambda} > 0,5 \sqrt{\frac{A f_y}{N_{Ed}}} \quad (5.8)$$

где  $N_{Ed}$  — расчетное значение сжимающей силы;

$\bar{\lambda}$  — условная гибкость в плоскости рамы, вычисленная для элемента с шарнирными закреплениями по концам.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Местные изгибные отклонения принимаются во внимание при проверках элемента, см.

(7) Эффекты начального поперечного отклонения и местных изгибных отклонений могут быть заменены системами эквивалентных горизонтальных сил, приложенных к каждой из колонн, см. рисунок 5.3 и рисунок 5.4.

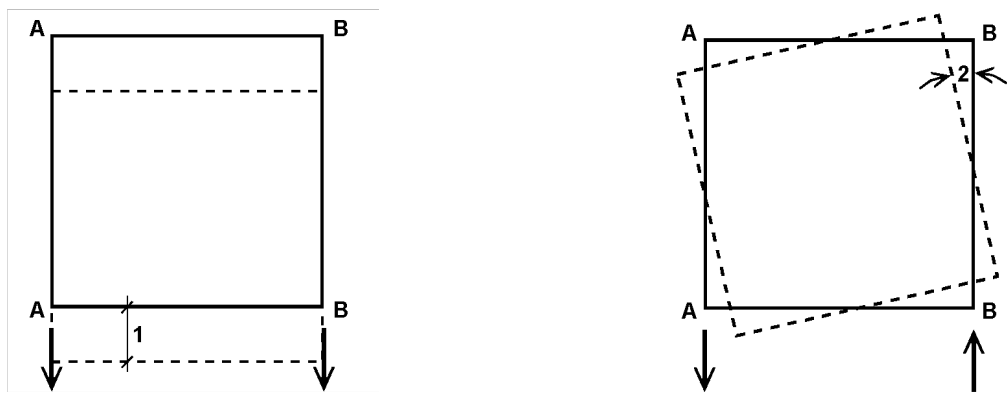


**Рисунок 5.4: Замена начальных отклонений эквивалентными горизонтальными силами**

(8) Начальные поперечные отклонения следует рассматривать во всех соответствующих горизонтальных направлениях, но одновременно нужно рассматривать только одно направление.

(9) В Там, где в многоэтажных балочно-стоечных каркасах здания используются эквивалентные силы, их следует прилагать на уровне каждого этажа и в уровне кровли.

(10) Также подлежат рассмотрению возможные эффекты закручивания конструкции, вызванные асимметричными поперечными отклонениями двух противоположных граней, см. рисунок 5.5.



(а) Грани А-А и В-В смещаются в одном направлении

(б) Грани А-А и В-В смещаются в противоположных направлениях

1 поступательное смещение  
2 вращательное смещение



**Рисунок 5.5: Поступательные и вращательные эффекты (вид в плане)**



(11) Как альтернатива для (3) и (6) форма упругой потери устойчивости  $\eta_{cr}$  конструкции в критической стадии может быть применена в качестве уникального общего и местного отклонения. Амплитуда этого отклонения может быть определена из:

$$\eta_{mit} = e_0 \frac{N_{cr}}{EI \eta_{cr, \max}''} \eta_{cr} = \frac{e_0}{\bar{\lambda}^2} \frac{N_{Rk}}{EI \eta_{cr, \max}''} \eta_{cr} \quad (5.9)$$

где:

$$e_0 = \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) \frac{M_{Rk}}{N_{Rk}} \frac{1 - \chi \bar{\lambda}^{-2}}{1 - \chi \bar{\lambda}^{-2}} \frac{\gamma_{M1}}{1 - \chi \bar{\lambda}^{-2}} \quad \text{для } \bar{\lambda} > 0,2 \quad (5.10)$$

$$\text{и } \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}} \quad \text{условная гибкость конструкции} \quad (5.11)$$

$\alpha$  коэффициент несовершенства для соответствующей кривой потери устойчивости, см. Табл. 6.1 и Табл.6.2;

$\chi$  понижающий коэффициент для соответствующей кривой потери устойчивости зависящий от соответствующего поперечного сечения, см. 6.3.1;

$\alpha_{ult,k}$  коэффициент минимального усиления воздействия для конфигурации осевой силы  $N_{Ed}$  в элементах, применяемый для достижения нормативной несущей способности  $N_{Rk}$  большинства поперечных сечений при одноосном напряженном состоянии без учета потери устойчивости;

$\alpha_{cr}$  коэффициент минимального усиления воздействия для конфигурации осевой силы  $N_{Ed}$  в элементах, применяемый для достижения критического состояния потери устойчивости в упругой стадии;

$M_{Rk}$  нормативное значение изгибающего момента, воспринимаемого поперечным сечением в критической стадии, например  $M_{el,Rk}$  или  $M_{pl,Rk}$  соответственно;

$N_{Rk}$  нормативное значение нормальной силы, воспринимаемой поперечным сечением в критической стадии, то есть  $N_{pl,Rk}$ ;

$EI \eta_{cr, \max}''$  изгибающий момент вызванный  $\eta_{cr}$  для поперечного сечения в критической стадии;

$\eta_{cr}$  форма потери устойчивости в критической упругой стадии.

**ПРИМЕЧАНИЕ 1** Для вычисления коэффициентов усиления  $\alpha_{ult,k}$  и  $\alpha_{cr}$  элементы конструкции можно рассматривать, как нагруженные осевыми силами  $N_{Ed,}$  полученными из анализа первого порядка конструкции в упругой стадии при расчетных нагрузках.

**ПРИМЕЧАНИЕ 2** В Национальном Приложении может приводиться информация об области применения (11).

### 5.3.3 Несовершенства при анализе систем связей

(1) При анализе систем связей, обеспечивающих поперечную устойчивость по длине балок или сжатых элементов, эффекты несовершенств учитываются посредством эквивалентного геометрического отклонения раскрепленных элементов, в форме начального изгибного отклонения:

$$e_0 = \alpha_m L / 500 \quad (5.12)$$

где  $L$  пролет системы связей;

и  $\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$ , в котором  $m$  число раскрепленных элементов.

(2) Для удобства, эффекты начальных изгибных отклонений элементов, раскрепленных системой связей, могут быть заменены эквивалентной стабилизирующей силой, как показано на рисунке 5.6.

$$q_d = \sum N_{Ed} \delta \frac{e_0 + \delta_q}{L^2} \quad (5.13)$$

где  $\delta_q$  перемещение в плоскости системы связей от  $q$  плюс любые внешние нагрузки, полученные при анализе первого порядка.

**ПРИМЕЧАНИЕ**  $\delta_0$  можно принять равным нулю, если используется теория второго порядка.

(3) В месте требуемого раскрепления сжатого пояса балки постоянной высоты системой связей, сила  $N_{Ed}$  на рисунке 5.6 может быть получена из:

$$N_{Ed} = M_{Ed} / h \quad (5.14)$$

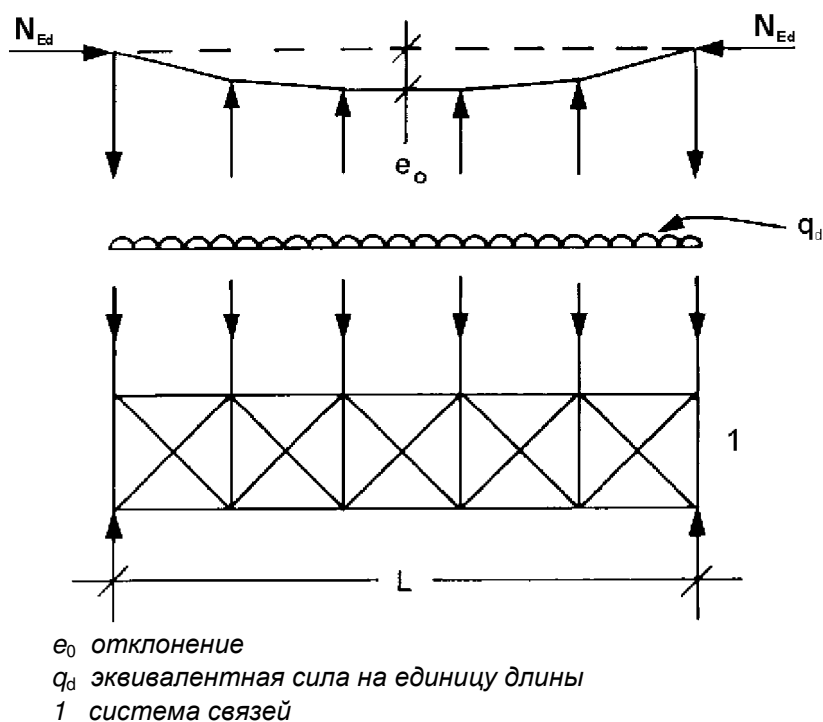
где  $M_{Ed}$  максимальное значение изгибающего момента в балке;

и  $h$  полная высота балки.

**ПРИМЕЧАНИЕ**  $N_{Ed}$  должно включать в себя часть силы сжатия, если балка подвержена внешнему сжатию.

(4) В точках сопряжения балок или сжатых элементов должна быть проверена несущая способность системы связей при локальном усилии, равном  $\alpha_m N_{Ed} / 100$  и переданном каждой балкой или сжатым элементом, который сопряжен в этой точке, и способность балки передать это усилие на смежные точки, в которых эта балка или сжатый элемент раскреплены, см. рис. 5.7.

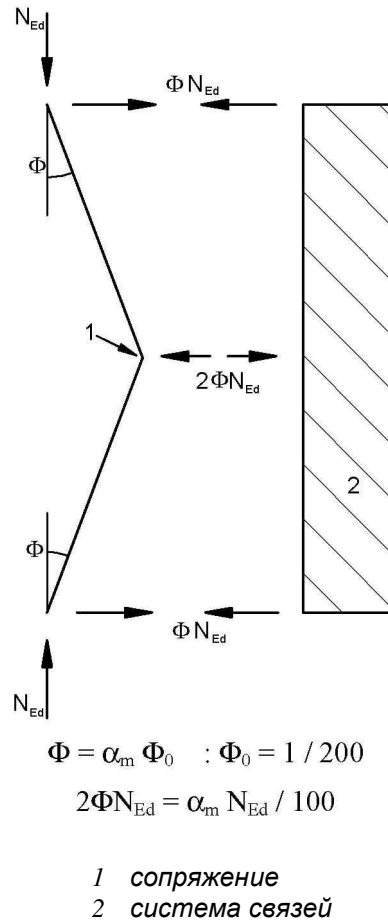
(5) В проверки на локальное усилие согласно пункту (4), должны быть также включены любые внешние нагрузки, действующие на системы связей, но силами, являющимися результатом отклонения, данного в (1), можно пренебречь.



Усилие  $N_{Ed}$  принято постоянным в пределах пролета  $L$  системы связей.

Для непостоянных усилий это применимо приближенно.

**Рисунок 5.6: Эквивалентная стабилизирующая сила**



**Рисунок 5.7: Усилия в связях при сопряжении сжатых элементов**

### 5.3.4 Несовершенства элемента

(1) Эффекты местных изгибных отклонений элементов включены в формулы определения несущей способности элементов по потере устойчивости, см. раздел 6.3.

(2) При расчете устойчивости элементов посредством анализа второго порядка согласно 5.2.2(7)а), следует учитывать отклонения сжатых элементов  $e_0$  согласно 5.3.2(3)б), 5.3.2(5) или 5.3.2(6).

(3) Для анализа второго порядка, учитывающего потерю устойчивости плоской формы изгиба с закручиванием при изгибе элемента, отклонения могут быть приняты как  $ke_{0,d}$ , где  $e_{0,d}$  - эквивалентное начальное изгибное отклонение второстепенной оси рассматриваемого профиля. В общем случае добавочное закручивающее отклонение учитывать не следует.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Значение  $k$  принимается в соответствии с Национальным Приложением. Рекомендуемое значение  $k = 0,5$ .

## 5.4 Методы анализа с учетом нелинейных свойств материала

### 5.4.1 Основные положения

## СТБ ЕН 1993-1-1 – 200\_ (Е) \_ПР\_1

(1) Внутренние силы и моменты можно определить с помощью:

- а) общего анализа в упругой стадии;
- б) пластического общего анализа.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Анализ конечно-элементной модели (КЭМ) см. в ЕН 1993-1-5.

(3) Общий анализ в упругой стадии может применяться во всех случаях.

(3) Общий пластический анализ может применяться тогда, когда конструкция обладает достаточной вращательной способностью в фактических местах образования пластических шарниров в элементах или в соединениях. При образовании пластического шарнира в элементе, его поперечные сечения должны обладать двойной или одиночной плоскостью симметрии, совпадающей с плоскостью вращения пластического шарнира, и должны удовлетворять требованиям, указанным в 5.6. При образовании пластического шарнира в соединении, оно должно иметь либо достаточную прочность, для обеспечения сохранности пластического шарнира в элементе, либо способность оказывать сопротивление пластической деформации при значительном повороте, см. ЕН 1993-1-8.

(4) В качестве упрощения метода ограниченного пластического перераспределения моментов в неразрезных балках, в котором некоторые пиковые моменты при использовании упругого анализа превышают значение несущей способности при изгибе в пластической стадии максимум на 15%, части моментов, превысившие пиковые, могут быть перераспределены в любом элементе, при следующих условиях:

- а) внутренние силы и моменты в раме остаются в равновесии с приложенными нагрузками;
- б) все элементы, в которых уменьшены моменты, имеют поперечные сечения 1-го или 2-го классов (см. 5.5);
- в) предотвращена потеря устойчивости плоской формы изгиба элемента с его закручиванием.

### 5.4.2 Упругий общий анализ

(1) Упругий общий анализ должен основываться на допущении, что напряженно-деформированное поведение материала линейно, независимо от уровня напряжения.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Для выбора полужесткой модели соединения см. 5.1.2(2) – (4).

(2) Внутренние силы и моменты могут быть определены упругим общим анализом, даже если несущая способность поперечного сечения основана на его несущей способности в пластической стадии, см. 6.2.

(3) Упругий общий анализ может также использоваться для поперечных сечений, несущая способность которых ограничена потерей местной устойчивости, см. 6.2.

### 5.4.3 Пластический общий анализ

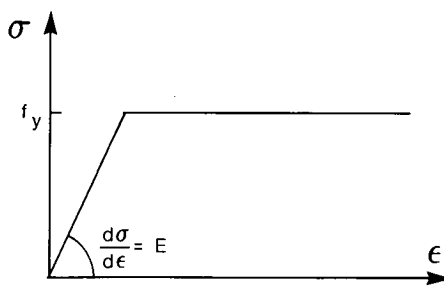
(1) Пластический общий анализ допускает учитывать физическую нелинейность при определении эффектов воздействий конструктивной системы. Ее поведение должно быть смоделировано на основе одного из следующих методов:

- упругопластический анализ с сечениями, охваченными пластическими деформациями, и/или соединениями, подобными пластическим шарнирам;
- нелинейный пластический анализ, учитывающий частичное развитие пластических деформаций в зонах развития пластичности в элементах;
- жестко-пластический анализ, пренебрегающий упругими деформациями между пластическими шарнирами.

(2) Пластический общий анализ следует использовать, там, где элементы имеют достаточную вращательную способность, позволяющую развиваться требуемым перераспределениям изгибающих моментов, см. 5.5 и 5.6.

(3) Пластический общий анализ следует использовать только там, где может быть гарантирована устойчивость элементов в пластических шарнирах, см. 6.3.5.

(4) Билинейное соотношение напряжения-деформации, показанное на рисунке 5.8, может применяться для видов конструкционной стали, определенных в разделе 3. В качестве альтернативы, согласно ЕН 1993-1-5 может быть принято более точное соотношение.



## Рисунок 5.8: Билинейное соотношение напряжения-деформации

(5) Жестко-пластический анализ может быть применен, если не рассматриваются никакие эффекты деформированной геометрии (например, эффекты второго порядка). В этом случае соединения классифицируются только по прочности, см. ЕН 1993-1-8.

(6) Эффекты деформированной геометрии конструкции и общую устойчивость каркаса следует проверять согласно правилам в 5.2.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Максимальная несущая способность рамы со значительно деформированной геометрией может быть достигнута прежде, чем будут сформированы все пластические шарниры и кинематически изменяемая система (механизм) с одной лишней степенью свободы.

## 5.5 Классификация поперечных сечений

### 5.5.1 Основные положения

(1) Роль классификации поперечных сечений состоит в определении границ, до которых несущая способность и вращательная способности поперечных сечений, определяются потерей местной устойчивости.

### 5.5.2 Классификация

(1) Различаются четыре класса поперечных сечений:

– Поперечные сечения класса 1 – те, в которых без снижения несущей способности может образоваться пластический шарнир с вращательной способностью, требуемой при пластическом анализе.

– Поперечные сечения класса 2 – те, в которых может развиваться сопротивляемость изгибу в пластической стадии, но ограничена вращательная способность вследствие местной потери устойчивости.

– Поперечные сечения класса 3 – те, в которых напряжение в крайних сжатых волокнах стального элемента, при упругом распределении напряжений, может достигнуть предела текучести, но местная потеря устойчивости опережается достижением несущей способности при изгибе в пластической стадии.

– Поперечные сечения класса 4 – те, в которых местная потеря устойчивости будет происходить перед достижением предела текучести в одной или более частях поперечного сечения.

(2) В поперечных сечениях Класса 4 для определения необходимых допусков при снижении несущей способности от действия местной потери устойчивости может быть использована эффективная ширина, см. ЕН 1993-1-5, 5.2.2.

(3) Классификация поперечных сечений зависит от отношения ширины к толщине частей, подвергнутых сжатию.

(4) Сжатые зоны включают каждую из частей поперечного сечения, которая полностью или частично сжата под действием рассматриваемого сочетания нагрузок.

(5) Различные сжатые части в поперечном сечении (такие как стенка или полка) могут, вообще, относиться к различным классам.

(6) Поперечное сечение классифицируется по наивысшему (наименее благоприятному) классу его сжатых частей. Исключения приведены в 6.2.1(10) и 6.2.2.4(1).

(7) Альтернативно классификация поперечного сечения может быть установлена, как с учетом классификации полки, так и классификации стенки.

(8) Предельные соотношения для сжатых частей Классов 1, 2 и 3 следует принимать из

## СТБ ЕН 1993-1-1 – 200\_ (Е) \_ПР\_1

Таблицы 5.2. Часть, которая не соответствует допускам для Класса 3, должна быть принята как Класс 4.

(9) Сечения, за исключением приведенных в (10) сечений Класса 4, можно относить к Классу 3, если отношение ширины к толщине – меньше предельных отношений для Класса 3, принимаемых из Таблицы 5.2, при увеличении  $\epsilon$  до

$$\sqrt{\frac{f_y / \gamma_{M0}}{\sigma_{\text{com,Ed}}}}, \text{ где } \sigma_{\text{com,Ed}} \text{ максимальное расчетное сжимающее напряжение в части, принимаемое из}$$

анализа первого порядка или, при необходимости, из анализа второго порядка.

(10) Однако, если при определении несущей способности элемента по потере устойчивости используется раздел 6.3, предельные соотношения для Класса 3 всегда должны быть получены из Таблицы 5.2 .

(11) Поперечные сечения со стенкой Класса 3 и полками Классов 1 или 2 могут быть классифицированы как поперечные сечения класса 2 с эффективной стенкой в соответствии с 6.2.2.4.

(12) Если предполагается, что стенка воспринимает только поперечные силы и, следовательно, не повышает несущую способность поперечного сечения по моменту и продольной силе, то поперечное сечение может быть рассчитано как сечение Класса 2, 3 или 4 в зависимости только от класса полки.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Если полка вызывает потерю устойчивости стенки, то см. 1993-1-5.

### 5.6 Требования к поперечным сечениям при общем пластическом анализе

(1) В местах образования пластического шарнира поперечное сечение элемента, содержащего пластический шарнир, должно иметь вращательную способность не меньше, чем требуется в местоположении пластического шарнира.

(2) В однородном элементе вращательная способность пластического шарнира может быть принята достаточной, если удовлетворены оба следующих требования:

- a) в месте образования пластического шарнира элемент имеет поперечные сечения Класса 1;
- b) там, где поперечная сила, превышающая на 10% несущую способность поперечного сечения на срез, см. 6.2.6, приложена к стенке в месте образования пластического шарнира, в пределах расстояния вдоль элемента равного  $h/2$  от местоположения пластического шарнира на стенке должны быть предусмотрены ребра жесткости, где  $h$  – высота поперечного сечения в этом месте.

(3) В местах, где поперечное сечение элемента изменяется по длине, должны быть удовлетворены следующие дополнительные условия:

- a) Толщина стенки, примыкающей к месту образования пластического шарнира, не должна быть уменьшена, по крайней мере, на расстоянии равном  $2d$ , отмеряемом от местоположения пластического шарнира вдоль элемента в каждую сторону, где  $d$  - высота в свету стенки в местоположении пластического шарнира.
- b) Сжатый пояс в месте расположения пластического шарнира, должен принадлежать Классу 1 на расстоянии вдоль элемента от местоположения пластического шарнира в каждую сторону не меньшем, чем большее из:
  - $2d$ , как оговорено в (3)а);
  - расстояние до смежной точки, в которой момент в элементе понизился до 0,8 от несущей способности при изгибе в пластической стадии в рассматриваемой точке.
- в) В любой другой точке элемента сжатый пояс должен быть класса 1 или 2, а стенка должна быть класса 1, 2 или 3.

(4) Любые отверстия под крепежные детали при растяжении, примыкающие к пластическому шарниру, должны удовлетворять 6.2.5(4) на расстоянии, как определено в (3)б), отмеряемом по каждому направлению вдоль элемента от места образования пластического шарнира.



(5) Для расчета рамы в пластической стадии при соблюдении требований для поперечного сечения, возможность перераспределения моментов в пластической стадии может быть принята достаточной, если требования в (2) – (4) удовлетворены для всех элементов, в которых есть или могут появиться пластические шарниры при расчетных нагрузках.

(6) В случаях использования методов общего пластического анализа, которые рассматривают действительное напряженное и деформированное состояние по длине элемента, включая комбинированный эффект от местной потери устойчивости, потери устойчивости элемента и общей потери устойчивости, требования (2) – (5) выполнять не нужно.

Таблица 5.2 (лист 1 из 3): Максимальные отношения ширины к толщине для сжатых частей

Сжатые внутренние части						
				Ось изгиба		
				Ось изгиба		
Класс	Часть, подвергнутая изгибу	Часть, подвергнутая сжатию	Часть, подвергнутая изгибу и сжатию			
Распределение напряжений в частях (сжатие – положительно)						
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	при $\alpha > 0,5$ : $c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ при $\alpha \leq 0,5$ : $c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$	при $\alpha > 0,5$ : $c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ при $\alpha \leq 0,5$ : $c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$			
Распределение напряжений в частях (сжатие – положительно)						
3	$c/t \leq 124\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$	при $\psi > -1$ : $c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ при $\psi \leq -1^{*)}$ : $c/t \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$			
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	e	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

\*)  $\psi \leq -1$  для тех случаев, когда или сжимающее напряжение  $\sigma \leq f_y$ , или деформация растяжения  $\varepsilon_y > f_y/E$

Таблица 5.2 (лист 2 из 3): Максимальные отношения ширины к толщине для сжатых частей

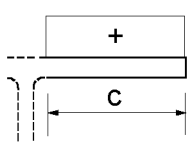
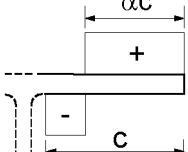
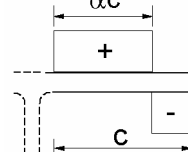
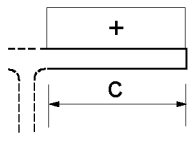
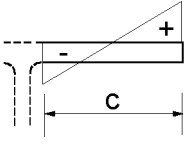
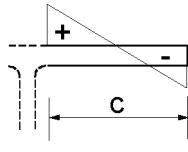
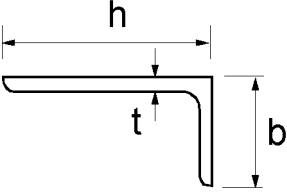
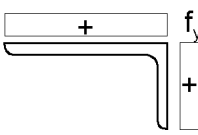
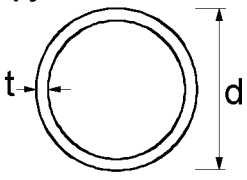
Свесы полок						
Прокатные профили			Сварные профили			
Класс	Часть, подвергнутая сжатию	Часть, подвергнутая изгибу и сжатию				
		Сжатие на конце		Растяжение на конце		
Распределение напряжений в частях (сжатие – положительно)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
Распределение напряжений в частях (сжатие – положительно)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$ Для $k_\sigma$ см. ЕН 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Таблица 5.2 (лист 3 из 3): Максимальные отношения ширины к толщине для сжатых частей

Угловые профили						
Дополнительно см. "Свесы полок" (см. лист 2 из 3)	 <p>Не применяется при непрерывном контакте уголков с другими деталями</p>					
Класс	Сечение, подвергнутое сжатию					
Распределение напряжений во всем сечении (сжатие – положительно)						
3	$h/t \leq 15\varepsilon : \frac{b+h}{2t} \leq 11,5\varepsilon$					
Трубчатое сечение						
						
Тип	Сечение, подвергнутое изгибу и/или сжатию					
1	$d/t \leq 50\varepsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\varepsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\varepsilon^2$ <b>ПРИМЕЧАНИЕ</b> для $d/t > 90\varepsilon^2$ см. ЕН 1993-1-6.					
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\varepsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	$\varepsilon^2$	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

## 6 Предельные состояния первой группы

### 6.1 Общие сведения

(1) В данном разделе, как определено в 2.4.3, к различным нормативным значениям несущей способности следует применять следующие частные коэффициенты безопасности  $\gamma_{Mi}$ :

- несущая способность поперечных сечений независимо от класса:  $\gamma_{M0}$
- несущая способность элемента по потере устойчивости:  $\gamma_{M1}$
- несущая способность, определяемая разрушением при растяжении:  $\gamma_{M2}$
- несущая способность соединений: см. ЕН 1993-1-8

**ПРИМЕЧАНИЕ 1** Другие рекомендуемые численные значения см. Части 2 – 6 ЕН 1993. Для конструкций, не охваченных в Частях 2 – 6 ЕН 1993, частные коэффициенты безопасности  $\gamma_{Mi}$  могут быть определены в Национальном Приложении; частные коэффициенты  $\gamma_{Mi}$  рекомендуется принимать по ЕН 1993-2.

**ПРИМЕЧАНИЕ 2В** Частные коэффициенты безопасности  $\gamma_{Mi}$  для зданий могут быть определены в Национальном Приложении. Для зданий рекомендуются следующие численные значения:

$$\gamma_{M0} = 1,00$$

$$\gamma_{M1} = 1,00$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

### 6.2 Несущая способность поперечных сечений

#### 6.2.1 Общие сведения

(1) Расчётное значение нагрузки в каждом поперечном сечении не должно превышать соответствующей расчётной несущей способности, и если несколько нагрузок действуют одновременно, суммарный эффект не должен превышать несущей способности для этого сочетания.

(2) Эффекты сдвигового запаздывания и местной потери устойчивости следует учитывать при назначении эффективной ширины в соответствии с ЕН 1993-1-5. Эффект потери устойчивости при сдвиге также должен учитываться в соответствии с ЕН 1993-1-5.

(3) Расчётные значения несущей способности зависят от классификации поперечных сечений.

(4) Проверка в упругой стадии по несущей способности в упругой стадии может производиться для всех классов поперечных сечений при условии использования эффективных характеристик поперечных сечений, используемых при проверке сечений 4 класса.

(5) Для проверки в упругой стадии для критической точки поперечного сечения может использоваться следующий критерий текучести, если не применяются другие формулы взаимодействия, см. 6.2.8 – 6.2.10:

$$\left( \frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}} \right)^2 + \left( \frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}} \right)^2 - \left( \frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}} \right) \left( \frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}} \right) + 3 \left( \frac{\tau_{Ed}}{f_y/\gamma_{M0}} \right)^2 \leq 1 \quad (6.1)$$

где  $\sigma_{x,Ed}$  — расчётное значение местных продольных напряжений в рассматриваемой точке;

$\sigma_{z,Ed}$  — расчётное значение местных поперечных напряжений в рассматриваемой точке;

$\tau_{Ed}$  — расчётное значение местных касательных напряжений в рассматриваемой точке.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Проверка в соответствии с (5) может считаться достаточно надёжной, так как

## СТБ ЕН 1993-1-1 – 200\_ (Е) \_ПР\_1

она исключает частичное развитие пластических напряжений, которое допускается при расчёте в упругой стадии. Следовательно, она может выполняться только в тех случаях, когда невозможно взаимодействие на основе несущих способностей  $N_{Rd}$ ,  $M_{Rd}$ ,  $V_{Rd}$ .

(6) Несущую способность поперечных сечений в пластической стадии следует проверять путём определения распределения напряжений, находящихся в равновесии с внутренними силами и моментами и не превышающих предел текучести. Это распределение напряжений должно быть совместным с соответствующими пластическими деформациями.

(7) Линейное суммирование коэффициентов использования для каждого главного вектора напряжений может быть использовано в качестве осторожного приближения для всех классов поперечных сечений. Для поперечных сечений классов 1, 2 или 3, подвергнутых сочетанию  $N_{Ed}$ ,  $M_{y,Ed}$  и  $M_{z,Ed}$ , этот метод может применяться при использовании следующего критерия:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1 \quad (6.2)$$

где  $N_{Rd}$ ,  $M_{y,Rd}$  и  $M_{z,Rd}$  — расчётные значения несущей способности, зависящие от классификации поперечных сечений и включающие все понижающие факторы, вызванные эффектами сдвига, см. 6.2.8.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Для поперечных сечений 4 класса см. 6.2.9.3(2).

(8) Если все сжатые части поперечного сечения, по крайней мере, 2-го класса, то можно считать, что поперечное сечение обладает несущей способностью при изгибе с учетом полного развития пластических деформаций.

(9) Если все сжатые части поперечного сечения соответствуют 3-му классу, то его несущая способность должна основываться на упругом распределении деформаций по всему поперечному сечению. Сжимающие напряжения в крайних волокнах должны быть ограничены пределом текучести.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Крайние волокна могут считаться расположенными в средней плоскости полков при проверке по первой группе предельных состояний. Расчёт на выносливость см. в ЕН 1993-1-9.

(10) Если текучесть появляется сначала в растянутой части поперечного сечения, то резервы развития пластики растянутой зоны могут использоваться как учет частичного развития пластических деформаций при определении несущей способности поперечных сечений 3 класса.

## 6.2.2 Характеристики сечений

### 6.2.2.1 Поперечное сечение брутто

(1) Характеристики поперечных сечений брутто следует определять по номинальным размерам. Не следует вычитать крепёжные отверстия, но необходимо учитывать ослабления большего размера. Не следует учитывать соединительный материал.

### 6.2.2.2 Площадь нетто

(1) Площадь поперечного сечения нетто принимается равной площади брутто за вычетом всех отверстий и других ослаблений.

(2) При определении характеристик сечения нетто вычет одиночного крепёжного отверстия должен быть равен площади его поперечного сечения брутто в плоскости его осей. Для отверстий с фаской соответствующее допущение принимается и для фаски.

(3) В случае, если крепёжные отверстия не расположены в шахматном порядке, общая вычитаемая площадь крепёжных отверстий должна равняться максимальной сумме площадей сечения отверстий в любом поперечном сечении, перпендикулярном к оси элемента (см. плоскость разрушения (2) на рисунке 6.1).

**ПРИМЕЧАНИЕ** Максимальная сумма показывает положение критической линии разрушения.

(4) Если крепёжные отверстия расположены в шахматном порядке, общая вычитаемая площадь отверстий должна быть больше, чем:

а) вычитаемая величина отверстий, расположенных не в шахматном порядке, см. (3);

$$б) \quad t \left( nd_0 - \sum \frac{s^2}{4p} \right) \quad (6.3)$$

где  $s$  — шаг при расположении в шахматном порядке, расстояние между центрами двух смежных отверстий, измеренное по линии, параллельной оси элемента;

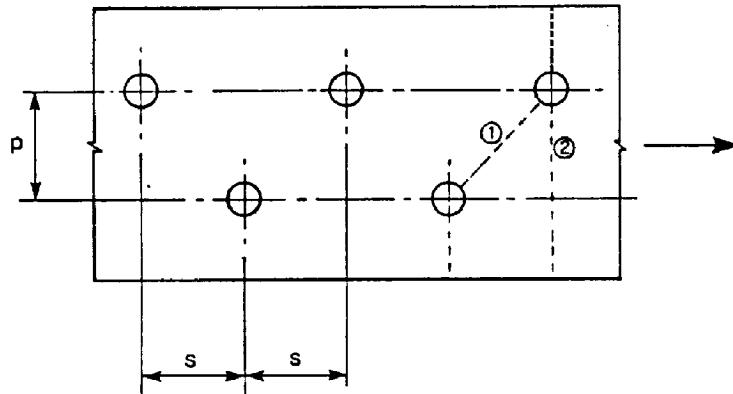
$p$  — расстояние между центрами тех же двух отверстий, измеренное по линии, перпендикулярной к оси элемента;

$t$  — толщина;

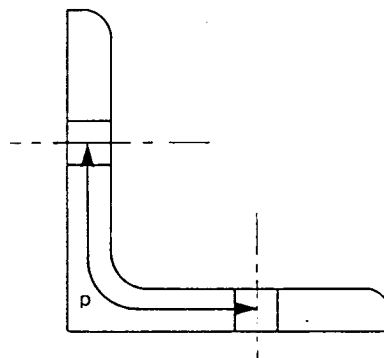
$n$  — число отверстий, расположенных на любой диагональной или зигзагообразной линии проходящей через весь элемент или его часть, см. рисунок 6.1;

$d_0$  — диаметр отверстия.

(5) В уголках или других элементах с отверстиями в более чем одной плоскости, расстояние  $p$  следует измерять вдоль срединной линии (см. рисунок 6.2).



**Рисунок 6.1: Отверстия, расположенные в шахматном порядке и линии критического разрушения 1 и 2**



**Рисунок 6.2: Уголки с отверстиями в обеих полках**

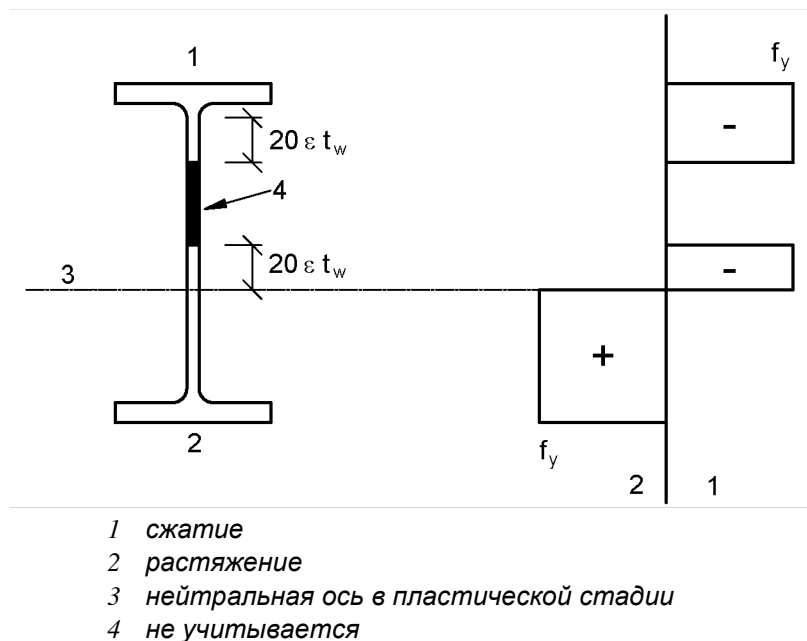
### 6.2.2.3 Эффект сдвигового запаздывания

(1) Расчёт значений эффективной ширины приводится в ЕН 1993-1-5.

(2) Для поперечных сечений 4 класса взаимное влияние сдвигового запаздывания и местной потери устойчивости следует учитывать согласно ЕН 1993-1-5.

### 6.2.2.4 Эффективные характеристики поперечных сечений со стенками 3 класса и полками 1 или 2 классов

(1) В случаях, когда поперечные сечения со стенкой 3 класса и полками 1 или 2 классов относятся ко 2 классу эффективности поперечных сечений, см. 5.5.2(11), сжимаемая часть стенки должна быть заменена частью, равной  $20\varepsilon t_w$  и примыкающей к сжатой полке и другой частью, равной  $20\varepsilon t_w$  и примыкающей к нейтральной оси в пластической стадии для эффективного поперечного сечения, в соответствии с рисунком 6.3.



**Рисунок 6.3: Эффективная стенка 2 класса**

### 6.2.2.5 Характеристики эффективных поперечных сечений 4 класса

(1) Характеристики эффективных поперечных сечений 4 класса должны быть основаны на значениях эффективной ширины сжатых частей.

(2) Холодноформованные тонкостенные профили см. 1.1.2(1) и ЕН 1993-1-3.

(3) Значения эффективной ширины плоских сжатых частей следует определять по ЕН 1993-1-5.

(4) Если поперечные сечения 4 класса подвергаются действию осевой сжимающей силы, то для определения возможного отклонения ЕН центра тяжести эффективной площади  $A_{eff}$  относительно центра тяжести полного поперечного сечения и результирующего дополнительного момента следует использовать метод, приведенный в ЕН 1993-1-5:

$$\Delta M_{Ed} = N_{Ed} e_N \quad (6.4)$$

**ПРИМЕЧАНИЕ** Знак дополнительного момента зависит от соотношения внутренних сил и моментов, см. 6.2.9.3(2).

(5) Круглые полые поперечные сечения 4 класса см. в ЕН 1993-1-6.



### 6.2.3 Растяжение

(1) Расчётное значение растягивающей силы  $N_{Ed}$  в каждом поперечном сечении должно удовлетворять условию:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.5)$$

(2) Для сечений с отверстиями несущую способность при растяжении  $N_{t,Rd}$  следует принимать наименьшей из:

а) расчётной несущей способности поперечного сечения брутто в пластической стадии

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.6)$$

б) расчётной несущей способности поперечного сечения нетто при наличии крепёжных отверстий

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} \quad (6.7)$$

(3) Если требуется проверка по несущей способности, см. ЕН 1998, то расчётная несущая способность в пластической стадии  $N_{pl,Rd}$  (как приведено в 6.2.3(2) а)) должна быть меньше, чем расчётная предельная несущая способность сечения нетто с крепёжными отверстиями  $N_{u,Rd}$  (как приведено в 6.2.3(2) б)).

(4) В соединениях класса С (см. ЕН 1993-1-8, 3.4.2(1)), расчётную несущую способность при растяжении  $N_{t,Rd}$  по 6.2.3(1) для сечения нетто при наличии крепёжных отверстий следует принимать равной  $N_{net,Rd}$ , где:

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.8)$$

(5) При креплении уголков одной полкой см. также ЕН 1993-1-8, 3.6.3. Аналогичные соображения справедливы также для других типов сечений прикрепляемых через свободный свес.

### 6.2.4 Сжатие

(1) Расчётное значение сжимающей силы  $N_{Ed}$  в каждом поперечном сечении должно удовлетворять условию:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.9)$$

(2) Расчётную несущую способность поперечных сечений при равномерном сжатии  $N_{c,Rd}$  следует определять следующим образом:

$$N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{для 1, 2 или 3 класса поперечных сечений} \quad (6.10)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{для 4 класса поперечных сечений} \quad (6.11)$$

(3) Крепёжные отверстия, за исключением отверстий диаметром больше необходимого и отверстий с прорезью, определённых в ЕН 1090, в сжатых элементах использовать не разрешается, если они не содержат крепёжные детали.

(4) В случае несимметричных сечений 4 класса для учёта дополнительного момента  $\Delta M_{Ed}$  вследствие эксцентриситета центральной оси эффективного сечения, см. 6.2.2.5(4), следует применять метод, приведенный в 6.2.9.3.

**6.2.5 Изгиб моментом**

(1) Расчётное значение изгибающего момента  $M_{Ed}$  в каждом поперечном сечении должно удовлетворять условию:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.12)$$

где  $M_{c,Rd}$  определяется с учётом крепёжных отверстий, см. (4) – (6).

(2) Расчётная несущая способность при изгибе относительно одной из главных осей поперечного сечения определяется следующим образом:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{для 1 и 2 классов поперечных сечений} \quad (6.13)$$

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{для 3 класса поперечных сечений} \quad (6.14)$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{для 4 класса поперечных сечений} \quad (6.15)$$

где  $W_{el,min}$  и  $W_{eff,min}$  соответствуют волокнам с максимальным упругим напряжением.

(3) При изгибе относительно обеих осей следует использовать метод, приведенный в 6.2.9.

(4) Крепёжные отверстия в растянутой полке можно не учитывать, если для нее выполняется условие:

$$\frac{A_{f,net} 0,9 f_u}{\gamma_{M2}} \geq \frac{A_f f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.16)$$

где  $A_f$  — площадь растянутой полки.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Критерий в (4) предусматривает расчёт несущей способности (см. 1.5.8) в местах образования пластических шарниров.

(5) Крепёжные отверстия в растянутой части стенки учитывать не следует, если неравенство, представленное в (4), удовлетворяется полностью для растянутой зоны, включая растянутую полку и часть растянутой стенки.

(6) Крепёжные отверстия, за исключением отверстий диаметром больше необходимого и отверстий с прорезью, находящиеся в сжатой зоне сечения, учитывать не следует при условии, что они содержат крепёжные детали.

**6.2.6 Сдвиг**

(1) Расчётное значение сдвигающей силы  $V_{Ed}$  в каждом поперечном сечении должно удовлетворять условию:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.17)$$

где  $V_{c,Rd}$  — расчётная несущая способность при сдвиге. При расчёте в пластической стадии  $V_{c,Rd}$  — расчётная несущая способность при сдвиге в пластической стадии, равная  $V_{pl,Rd}$ , см. (2). При расчёте в упругой стадии  $V_{c,Rd}$  — расчётная несущая способность при сдвиге в упругой стадии, определяемая по (4) и (5).

(2) При отсутствии кручения расчётная несущая способность при сдвиге в пластической стадии определяется:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (6.18)$$

где  $A_v$  — площадь сдвига.

(3) Площадь сдвига  $A_v$  принимается следующим образом:

а) для прокатных двутавровых и Н-образных сечений, нагрузка параллельна стенке  $A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$  но не менее  $\eta h_w t_w$

б) для прокатных швеллерных сечений, нагрузка параллельна стенке  $A - 2bt_f + (t_w + r)t_f$

в) для прокатных тавровых сечений, нагрузка параллельна стенке  $0,9(A - bt_f)$

г) для сварных двутавровых, Н-образных и коробчатых сечений, нагрузка параллельна стенке  $\eta \sum (h_w t_w)$

д) для сварных двутавровых, Н-образных и коробчатых сечений, нагрузка параллельна полкам  $A - \sum (h_w t_w)$

е) для прокатных полых прямоугольных сечений постоянной толщины:

нагрузка параллельна высоте  $Ah/(b+h)$

нагрузка параллельна ширине  $Ab/(b+h)$

ж) для полых круглых сечений и труб постоянной толщины:  $2A/\pi$

где  $A$  — площадь поперечного сечения;

$b$  — полная ширина;

$h$  — полная высота;

$h_w$  — высота стенки;

$r$  — радиус внутреннего закругления;

$t_f$  — толщина полки;

$t_w$  — толщина стенки. (Если толщина стенки не постоянна, то  $t_w$  принимается равной минимальной толщине).

$\eta$  — см. ЕН 1993-1-5.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Значение  $\eta$  с достаточной степенью надёжности можно принимать равным 1,0.

(4) Для проверки несущей способности при сдвиге в упругой стадии  $V_{c,Rd}$ , если не производится проверка на устойчивость по разделу 5 ЕН 1993-1-5, можно применять следующее условие для критической точки поперечного сечения:

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \gamma_{M0})} \leq 1,0 \quad (6.19)$$

где  $\tau_{Ed}$  вычисляется по формуле:  $\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed} S}{I t}$  (6.20)

где  $V_{Ed}$  — расчётное значение усилия сдвига;

$S$  — статический момент площади сечения относительно центральной оси, вычисляемый для части сечения между рассматриваемой точкой и границей поперечного сечения;

$I$  — момент инерции всего поперечного сечения;

$t$  — толщина в рассматриваемой точке.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Проверка (4) является надёжной, так как она исключает частичное развитие пластических деформаций при сдвиге, которое допускается при расчёте в упругой стадии, см. (5). Поэтому её следует применять только в тех случаях, когда не возможна проверка на основе  $V_{c,Rd}$  в соответствии с равенством (6.17).



(5) Для двутавровых или Н-образных сечений касательные напряжения в стенке можно определить:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w} \quad \text{если } A_f / A_w \geq 0,6 \quad (6.21)$$

где  $A_f$  — площадь одной полки;  
 $A_w$  — площадь стенки:  $A_w = h_w t_w$ .

(6) Кроме того, несущая способность по потере устойчивости при сдвиге для стенок без промежуточных рёбер жёсткости должна приниматься в соответствии с разделом 5 ЕН 1993-1-5, если

$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \frac{\varepsilon}{\eta} \quad (6.22)$$

Значение  $\eta$  см. в разделе 5 ЕН 1993-1-5.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Значение  $\eta$  с достаточной степенью надёжности может приниматься равным 1,0.

(7) Крепёжные отверстия не учитываются при проверке на срез, кроме проверки по несущей способности при сдвиге в местах соединения, приведенной в ЕН 1993-1-8.

(8) Если усилие сдвига действует совместно с крутящим моментом, несущая способность при сдвиге в пластической стадии  $V_{pl,Rd}$  должна быть уменьшена согласно 6.2.7(9).

### 6.2.7 Кручение

(1) Для элементов, подвергающихся кручению, при котором деформациями искривления можно пренебречь, расчётное значение крутящего момента  $T_{Ed}$  в каждом поперечном сечении должно удовлетворять условию:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} \leq 1,0 \quad (6.23)$$

где  $T_{Rd}$  — расчётная несущая способность поперечного сечения при кручении.

(2) Суммарный крутящий момент  $T_{Ed}$  в любом поперечном сечении должен рассматриваться как сумма двух внутренних составляющих:

$$T_{Ed} = T_{t,Ed} + T_{w,Ed} \quad (6.24)$$

где  $T_{t,Ed}$  — внутренний крутящий момент Сен-Венана;

$T_{w,Ed}$  — внутренний крутящий момент при стесненном кручении.

(3) Значения  $T_{t,Ed}$  и  $T_{w,Ed}$  в любом поперечном сечении можно определить по  $T_{Ed}$  с помощью упругого анализа, принимая во внимание характеристики сечения элемента, условия закрепления и распределение нагрузок вдоль элемента.

(4) Следует учитывать следующие напряжения, возникающие при кручении:

- касательные напряжения  $\tau_{t,Ed}$ , вызванные крутящим моментом Сен-Венана  $T_{t,Ed}$ ;
- нормальные напряжения  $\sigma_{w,Ed}$ , вызванные бимоментом  $V_{Ed}$ , и касательные напряжения  $\tau_{w,Ed}$ , вызванные стесненным кручением  $T_{w,Ed}$ .

(5) Для проверки в упругой стадии может применяться критерий текучести по 6.2.1(5).

(6) Для определения несущей способности поперечного сечения в пластической стадии, испытывающего изгиб и кручение, из упругого анализа следует извлекать только крутящую составляющую  $V_{Ed}$ , см. (3).

(7) Для упрощения, в случае элемента замкнутого полого поперечного сечения, такого как строительный профиль полого сечения, эффектом стесненного кручения можно пренебречь. Также

## СТБ ЕН 1993-1-1 – 200\_ (Е) \_ПР\_1

для упрощения, в случае элемента открытого поперечного сечения, такого как двутавр или Н-образное сечение, эффектом от кручения Сен-Венана можно пренебречь.

(8) При определении несущей способности  $T_{Rd}$  для замкнутых полых сечений следует учитывать расчётное сопротивление сдвигу отдельных частей поперечного сечения, в соответствии с ЕН 1993-1-5.

(9) При сочетании поперечной силы и крутящего момента несущая способность при сдвиге в пластической стадии с учетом эффекта кручения должно быть уменьшено с  $V_{pl,Rd}$  до  $V_{pl,T,Rd}$ , и расчётная поперечная сила должна удовлетворять условию:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.25)$$

где  $V_{pl,T,Rd}$  определяется следующим образом:

– для двутавровых или Н-образных сечений:

$$V_{pl,T,Rd} = \sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1,25 (f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0}}} V_{pl,Rd} \quad (6.26)$$

– для сечений в виде швеллера

$$V_{pl,T,Rd} = \left[ \sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1,25 (f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0}} - \frac{\tau_{w,Ed}}{(f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0}}} \right] V_{pl,Rd} \quad (6.27)$$

– для строительных полых сечений:

$$V_{pl,T,Rd} = \left[ 1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{(f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0}} \right] V_{pl,Rd} \quad (6.28)$$

где  $V_{pl,Rd}$  определяется по 6.2.6.

### 6.2.8 Изгиб и сдвиг

(1) При действии поперечной силы следует принимать во внимание её влияние на несущую способность при изгибе.

(2) Если усилие сдвига меньше половины несущей способности при сдвиге в пластической стадии, его влиянием на несущую способность при изгибе можно пренебречь, кроме случаев, когда потеря устойчивости при сдвиге уменьшает несущую способность поперечного сечения, см. ЕН 1993-1-5.

(3) В остальных случаях уменьшенная несущая способность при изгибе принимается равной расчётной несущей способности поперечного сечения, рассчитанной по уменьшенному пределу текучести:

$$(1 - \rho) f_y \quad (6.29)$$

для площади сдвига,

где  $\rho = \left( \frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$  и  $V_{pl,Rd}$  определяется по 6.2.6(2).

**ПРИМЕЧАНИЕ** См. также 6.2.10(3).

(4) При наличии кручения значение  $\rho$  следует определять  $\rho = \left( \frac{2V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} - 1 \right)^2$ , см. 6.2.7, но оно принимается равным 0 при  $V_{Ed} \leq 0,5V_{pl,T,Rd}$ .

(5) Уменьшенную расчётную несущую способность при изгибе в пластической стадии с учетом сдвигающей силы для двутавровых сечений с одинаковыми полками, изгибаемых относительно главной оси, как вариант можно получить по формуле:

$$M_{y,V,Rd} = \frac{\left[ W_{pl,y} - \frac{\rho A_w^2}{4t_w} \right] f_y}{\gamma_{M0}}, \quad \text{при} \quad M_{y,V,Rd} \leq M_{y,c,Rd} \quad (6.30)$$

где  $M_{y,c,Rd}$  определяется по 6.2.5(2)

и  $A_w = h_w t_w$ .

(6) При совместном действии изгибающей, сдвигающей и поперечной нагрузок см. раздел 7 ЕН 1993-1-5.

## 6.2.9 Изгиб и осевая сила

### 6.2.9.1 Поперечные сечения 1 и 2 классов

(1) При действии осевой силы следует учитывать её влияние на несущую способность при изгибе в пластической стадии.

(2) Для поперечных сечений 1 и 2 классов должно выполняться следующее условие:

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd} \quad (6.31)$$

где  $M_{N,Rd}$  — расчётная несущая способность при изгибе в пластической стадии, уменьшенная вследствие действия осевой силы  $N_{Ed}$ .

(3) Для прямоугольных сплошных сечений без крепёжных отверстий  $M_{N,Rd}$  следует принимать:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \left[ 1 - \left( N_{Ed} / N_{pl,Rd} \right)^2 \right] \quad (6.32)$$

(4) Для двутавровых и Н-образных сечений с двойной симметрией или других сечений с полками не следует учитывать влияние осевой силы на несущую способность при изгибе относительно оси у-у в пластической стадии, если выполняются следующие условия:

$$N_{Ed} \leq 0,25 N_{pl,Rd} \quad \text{и} \quad (6.33)$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.34)$$

Для двутавровых и Н-образных сечений с двумя осями симметрии влияние осевой силы на несущую способность при изгибе относительно оси z-z в пластической стадии учитывать не следует, если выполняется следующее условие:

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.35)$$

(5) Для поперечных сечений, в расчёте которых не учитываются крепёжные отверстия, могут применяться следующие приближённые формулы для стандартных прокатных и сварных двутавровых и Н-образных сечений с одинаковыми полками:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1-n)/(1-0,5a) \quad \text{при} \quad M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (6.36)$$

$$\text{при } n \leq a: \quad M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \quad (6.37)$$

$$\text{при } n > a: \quad M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[ 1 - \left( \frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] \quad (6.38)$$

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$$

где

$$a = (A - 2bt_f) / A, \quad \text{но} \quad a \leq 0,5$$

Для поперечных сечений, в расчёте которых не учитываются крепёжные отверстия, могут

## СТБ ЕН 1993-1-1 – 200\_ (Е) \_ПР\_1

применяться следующие приближённые формулы для прямоугольных строительных полых сечений постоянной толщины и для сварных коробчатых сечений с равными полками и стенками:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1 - n)/(1 - 0,5a_w) \quad \text{но} \quad M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (6.39)$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} (1 - n)/(1 - 0,5a_f) \quad \text{но} \quad M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd} \quad (6.40)$$

где  $a_w = (A - 2bt)/A$  но  $a_w \leq 0,5$  для полых сечений;

$a_w = (A - 2bt_f)/A$  но  $a_w \leq 0,5$  для сварных коробчатых сечений;

$a_f = (A - 2ht)/A$  но  $a_f \leq 0,5$  для полых сечений;

$a_f = (A - 2ht_w)/A$  но  $a_f \leq 0,5$  для сварных коробчатых сечений.

(6) При двухосном изгибе можно применять следующее условие:

$$\left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad (6.41)$$

где  $\alpha$  и  $\beta$  — константы, значения которых с запасом можно принять равными единице, или:

- для двутавровых и Н-образных сечений:

$$\alpha = 2; \beta = 5n, \quad \text{но} \quad \beta \geq 1;$$

- для круглых полых сечений:

$$\alpha = 2; \beta = 2$$

- для прямоугольных полых сечений:

$$\alpha = \beta = \frac{1,66}{1 - 1,13n^2} \quad \text{но} \quad \alpha = \beta \leq 6$$

где  $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$ .

### 6.2.9.2 Поперечные сечения 3 класса

(1) При отсутствии поперечной силы, максимальные продольные напряжения в сечениях 3 класса должны удовлетворять условию:

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.42)$$

где  $\sigma_{x,Ed}$  — расчётное значение местных продольных напряжений от действия момента и осевой силы с учётом крепёжных отверстий в соответствующих местах, см. 6.2.3, 6.2.4 и 6.2.5.

### 6.2.9.3 Поперечные сечения 4 класса

(1) При отсутствии поперечной силы, максимальные продольные напряжения  $\sigma_{x,Ed}$  в сечениях 4 класса, рассчитанные с учётом эффективных поперечных сечений (см. 5.5.2(2)), должны удовлетворять условию:

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.43)$$

где  $\sigma_{x,Ed}$  — расчётные значения местных продольных напряжений от момента и осевой силы с учётом крепёжных отверстий в соответствующих местах, см. 6.2.3, 6.2.4 и 6.2.5.

(2) Должно выполняться следующее условие:

$$\frac{N_{Ed}}{A_{eff} f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{Ny}}{W_{eff,y,min} f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{Nz}}{W_{eff,z,min} f_y / \gamma_{M0}} \leq 1 \quad (6.44)$$



- где  $A_{\text{eff}}$  — эффективная площадь поперечного сечения при действии равномерного сжатия;  
 $W_{\text{eff,min}}$  — эффективный момент сопротивления (соответствующий волокнам с максимальными упругими напряжениями) поперечного сечения под действием только момента относительно соответствующей оси;  
 ЕН — смещение соответствующей центральной оси, когда поперечное сечение подвергается только сжатию, см. 6.2.2.5(4).

**ПРИМЕЧАНИЕ** Знаки  $N_{\text{Ed}}$ ,  $M_{y,\text{Ed}}$ ,  $M_{z,\text{Ed}}$  и  $\Delta M_i = N_{\text{Ed}} \text{ ЕН}_i$  зависят от сочетания соответствующих нормальных напряжений.

### 6.2.10 Изгиб, сдвиг и осевая сила

(1) При действии поперечной и осевой сил следует учитывать влияние как поперечной, так и осевой силы на несущую способность при изгибе.

(2) Если расчётное значение усилия сдвига  $V_{\text{Ed}}$  не превышает 50% от расчётной несущей способности при сдвиге в пластической стадии  $V_{\text{pl,Rd}}$ , то значения несущих способностей при изгибе и действии осевой силы в 6.2.9, не должны быть снижены, кроме случаев, когда потеря устойчивости при сдвиге уменьшает несущую способность сечения, см. ЕН 1993-1-5.

(3) Если  $V_{\text{Ed}}$  превышает 50% от  $V_{\text{pl,Rd}}$ , то расчётная несущая способность поперечного сечения при сочетании момента и осевой силы следует определять по уменьшенному пределу текучести

$$(1 - \rho) f_y \quad (6.45)$$

для площади сдвига,

где  $\rho = (2 V_{\text{Ed}} / V_{\text{pl,Rd}} - 1)^2$  и  $V_{\text{pl,Rd}}$  вычисляются по 6.2.6(2).

**ПРИМЕЧАНИЕ** Вместо уменьшения предела текучести также может быть уменьшена толщина листа в соответствующей части поперечного сечения.

## 6.3 Несущая способность элементов при потере устойчивости

### 6.3.1 Элементы постоянного сечения при сжатии

#### 6.3.1.1 Несущая способность при потере устойчивости

(1) Сжатый элемент следует проверять на возможность потери устойчивости следующим образом:

$$\frac{N_{\text{Ed}}}{N_{\text{b,Rd}}} \leq 1,0 \quad (6.46)$$

где  $N_{\text{Ed}}$  — расчётное значение сжимающей силы;

$N_{\text{b,Rd}}$  — расчётное значение несущей способности сжатого элемента при потере устойчивости.

(2) Для элементов несимметричных сечений 4 класса следует принять во внимание дополнительный момент  $\Delta M_{\text{Ed}}$ , вызванный эксцентриситетом центральной оси эффективного сечения, см. также 6.2.2.5(4), а взаимодействие следует устанавливать в соответствии с 6.3.4 или 6.3.3.

(3) Расчётное значение несущей способности сжатого элемента при потере устойчивости принимается равным:

$$N_{\text{b,Rd}} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{\text{M1}}} \quad \text{для поперечных сечений 1, 2 и 3 классов} \quad (6.47)$$

$$N_{\text{b,Rd}} = \frac{\chi A_{\text{eff}} f_y}{\gamma_{\text{M1}}} \quad \text{для поперечных сечений 4 класса} \quad (6.48)$$

где  $\chi$  — понижающий коэффициент для соответствующей формы потери устойчивости.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Для определения несущей способности элемента при потере устойчивости с

## СТБ ЕН 1993-1-1 – 200\_ (Е) \_ПР\_1

изменением поперечного сечения по длине или при неравномерном распределении сжимающей силы можно выполнять анализ второго порядка в соответствии с 5.3.4(2). При потере устойчивости из плоскости см. также 6.3.4.

(4) При определении  $A$  и  $A_{\text{eff}}$  крепёжные отверстия на концах колонн учитывать не следует.

### 6.3.1.2 Кривые потери устойчивости

(1) При осевом сжатии элементов значение  $\chi$  соответствующее условной гибкости  $\bar{\lambda}$  следует определять по соответствующей кривой потери устойчивости по формуле:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{но } \chi \leq 1,0 \quad (6.49)$$

где  $\Phi = 0,5 \left[ 1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{\text{cr}}}} \quad \text{для поперечных сечений 1, 2 и 3 классов;}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{\text{eff}} f_y}{N_{\text{cr}}}} \quad \text{для поперечных сечений 4 класса}$$

$\alpha$  — коэффициент отклонения;

$N_{\text{cr}}$  — критическая сила для соответствующей формы потери устойчивости в упругой стадии зависящая от характеристик поперечного сечения брутто.

(2) Коэффициент отклонения  $\alpha$ , соответствующий определённой кривой потери устойчивости, определяется по таблице 6.1 и таблице 6.2.

**Таблица 6.1: Коэффициенты отклонения для кривых потери устойчивости**

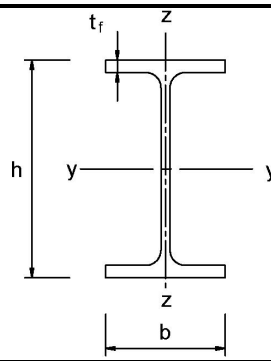
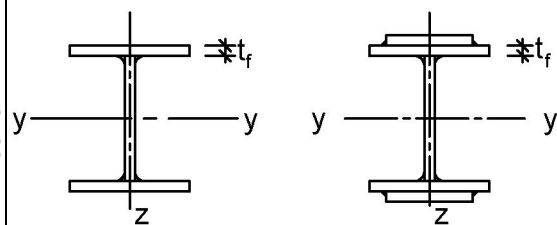
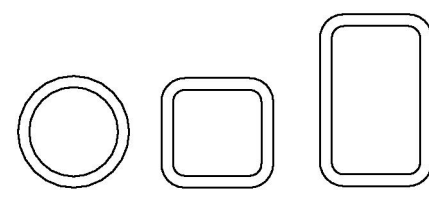
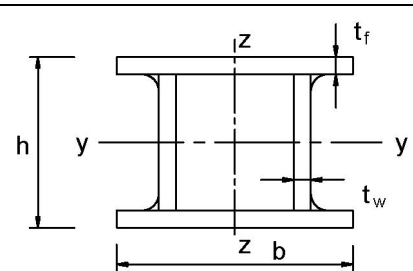
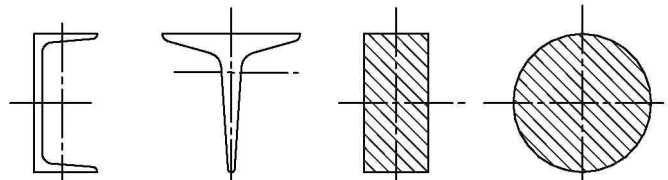
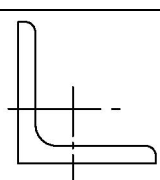
Кривая потери устойчивости	$a_0$	$a$	$b$	$c$	$d$
Коэффициент отклонения $\alpha$	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

(3) Численные значения понижающего коэффициента  $\chi$  для соответствующей условной гибкости  $\bar{\lambda}$  можно определить по рисунку 6.4.

(4) При гибкости  $\bar{\lambda} \leq 0,2$  или при  $\frac{N_{\text{Ed}}}{N_{\text{cr}}} \leq 0,04$  влиянием потери устойчивости можно

пренебречь и проверять только поперечное сечение.

Таблица 6.2: Выбор кривой потери устойчивости для поперечного сечения

Поперечные сечения		Пределы	Потеря устойчивости относительно оси	Кривая потери устойчивости		
				S 235 S 275 S 355 S 420	S 460	
Прокатные сечения		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40$ мм	y – y z – z	a b	a <sub>0</sub> a <sub>0</sub>
			$40 \text{ мм} < t_f \leq 100$	y – y z – z	b c	a a
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100$ мм	y – y z – z	b c	a a
			$t_f > 100$ мм	y – y z – z	d d	c c
Сварные двутавровые сечения			$t_f \leq 40$ мм	y – y z – z	b c	b c
			$t_f > 40$ мм	y – y z – z	c d	c d
Полые сечения			горячей обработки	все	a	a <sub>0</sub>
			холодноформованные	все	c	c
Сварные корчатые сечения			в целом (кроме перечисленных ниже)	все	b	b
			с толщиной сварных швов: $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	все	c	c
Швеллеры, тавры и сплошные сечения			все	все	c	c
Уголки			все	все	b	b

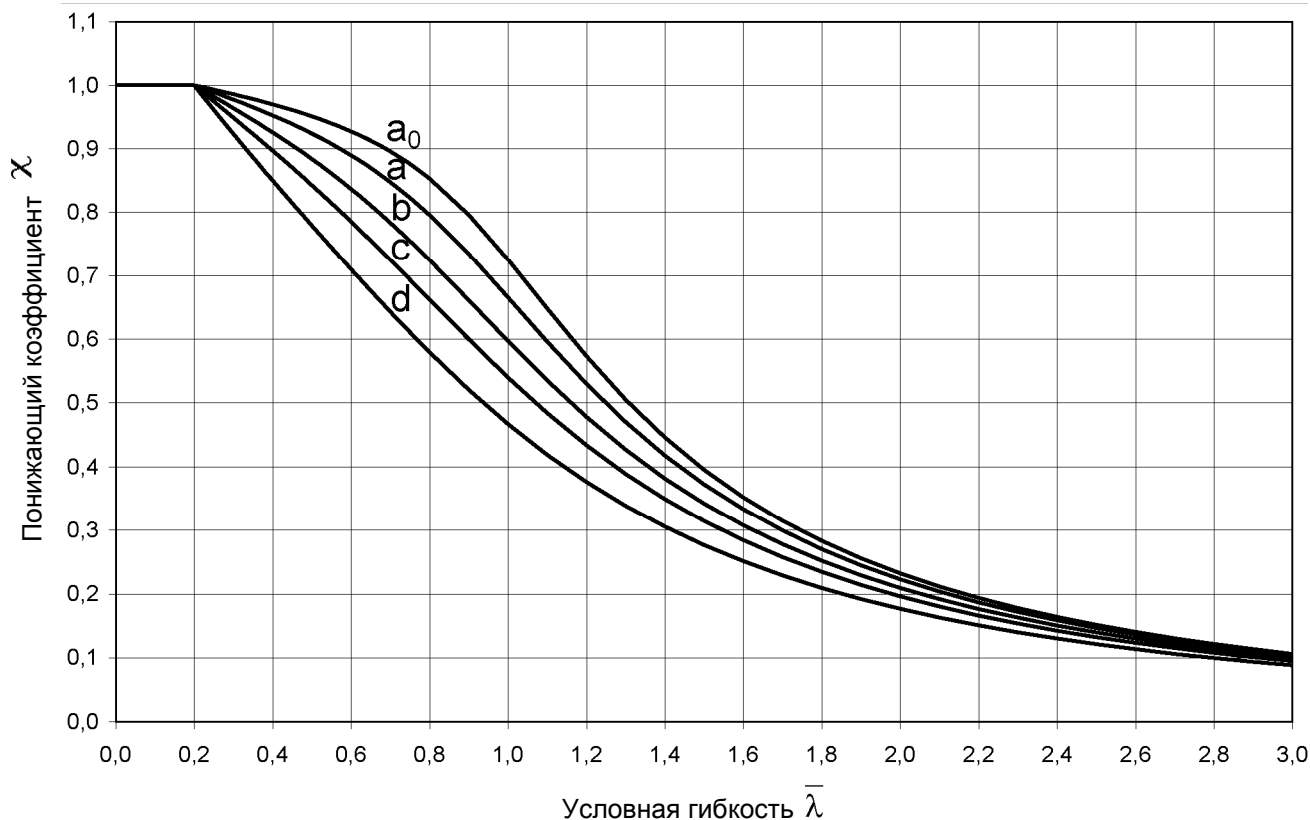


Рисунок 6.4: Кривые потери устойчивости

### 6.3.1.3 Гибкость при продольном изгибе

(1) Условная гибкость  $\bar{\lambda}$  равна:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} \quad \text{для поперечных сечений 1, 2 и 3 классов} \quad (6.50)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff}f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{\sqrt{A_{eff}}}{\lambda_1} \quad \text{для поперечных сечений 4 класса} \quad (6.51)$$

где  $L_{cr}$  — длина зоны продольного изгиба в рассматриваемой плоскости изгиба  
 $i$  — радиус инерции поперечного сечения брутто относительно соответствующей оси

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (f_y \text{ в Н/мм}^2)$$

**ПРИМЕЧАНИЕ В** При упругой потере устойчивости элементов строительных конструкций см. Приложение ВВ.

(2) При продольном изгибе соответствующую кривую потери устойчивости следует определять по таблице 6.2.

### 6.3.1.4 Гибкость при крутильной и изгибно-крутильной форме потери устойчивости

(1) Для элементов с открытым типом сечения следует учитывать возможность того, что несущая способность элемента при крутильной или изгибно-крутильной форме потери устойчивости может оказаться меньше несущей способности элемента при продольном изгибе.

(2) Условная гибкость  $\bar{\lambda}_T$  при крутильной или изгибно-крутильной форме потери устойчивости принимается равной:

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} \quad \text{для 1, 2 и 3 классов поперечных сечений} \quad (6.52)$$

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A_{eff}f_y}{N_{cr}}} \quad \text{для 4 класса поперечных сечений} \quad (6.53)$$

где  $N_{cr} = N_{cr,TF}$  но  $N_{cr} < N_{cr,T}$

$N_{cr,TF}$  — критическая сила для изгибно-крутильной формы упругой потери устойчивости;

$N_{cr,T}$  — критическая сила для крутильной формы упругой потери устойчивости.

(3) При крутильной или изгибно-крутильной форме потери устойчивости соответствующую кривую потери устойчивости можно определить по таблице 6.2, соответствующую оси z.

## 6.3.2 Изгибаемые элементы постоянного сечения

### 6.3.2.1 Устойчивость при изгибе

(1) Устойчивость плоского изгиба с закручиванием элемента, изгибаемого относительно главной оси и не раскрепленного из плоскости изгиба, следует проверять по формуле:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.54)$$

где  $M_{Ed}$  — расчётное значение момента;

$M_{b,Rd}$  — расчётный критический момент потери устойчивости плоского изгиба с закручиванием.

(2) Балки с достаточным раскреплением сжатой полки не теряют устойчивости плоского изгиба с закручиванием. Кроме того, балки с определённым типом поперечных сечений, такие как квадратные или круглые полые сечения, сварные круглые трубы или прямоугольные коробчатые сечения, также не подвержены потере устойчивости плоского изгиба с закручиванием.

(3) Расчётный критический момент потери устойчивости плоского изгиба с закручиванием для балок, не раскрепленных из плоскости изгиба, определяется по формуле:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (6.55)$$

где  $W_y$  — соответствующий момент сопротивления сечения, равный:

–  $W_y = W_{pl,y}$  для 1 и 2 классов поперечных сечений

–  $W_y = W_{el,y}$  для 3 класса поперечных сечений

–  $W_y = W_{eff,y}$  для 4 класса поперечных сечений

$\chi_{LT}$  — понижающий коэффициент при потере устойчивости плоского изгиба с закручиванием.

**ПРИМЕЧАНИЕ 1** Для определения критического момента при потере устойчивости плоской формы изгиба балок переменного сечения можно применять анализ второго порядка в соответствии с 5.3.4(3). При потере устойчивости из плоскости см. также 6.3.4.

**ПРИМЕЧАНИЕ 2В** При потере устойчивости элементов зданий см. также Приложение ВВ.

(4) При определении  $W_y$  отверстия под метизы на конце балки учитывать не следует.

### 6.3.2.2 Кривые потери устойчивости при плоском изгибе с закручиванием – Общий случай

(1) Если не указано иначе, см. 6.3.2.3, для изгибаемых элементов постоянного поперечного сечения значение  $\chi_{LT}$  при соответствующей условной гибкости  $\bar{\lambda}_{LT}$  следует определять по формуле:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad \text{но} \quad \chi_{LT} \leq 1,0 \quad (6.56)$$

где  $\Phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$

$\alpha_{LT}$  — коэффициент, учитывающий отклонения

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}}$$

$M_{cr}$  — упругий критический момент потери устойчивости плоского изгиба с закручиванием

(2)  $M_{cr}$  определен через свойства поперечного сечения брутто и учитывает условия загрузки, действительное распределение момента и раскрепления из плоскости изгиба.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Коэффициент  $\alpha_{LT}$ , соответствующий определенной кривой потери устойчивости, можно определить в Национальном Приложении. Рекомендуемые значения  $\alpha_{LT}$  приведены в таблице 6.3.

**Таблица 6.3: Рекомендуемые значения коэффициентов учета отклонения для кривых потери устойчивости при плоском изгибе с закручиванием**

Кривая потери устойчивости	a	b	c	d
Коэффициент $\alpha_{LT}$	0,21	0,34	0,49	0,76

Рекомендации по выбору кривой потери устойчивости приведены в таблице 6.4.

**Таблица 6.4: Рекомендуемые кривые потери устойчивости при плоском изгибе с закручиванием для поперечных сечений в формуле (6.56)**

Поперечное сечение	Пределы	Кривая потери устойчивости
Прокатные двутавровые сечения	$h/b < 2$	<b>a</b>
	$h/b > 2$	<b>b</b>
Сварные двутавровые сечения	$h/b < 2$	<b>c</b>
	$h/b > 2$	<b>d</b>
Другие поперечные сечения	-	<b>d</b>

(3) Значения понижающего коэффициента  $\chi_{LT}$  при соответствующей условной гибкости  $\bar{\lambda}_{LT}$  можно определить по рисунку 6.4.

(4) При условной гибкости  $\bar{\lambda}_{LT} \leq \bar{\lambda}_{LT,0}$  (см. 6.3.2.3) или при  $\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq \bar{\lambda}_{LT,0}^2$  (см. 6.3.2.3) проверкой устойчивости при плоском изгибе с закручиванием можно пренебречь.

### 6.3.2.3 Кривые потери устойчивости при плоском изгибе с закручиванием для прокатных или эквивалентных сварных поперечных сечений

(1) Для изгибаемых прокатных или эквивалентных сварных сечений значения  $\chi_{LT}$  для соответствующей условной гибкости можно определить по формуле:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}} \text{ но } \begin{cases} \chi_{LT} \leq 1,0 \\ \chi_{LT} \leq \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \end{cases} \quad (6.57)$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

**ПРИМЕЧАНИЕ** Параметры  $\bar{\lambda}_{LT,0}$  и  $\beta$  и любые обоснованные ограничения, касающиеся высоты балки и отношения  $h/b$ , могут быть приведены в Национальном Приложении. Для прокатных и эквивалентных сварных сечений рекомендуются следующие значения:

$$\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4 \text{ (максимальное значение)}$$

$$\beta = 0,75 \text{ (минимальное значение)}$$

Рекомендации по кривым потери устойчивости приведены в таблице 6.5.

**Таблица 6.5: Рекомендации по выбору кривой потери устойчивости при изгибе с закручиванием для поперечных сечений в формуле (6.57)**

Поперечные сечения	Пределы	Кривая потери устойчивости
Прокатные	$h/b < 2$	<b>b</b>
двутавровые сечения	$h/b > 2$	<b>c</b>
Сварные	$h/b < 2$	<b>c</b>
двутавровые сечения	$h/b > 2$	<b>d</b>

(2) Для учёта изменения изгибающего момента между элементами бокового раскрепления, понижающий коэффициент  $\chi_{LT}$  можно скорректировать следующим образом:

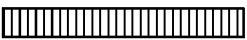
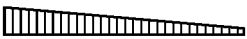






$$\chi_{LT,mod} = \frac{\chi_{LT}}{f} \text{ но } \chi_{LT,mod} \leq 1 \quad (6.58)$$

**ПРИМЕЧАНИЕ** Значения  $f$  могут быть приведены в Национальном Приложении. Рекомендуются следующие минимальные значения:

$$f = 1 - 0,5(1 - k_c) [1 - 2,0(\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2] \text{ но } f \leq 1,0$$

$k_c$  — поправочный коэффициент в соответствии с таблицей 6.6.

Таблица 6.6: Поправочные коэффициенты  $k_c$ 

Эпюра моментов	$k_c$
 $\psi = 1$	1,0
 $-1 \leq \psi \leq 1$	$\frac{1}{1,33 - 0,33\psi}$
  	0,94 0,90 0,91
  	0,86 0,77 0,82

#### 6.3.2.4 Упрощённый метод для раскрепленных балок в сооружениях.

(1)В Элементы с дискретным боковым раскреплением сжатых полок не испытывают потерю устойчивости при изгибе с закручиванием если длина  $L_c$  между раскреплением или результирующая гибкость  $\bar{\lambda}_f$  эквивалентной сжатой полки удовлетворяют условию:

$$\bar{\lambda}_f = \frac{k_c L_c}{i_{f,z} \lambda_1} \leq \bar{\lambda}_{c0} \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Ed}} \quad (6.59)$$

где  $M_{y,Ed}$  — максимальное расчётное значение изгибающего момента в точке раскрепления

$$M_{c,Rd} = W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$W_y$  — момент сопротивления сечения, соответствующий сжатой полке

$k_c$  — поправочный коэффициент для гибкости, учитывающий изменение изгибающего момента между элементами бокового раскрепления, см. таблицу 6.6

$i_{f,z}$  — радиус инерции эквивалентной сжатой полки, состоящей из сжатой полки плюс 1/3 сжатой части площади стенки, относительно второстепенной оси сечения

$\bar{\lambda}_{c0}$  — предельное значение условной гибкости эквивалентной сжатой полки, определенной выше

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (f_y \text{ в Н/мм}^2)$$

**ПРИМЕЧАНИЕ 1В** Для поперечных сечений 4 класса  $i_{f,z}$  может приниматься равным

$$i_{f,z} = \sqrt{\frac{I_{\text{eff},f}}{A_{\text{eff},f} + \frac{1}{3}A_{\text{eff},w,c}}}$$



где  $I_{\text{eff},f}$  — эффективный момент инерции сечения сжатой полки относительно второстепенной оси сечения

$A_{\text{eff},f}$  — эффективная площадь сечения сжатой полки

$A_{\text{eff},w,c}$  — эффективная площадь сечения сжатой части стенки

**ПРИМЕЧАНИЕ 2В** Предельное значение условной гибкости  $\bar{\lambda}_{c,0}$  может быть приведено в Национальном Приложении. Рекомендуемое предельное значение  $\bar{\lambda}_{c,0} = \bar{\lambda}_{LT,0} + 0.1$ , см. 6.3.2.3

(2)В Если условная гибкость сжатой полки  $\bar{\lambda}_f$  превышает предел, установленный в (1)В, расчётный критический момент потери плоской формы изгиба с закручиванием можно принимать по формуле:

$$M_{b,Rd} = k_{f\ell} \chi M_{c,Rd} \quad \text{но} \quad M_{b,Rd} \leq M_{c,Rd} \quad (6.60)$$

где  $\chi$  — понижающий коэффициент для эквивалентной сжатой полки, определяемый по  $\bar{\lambda}_f$

$k_{f\ell}$  — поправочный коэффициент, учитывающий консерватизм метода эквивалентной сжатой полки

**ПРИМЕЧАНИЕ В** Поправочный коэффициент может быть приведен в Национальном Приложении. Рекомендуемое значение —  $k_{f\ell} = 1,10$ .

(3)В Кривые потери устойчивости для (2)В следует принимать следующим образом:

кривая **d** для сварных сечений, удовлетворяющих условию:  $\frac{h}{t_f} \leq 44\varepsilon$

кривая **c** для всех остальных сечений

где  $h$  — полная высота поперечного сечения

$t_f$  — толщина сжатой полки

**ПРИМЕЧАНИЕ В** При потере устойчивости плоской формы изгиба с закручиванием элементов строительных конструкций с боковыми раскреплениями см. также Приложение ВВ.3.

### 6.3.3 Сжато-изгибаемые (внецентренножатые) элементы постоянного сечения

(1) Если анализ второго порядка проводится с учетом отклонений, указанных в 5.3.2, проверку на устойчивость элементов постоянного сечения, с двумя осями симметрии, не испытывающих деформации искривления, следует выполнять в соответствии со следующими главами, в которых различают:

- элементы, не испытывающие деформации кручения, например, круглые пустотелые сечения или сечения, раскрепленные от кручения
- элементы, испытывающие деформации кручения, например, элементы открытого сечения и не раскрепленные от кручения.

(2) Кроме того, несущая способность поперечного сечения на каждом конце элемента должна удовлетворять требованиям, приведенным в 6.2.

**ПРИМЕЧАНИЕ 1** Формулы основаны на анализе работы сжато-изгибаемых (внецентренножатых) свободно опертых однопролётных элементов с шарнирным опиранием концов с непрерывным или прерывистым боковым раскреплением.

**ПРИМЕЧАНИЕ 2** В случае невыполнения условий, приведенных в (1) и (2), см. 6.3.4.

(3) Проверка прочности элементов конструктивных систем может выполняться для отдельных однопролётных элементов «вырезанных» из системы. Эффекты второго порядка (P-Δ-эффекты) в системах подверженных перекосу должны учитываться либо введением концевых моментов в элемент, либо изменением соответствующей расчетной длины, см. 5.2.2(3)с) и

(4) Для сжато-изгибаемых (внецентренножатых) элементов должны выполняться условия:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} \leq 1 \quad (6.61)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} \leq 1 \quad (6.62)$$

где  $N_{Ed}$ ,  $M_{y,Ed}$  и  $M_{z,Ed}$  — расчётные значения сжимающей силы и максимальных моментов относительно осей y-y и z-z соответственно

$\Delta M_{y,Ed}$ ,  $\Delta M_{z,Ed}$  — моменты от смещения центра тяжести в соответствии с 6.2.9.3 для сечений 4 класса, см. таблицу 6.7,

$\chi_y$  и  $\chi_z$  — понижающие коэффициенты продольного изгиба, см. 6.3.1

$\chi_{LT}$  — понижающий коэффициент при потере устойчивости плоского изгиба с закручиванием, см. 6.3.2

$k_{yy}$ ,  $k_{yz}$ ,  $k_{zy}$ ,  $k_{zz}$  — коэффициенты взаимодействия

**Таблица 6.7: Значения  $N_{Rk} = f_y A_i$ ,  $M_{i,Rk} = f_y W_i$  и  $\Delta M_{i,Ed}$**

Класс	1	2	3	4
$A_i$	A	A	A	$A_{eff}$
$W_y$	$W_{pl,y}$	$W_{pl,y}$	$W_{el,y}$	$W_{eff,y}$
$W_z$	$W_{pl,z}$	$W_{pl,z}$	$W_{el,z}$	$W_{eff,z}$
$\Delta M_{y,Ed}$	0	0	0	$E H_{y,z} N_{Ed}$
$\Delta M_{z,Ed}$	0	0	0	$E H_{y,z} N_{Ed}$

**ПРИМЕЧАНИЕ** Для элементов, не испытывающих деформацию кручения  $\chi_{LT}$ , принимать  $\chi_{LT} = 1,0$ .

(5) Коэффициенты взаимодействия  $k_{yy}$ ,  $k_{yz}$ ,  $k_{zy}$ ,  $k_{zz}$  зависят от выбранного метода.

**ПРИМЕЧАНИЕ 1** Коэффициенты взаимодействия  $k_{yy}$ ,  $k_{yz}$ ,  $k_{zy}$  и  $k_{zz}$  получены двумя альтернативными методами. Значения этих коэффициентов могут быть определены по Приложению А (альтернативный метод 1) или по Приложению В (альтернативный метод 2).

**ПРИМЕЧАНИЕ 2** Выбор между 1 и 2 альтернативными методами может приводиться в Национальном Приложении.

**ПРИМЕЧАНИЕ 3** Для упрощения, проверки могут осуществляться только в области упругих деформаций.

### 6.3.4 Общий метод проверки устойчивости элементов конструкций при изгибе

(1) Этот метод можно использовать в случае, если не применимы методы, приведенные в 6.3.1, 6.3.2 и 6.3.3. Он позволяет проверить общую устойчивость при изгибе таких строительных конструкций как

- отдельные элементы, составного или сплошного, постоянного или переменного сечения, со сложными или простыми условиями опирания, либо
- плоские рамы или части рам, состоящие из сжатых и/или плоскоизогнутых элементов, но не содержащих пластических шарниров.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Национальное приложение может устанавливать пределы и область применения этого метода.

(2) Общую устойчивость из плоскости для любых конструктивных элементов, соответствующих условиям (1), можно проверить по:

$$\frac{\chi_{op} \alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} \geq 1,0 \quad (6.63)$$

где  $\alpha_{ult,k}$  — минимальный коэффициент увеличения расчётных нагрузок для достижения нормативного значения несущей способности по устойчивости самого критического поперечного сечения конструктивного элемента при рассмотрении его работы в плоскости без учёта потери устойчивости плоской формы изгиба с закручиванием или без закручивания, но с учётом всех эффектов, обусловленных геометрической деформацией в плоскости и, при необходимости, общими и локальными отклонениями;

$\chi_{op}$  — понижающий коэффициент для условной гибкости  $\bar{\lambda}_{op}$ , см. (3), для учёта потери устойчивости плоской формы изгиба с закручиванием или нет.

(3) Общую условную гибкость  $\bar{\lambda}_{op}$  элементов конструкций следует определять по формуле:

$$\bar{\lambda}_{op} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr,op}}} \quad (6.64)$$

где  $\alpha_{ult,k}$  — определено в (2)

$\alpha_{cr,op}$  — минимальный коэффициент увеличения расчётных нагрузок в плоскости для достижения конструктивным элементом упругого критического значения несущей способности по устойчивости при плоском изгибе или плоском изгибе с закручиванием, но без потери устойчивости при продольном изгибе

**ПРИМЕЧАНИЕ** При определении  $\alpha_{cr,op}$  и  $\alpha_{ult,k}$  можно использовать метод конечных элементов.

(4) Понижающий коэффициент  $\chi_{op}$  можно определить любым из следующих методов:

а) минимальное из значений

$\chi$  при плоском изгибе в соответствии с 6.3.1

$\chi_{LT}$  при плоском изгибе с закручиванием в соответствии с 6.3.2

каждое из которых рассчитано для общей условной гибкости  $\bar{\lambda}_{op}$ .

**ПРИМЕЧАНИЕ** Например, если  $\alpha_{ult,k}$  определяется поперечным сечением выражением

$$\frac{1}{\alpha_{ult,k}} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}}, \text{ то условие принимает следующий вид:} \quad (6.65)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rk}/\gamma_{M1}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}/\gamma_{M1}} \leq \chi_{op}$$

б) значение, полученное при интерполяции между значениями  $\chi$  и  $\chi_{LT}$ , как определено в а), с использованием формулы для коэффициента  $\alpha_{ult,k}$  соответствующего критическому поперечному сечению

**ПРИМЕЧАНИЕ** Например, если  $\alpha_{ult,k}$  определяется поперечным сечением выражением

$$\frac{1}{\alpha_{ult,k}} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}}, \text{ то условие принимает следующий вид:}$$

$$\frac{N_{ЭЛ}}{\chi N_{ЭЛ} / \gamma_{М}} + \frac{M_{yЭЛ}}{\chi_{ЛТ} M_{yЭЛ} / \gamma_{М}} \leq 1$$

(6.66)

### 6.3.5 Потеря устойчивости при плоском изгибе с закручиванием элементов с пластическими шарнирами

#### 6.3.5.1 Общие сведения

(1) В Конструкции могут рассчитываться с учетом пластики при условии недопущения потери устойчивости при изгибе с закручиванием в раме следующими способами:

- раскрепление в местах образования пластических шарниров, см. 6.3.5.2, и
- проверка устойчивой длины участка между такими точками и точками раскрепления из плоскости, см. 6.3.5.3

(2) В Если при всех сочетаниях нагрузок в предельном состоянии не образуется пластический шарнир, никаких раскреплений не требуется.

#### 6.3.5.2 Раскрепления пластических шарниров

(1) В Во всех местах образования пластических шарниров поперечное сечение должно быть эффективно раскреплено от смещения и кручения с достаточной несущей способностью поперечным силам и кручению, вызываемых местными пластическими деформациями элемента в этих местах.

(2) В Эффективное раскрепление должно быть обеспечено

- в изгибаемых и сжато-изгибаемых элементах – боковым раскреплением обеих полок. Оно может быть обеспечено боковым закреплением одной полки и жёстким закреплением поперечного сечения от кручения, препятствующим боковому смещению сжатой полки относительно растянутой полки см. рисунок 6.5.
- в изгибаемых и растянуто-изгибаемых элементах, соприкасающихся сжатой полкой с плитой перекрытия, – раскреплением от смещения и кручения сжатой полки (например, при присоединении её к плите, см. рисунок 6.6). Для более гибких сечений (по сравнению с прокатными двутаврами) в местах образования пластического шарнира следует предупреждать искривление поперечного сечения (например, при помощи присоединения ребра жёсткости стенки балки к сжатой полке жёстко соединенной с плитой).

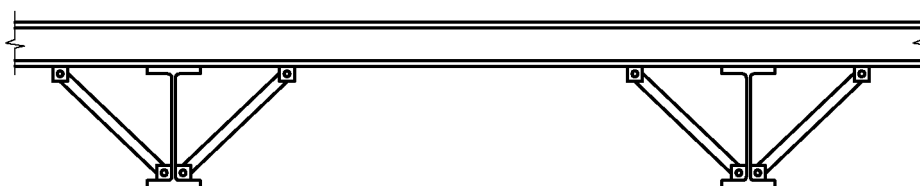
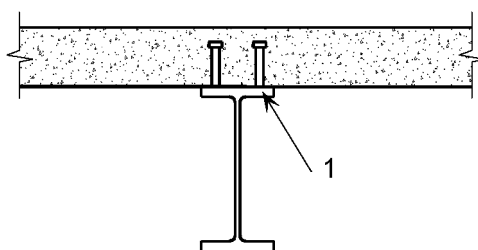


Рисунок 6.5: Типовое жёсткое закрепление от кручения



1 сжатая полка

Рисунок 6.6: Типовое раскрепление от смещения и кручения сжатой полки плитой

(3)В Во всех местах, где образуется пластический шарнир, соединение (например болтовое) между сжатой полкой и раскрепляющим элементом в этом месте (например прогоном), или любым промежуточным элементом (например раскосом), должно быть рассчитано на восприятие локальной силы, равной не менее 2,5% от  $N_{f,Ed}$  (определенного в 6.3.5.2(5)В), передаваемое полкой в её плоскости и перпендикулярной плоскости стенки, без всякого сочетания с другими нагрузками

(4)В При невозможности раскрепить непосредственно место образования пластического шарнира, его следует раскрепить на расстоянии не более  $h/2$  вдоль элемента, где  $h$  — полная высота в месте образования пластического шарнира.

(5)В При расчёте системы связей, см. 5.3.3, необходимо проверить условие (кроме проверки по отклонениям в соответствии с 5.3.3), что система связей способна воспринять действие локальных нагрузок  $Q_m$ , приложенных к каждому устойчивому элементу в местах образования пластического шарнира, равных:

$$Q_m = 1,5 \alpha_m \frac{N_{f,Ed}}{100} \quad (6.67)$$

где  $N_{f,Ed}$  — продольное усилие в сжатой полке устойчивого элемента в месте образования пластического шарнира;

$\alpha_m$  — в соответствии с 5.3.3(1).

**ПРИМЕЧАНИЕ** При сочетании с внешней нагрузкой см. также 5.3.3(5).

### 6.3.5.3 Проверка устойчивости длины участка

(1)В Проверка на устойчивость при изгибе с закручиванием участков между раскреплениями может выполняться проверкой условия, что длина между раскреплениями не превышает устойчивую длину.

Для двутавровых балок постоянного сечения, для которых выполняются условия  $\frac{h}{t_f} \leq 40\varepsilon$ , линейное распределение моментов и незначительное осевое сжатие, устойчивая длина может быть определена следующим образом:

$$\begin{aligned} L_{stable} &= 35 \varepsilon i_z && \text{при} && 0,625 \leq \psi \leq 1 \\ L_{stable} &= (60 - 40\psi) \varepsilon i_z && \text{при} && -1 \leq \psi \leq 0,625 \end{aligned} \quad (6.68)$$

$$\text{где} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y [\text{N/mm}^2]}}$$

$$\psi = \frac{M_{Ed,min}}{M_{pl,Rd}} = \text{отношению концевых моментов на участке}$$

**ПРИМЕЧАНИЕ В** Для определения устойчивой длины участка см. также Приложение ВВ.3.

(2)В Если место образования пластического шарнира оказывается в непосредственной близости от одного из концов вута, то участок переменной высоты не следует рассматривать как участок, прилегающий к месту образования пластического шарнира, если выполняются следующие условия:

- раскрепление в месте образования пластического шарнира должно быть предусмотрено на расстоянии не более  $h/2$  вдоль участка переменной высоты, но не участка постоянного сечения;
- сжатая полка вута работает упругой стадии по всей своей длине.

**ПРИМЕЧАНИЕ В** Подробнее см. Приложение ВВ.3.

## 6.4 Сжатые сквозные элементы постоянного сечения

### 6.4.1 Общие сведения

(1) Сжатые сквозные элементы постоянного сечения с шарнирно неподвижными опорами, должны проектироваться по следующей модели, см. рисунок 6.7.

1. Элемент может рассматриваться как колонна, с начальным искривлением  $e_0 = \frac{L}{500}$
2. Упругие деформации элементов раскосной или планочной решётки, см. рисунок 6.7, могут рассматриваться с учётом постоянной (размазанной) жёсткости колонны на срез  $S_V$ .

**ПРИМЕЧАНИЕ** При других условиях опирания могут быть внесены соответствующие изменения.

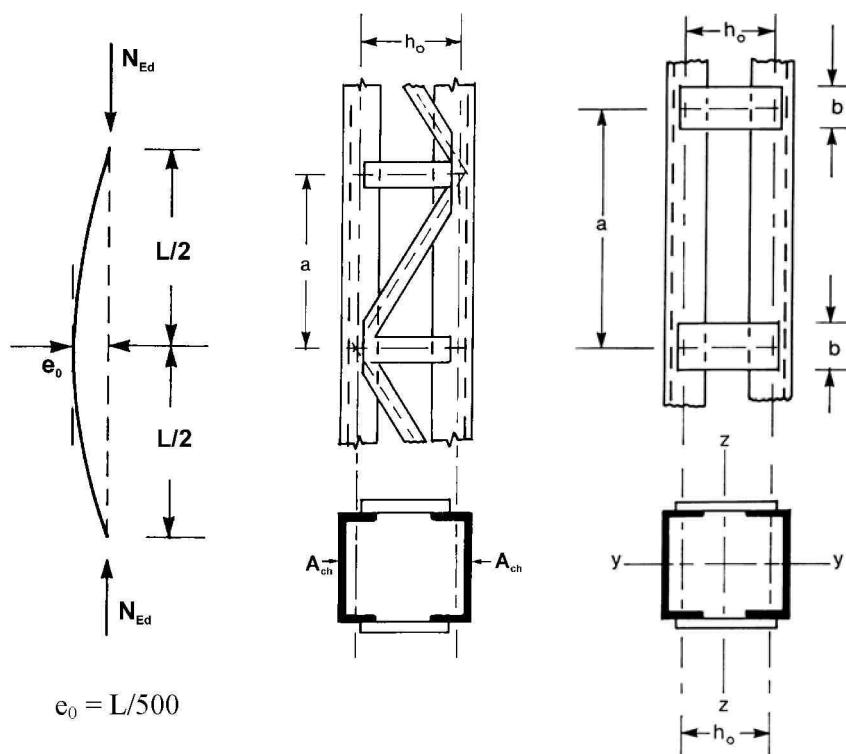
(2) Модель сжатого сквозного элемента постоянного сечения применяется в следующих случаях:

1. панели раскосной или планочной решётки постоянной длины и параллельными поясами
2. минимальное число панелей в элементе равно трём.

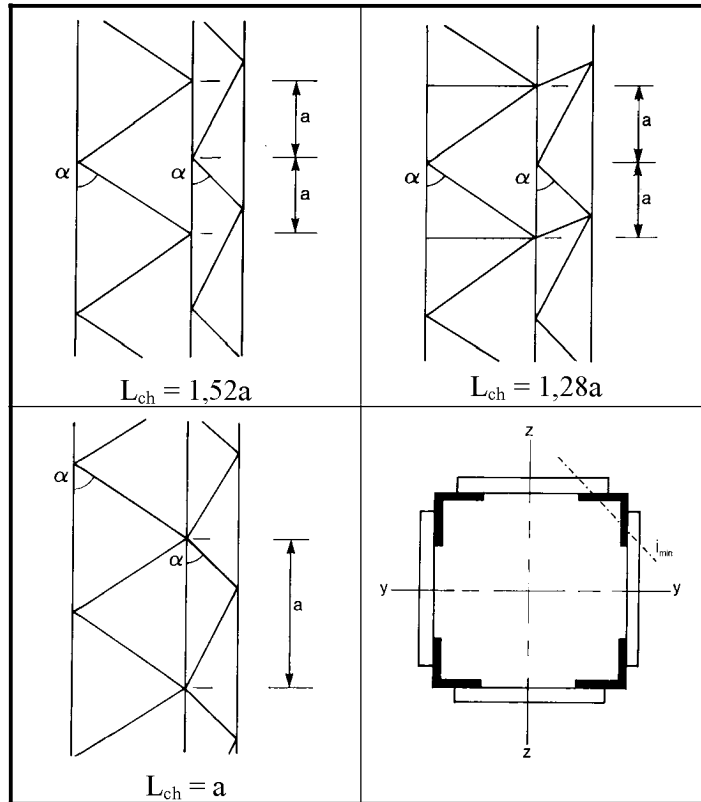
**ПРИМЕЧАНИЕ** Это допущение позволяет рассматривать дискретную конструкцию как сплошную.

(3) Данный метод проектирования применим для сквозных элементов с раскосной решёткой в двух плоскостях, см. рисунок 6.8.

(4) Пояса могут быть сплошными элементами или соединены раскосной или планочной решёткой в перпендикулярной плоскости.



**Рисунок 6.7: Сквозные колонны постоянного сечения с раскосной и планочной решёткой**



**Рисунок 6.8: Раскосная решётка по четырём сторонам и расчётная длина поясов  $L_{ch}$**

(5) При проверке поясов используют расчётные поясные усилия  $N_{ch,Ed}$  от сжимающих усилий  $N_{Ed}$  и моментов  $M_{Ed}$  в середине пролёта сквозного элемента.

(6) Для элемента с двумя одинаковыми поясами расчётное усилие  $N_{ch,Ed}$  следует определять по формуле:

$$N_{ch,Ed} = 0,5N_{Ed} + \frac{M_{Ed}h_0A_{ch}}{2I_{eff}} \quad (6.69)$$

где 
$$M_{Ed} = \frac{N_{Ed}e_0 + M_{Ed}^I}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}} - \frac{N_{Ed}}{S_v}}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI_{eff}}{L^2} \text{ — эффективное критическое усилие в сквозном элементе}$$

$N_{Ed}$  — расчётное значение сжимающей силы, действующей на сквозной элемент

$M_{Ed}$  — расчётное значение максимального момента, возникающего в центре тяжести сквозного элемента, включая эффекты второго порядка

$M_{Ed}^I$  — расчётное значение максимального момента, возникающего в центре тяжести сквозного элемента, не включая эффекты второго порядка

$h_0$  — расстояние между центрами тяжести поясов

$A_{ch}$  — площадь поперечного сечения одного пояса

$I_{eff}$  — эффективный момент инерции сечения сквозного элемента, см. 6.4.2 и 6.4.3

$S_v$  — сдвиговая жёсткость панели с раскосной или планочной решёткой, см. 6.4.2 и 6.4.3.

(7) Проверка раскосов в сквозных элементах с раскосной решеткой или планок на изгиб и срез в сквозных элементах с планочной решеткой должна выполняться для крайней панели с учётом усилия среза, возникающего в сквозном элементе:

$$V_{Ed} = \pi \frac{M_{Ed}}{L} \tag{6.70}$$

### 6.4.2 Сжатые элементы с раскосной решёткой

#### 6.4.2.1 Несущая способность сжатых элементов с раскосной решеткой

(1) Пояса и раскосы, работающие на сжатие, должны рассчитываться на устойчивость.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Вторичными моментами можно пренебречь.

(2) Проверка поясов на устойчивость производится из условия:

$$\frac{N_{ch,Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \tag{6.71}$$

где  $N_{ch,Ed}$  — расчётное сжимающее усилие в центре тяжести пояса сквозного элемента, в соответствии с 6.4.1(6)

и  $N_{b,Rd}$  — расчётное значение несущей способности при продольном изгибе пояса с расчетной длиной  $L_{ch}$  по рисунку 6.8.

(3) Жёсткость раскосной решётки на срез  $S_V$  следует принимать по рисунку 6.9.

(4) Эффективный момент инерции сечения сквозных элементов с раскосной решёткой можно определить по формуле:

$$I_{eff} = 0,5h_0^2 A_{ch} \tag{6.72}$$

Система			
$S_V$	$\frac{nEA_d ah_0^2}{2d^3}$	$\frac{nEA_d ah_0^2}{d^3}$	$\frac{nEA_d ah_0^2}{d^3 \left[ 1 + \frac{A_d h_0^3}{A_v d^3} \right]}$
<p><math>n</math> — число плоскостей решётки  <math>A_d</math> и <math>A_v</math> соответствуют площади поперечного сечения элементов решетки</p>			

**Рисунок 6.9: Жёсткость на срез элементов раскосной решётки сквозных элементов**

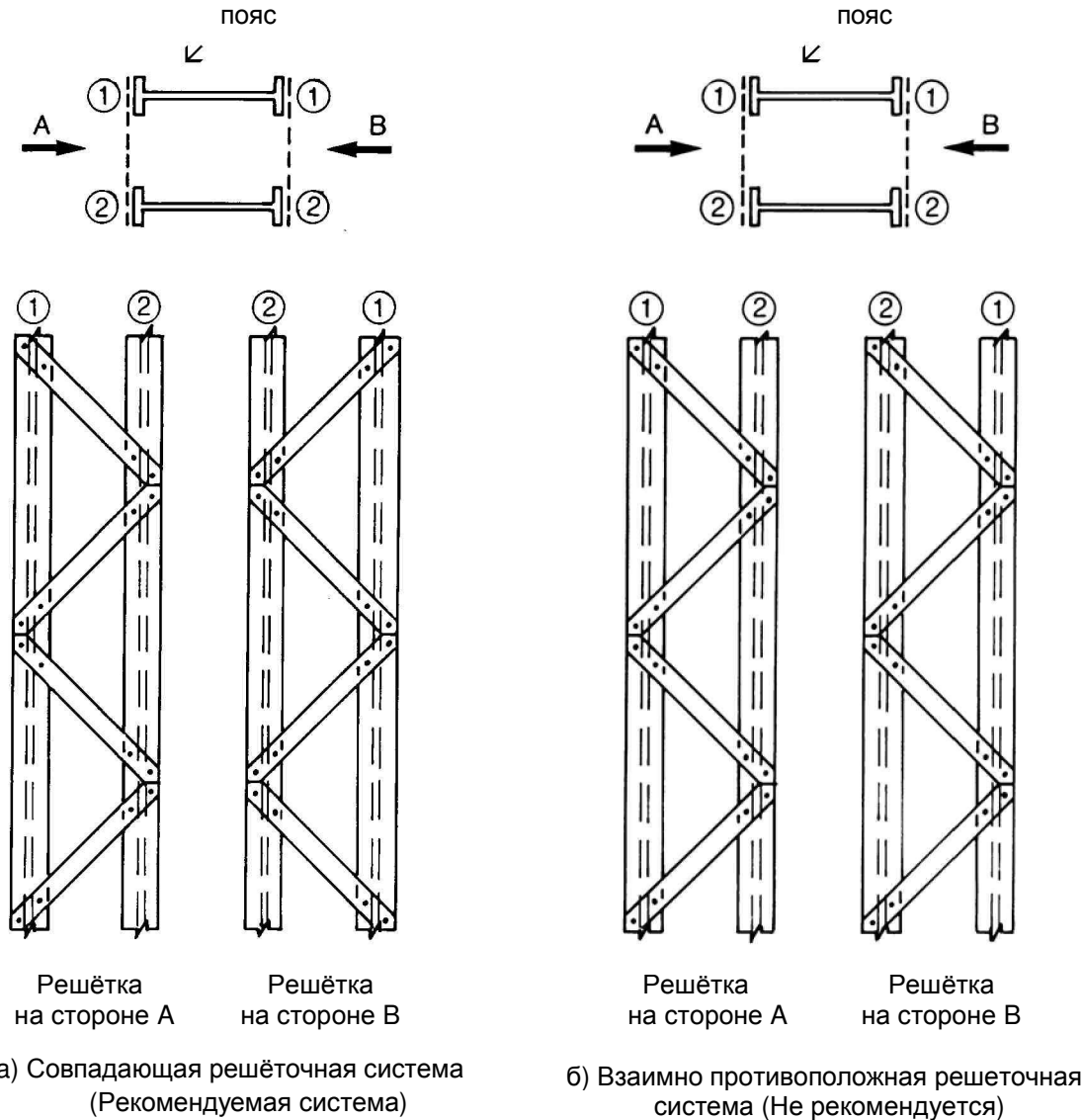
#### 6.4.2.2 Детали конструирования

(1) Решетка с двумя плоскостями одиночных раскосов на противоположных сторонах сквозного элемента должна соответствовать решетке на рисунке 6.10(а), устроенной так, что раскосы одной стороны повторяют другую.



(2) Если решетка с двумя плоскостями одиночных раскосов на противоположных сторонах сквозного элемента располагается в противоположных направлениях, как показано на рисунке 6.10(б), то при расчёте следует учитывать результирующий эффект закручивания в элементе.

(3) Связевые панели должны быть устроены в крайних панелях решетки, в местах прерывания элементов решётки и в местах соединения с другими элементами.



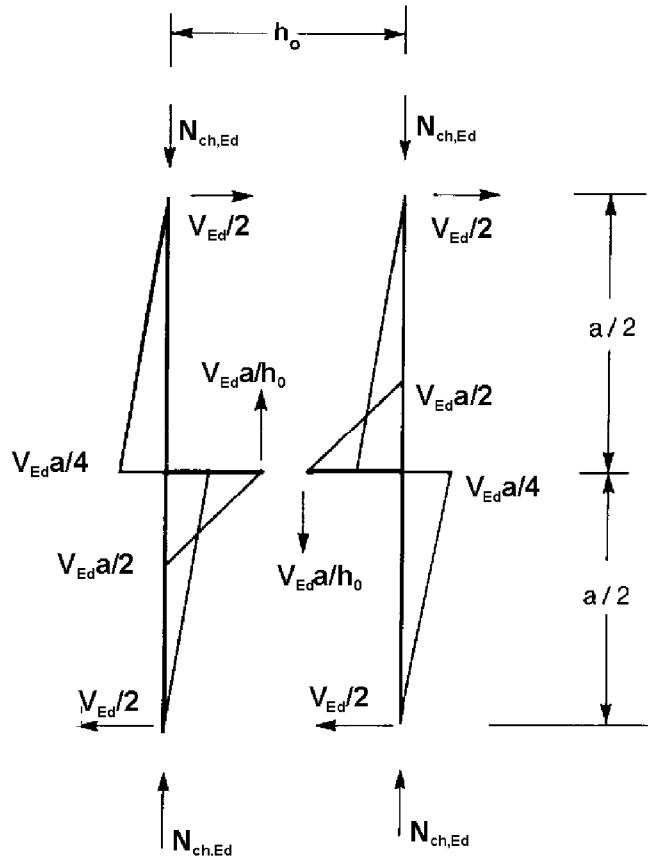
**Рисунок 6.10: Решетка с двумя плоскостями одиночных раскосов на противоположных сторонах сквозного элемента**

### 6.4.3 Сжатые элементы с планочной решеткой

#### 6.4.3.1 Несущая способность сжатых элементов с планочной решеткой

(1) Пояса, планки и их соединения с поясами должны проверяться на действующие моменты и силы на концах и в середине панели, как показано на рисунке 6.11.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Для упрощения, максимальные усилия в поясах  $N_{ch,Ed}$  могут объединяться с максимальным поперечным усилием среза  $V_{Ed}$ .



**Рисунок 6.11: Моменты и усилия на концах панели сквозного элемента с планочной решеткой**

(2) Сдвиговая жёсткость  $S_v$  следует определять по формуле:

$$S_v = \frac{24EI_{ch}}{a^2 \left[ 1 + \frac{2I_{ch}}{nI_b} \frac{h_0}{a} \right]} \leq \frac{2\pi^2 EI_{ch}}{a^2} \quad (6.73)$$

(3) Эффективный момент инерции сечения сквозного элемента с планочной решеткой может приниматься по формуле:

$$I_{eff} = 0,5h_0^2 A_{ch} + 2\mu I_{ch} \quad (6.74)$$

где  $I_{ch}$  — момент инерции сечения одного пояса в плоскости решетки

$I_b$  — момент инерции сечения одной планки в плоскости решетки

$\mu$  — коэффициент эффективности из таблицы 6.8

$n$  — число плоскостей планочной решётки

**Таблица 6.8: Коэффициент эффективности  $\mu$**

Критерий	Коэффициент эффективности $\mu$
$\lambda \geq 150$	0
$75 < \lambda < 150$	$\mu = 2 - \frac{\lambda}{75}$
$\lambda \leq 75$	1,0
где $\lambda = \frac{L}{i_0}$ ; $i_0 = \sqrt{\frac{I_1}{2A_{ch}}}$ ; $I_1 = 0,5h_0^2 A_{ch} + 2I_{ch}$	

### 6.4.3.2 Детали проектирования

- (1) Планки должны быть размещены на каждом конце элемента.
- (2) Если предусмотрены параллельные плоскости планок, планки в каждой плоскости должны располагаться друг напротив друга.
- (3) Планки должны также быть предусмотрены в промежуточных точках, где приложены нагрузки или обеспечено боковое раскрепление.

### 6.4.4 Составные элементы

(1) Сжатые составные элементы с соприкасающимися или близко расположенными поясами, соединённые прокладками, см. рисунок 6.12, или уголковые элементы типа «звезда», соединённые парой планок в двух перпендикулярных плоскостях, см. рисунок 6.13, следует проверять на устойчивость как сплошные элементы, пренебрегая эффектом жёсткости на срез ( $S_V = \infty$ ), при выполнении условий таблицы 6.9.

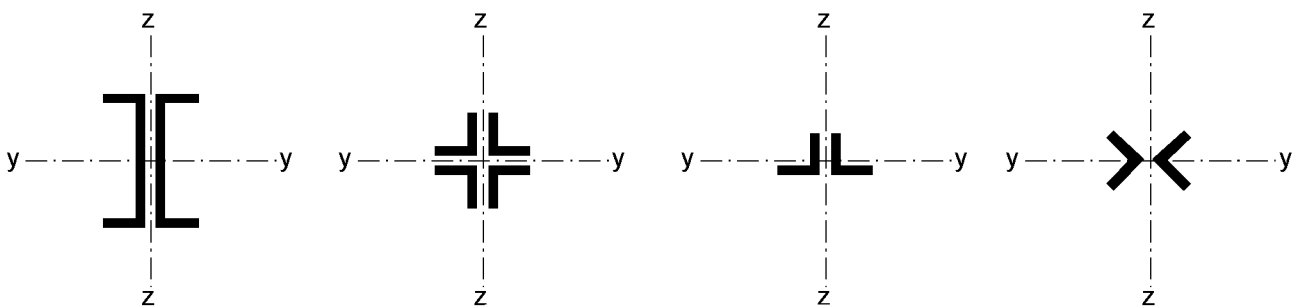


Рисунок 6.12: Составные элементы

Таблица 6.9: Максимальные расстояния для объединительных деталей в составных элементах или уголковых элементов, соединёнными планками по типу «звезда»

Тип составного элемента	Максимальное расстояние между объединительными деталями *)
Элементы, приведенные на рисунке 6.12, соединённые на болтах или сваркой	$15 i_{\min}$
Элементы, приведенные на рисунке 6.13, соединённые парой планок	$70 i_{\min}$
*) расстояние между центрами объединительных деталей $i_{\min}$ — минимальный радиус инерции одного пояса или уголка	

- (2) Величину усилия среза, передаваемую пластинами, следует определять по 6.4.3.1(1).
- (3) В случае применения неравнополочных уголков, см. рисунок 6.13, устойчивость относительно оси y-y может быть проверена с:

$$i_y = \frac{i_0}{1,15} \quad (6.75)$$

где  $i_0$  — минимальный радиус инерции составного элемента.

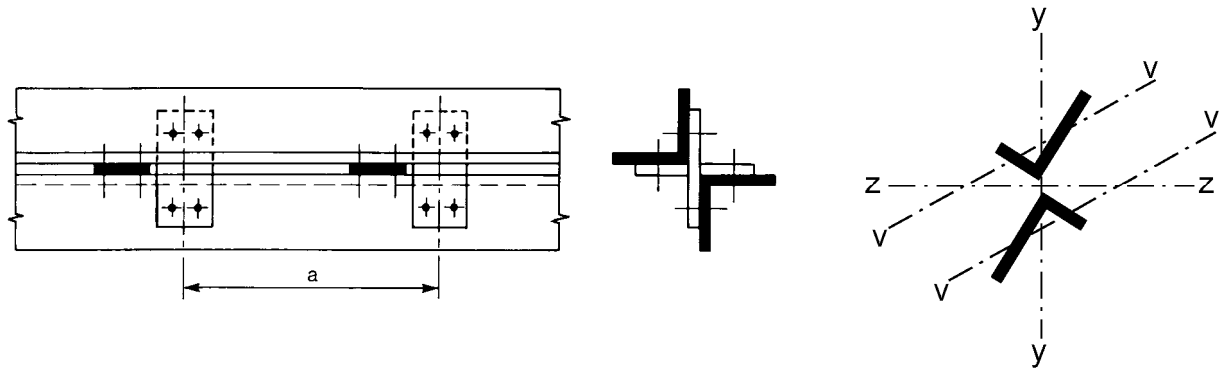


Рисунок 6.13: Угловые элементы, соединённые по типу «звезда»

## 7 Предельные состояния второй группы

### 7.1 Общие положения

- (1) Стальные конструкции следует проектировать и возводить с обеспечением требований предельных состояний второй группы.
- (2) Основные требования предельных состояний второй группы приводятся в 3.4 ЕН 1990.
- (3) Предельные состояния второй группы, соответствующие им нагрузки и расчетная модель следует устанавливать для конкретного проекта.
- (4) Если при расчете по первой группе предельных состояний учитывается пластика, то перераспределение моментов и сил нужно учитывать и при расчете по второй группе предельных состояний.

### 7.2 Предельные состояния второй группы для зданий

#### 7.2.1 Отклонения по вертикали

(1)В Согласно ЕН 1990 – Приложение А1.4 предельные значения отклонений по вертикали, соответствующие рисунку А1.1, следует определять для каждого проекта в отдельности и согласовывать с заказчиком.

**ПРИМЕЧАНИЕ В** Предельные значения отклонений могут быть установлены в Национальном Приложении.

#### 7.2.2 Отклонения по горизонтали

(1)В Согласно ЕН 1990 – Приложение А1.4 предельные значения отклонений по горизонтали, соответствующие рисунку А1.1, следует определять для каждого проекта в отдельности и согласовывать с заказчиком.

**ПРИМЕЧАНИЕ В** Предельные значения отклонений могут быть установлены в Национальном Приложении.

#### 7.2.3 Динамические эффекты

(1)В Согласно ЕН 1990 – Приложение А1.4, вибрации конструкций, по которым могут ходить люди, должны быть ограничены для исключения существенного дискомфорта для них, и предельные значения следует определять для каждого проекта в отдельности и согласовывать с заказчиком.

**ПРИМЕЧАНИЕ В** Предельные значения вибрации могут быть установлены в Национальном Приложении.

## Приложение А [справочное] – Метод 1: Коэффициенты взаимодействия $k_{ij}$ для формул в 6.3.3(4)

### Таблица А.1: Коэффициенты взаимодействия $k_{ij}$ (6.3.3(4))

Коэффициенты взаимодействия	Расчетные предположки	
	упругие свойства поперечного сечения класс 3, класс 4	пластические свойства поперечного сечения класс 1, класс 2
$k_{yy}$	$C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \frac{1}{C_{yy}}$
$k_{yz}$	$C_{mz} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$	$C_{mz} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \frac{1}{C_{yz}} 0,6 \sqrt{\frac{w_z}{w_y}}$
$k_{zy}$	$C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \frac{1}{C_{zy}} 0,6 \sqrt{\frac{w_y}{w_z}}$
$k_{zz}$	$C_{mz} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$	$C_{mz} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \frac{1}{C_{zz}}$

Вспомогательные обозначения:

$\mu_y = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}{1 - \chi_y \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{yy} = 1 + (w_y - 1) \left[ \left( 2 - \frac{1,6}{w_y} C_{my}^2 \bar{\lambda}_{max} - \frac{1,6}{w_y} C_{my}^2 \bar{\lambda}_{max}^2 \right) n_{pl} - b_{LT} \right] \geq \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}}$
$\mu_z = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}{1 - \chi_z \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$	$C_{yz} = 1 + (w_z - 1) \left[ \left( 2 - 14 \frac{C_{mz}^2 \bar{\lambda}_{max}^2}{w_z^5} \right) n_{pl} - c_{LT} \right] \geq 0,6 \sqrt{\frac{w_z}{w_y}} \frac{W_{el,z}}{W_{pl,z}}$
$w_y = \frac{W_{pl,y}}{W_{el,y}} \leq 1,5$	$C_{zy} = 1 + (w_y - 1) \left[ \left( 2 - 14 \frac{C_{my}^2 \bar{\lambda}_{max}^2}{w_y^5} \right) n_{pl} - d_{LT} \right] \geq 0,6 \sqrt{\frac{w_y}{w_z}} \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}}$
$w_z = \frac{W_{pl,z}}{W_{el,z}} \leq 1,5$	$C_{zz} = 1 + (w_z - 1) \left[ \left( 2 - \frac{1,6}{w_z} C_{mz}^2 \bar{\lambda}_{max} - \frac{1,6}{w_z} C_{mz}^2 \bar{\lambda}_{max}^2 \right) n_{pl} - e_{LT} \right] \geq \frac{W_{el,z}}{W_{pl,z}}$
$n_{pl} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk} / \gamma_{M1}}$	$\text{Где } b_{LT} = 0,5 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0^2}{\chi_{LT}} \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,y,Rd}} \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,Rd}}$
$C_{my} \text{ см. таблицу А.2}$	$\text{Где } c_{LT} = 10 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0^2}{5 + \bar{\lambda}_z^4} \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \chi_{LT} M_{pl,y,Rd}}$
$a_{LT} = 1 - \frac{I_T}{I_y} \geq 0$	$\text{Где } d_{LT} = 2 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0}{0,1 + \bar{\lambda}_z^4} \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \chi_{LT} M_{pl,y,Rd}} \frac{M_{z,Ed}}{C_{mz} M_{pl,z,Rd}}$
	$\text{Где } e_{LT} = 1,7 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0}{0,1 + \bar{\lambda}_z^4} \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \chi_{LT} M_{pl,y,Rd}}$

Таблица А.1 (продолжение)

$$\bar{\lambda}_{\max} = \max \begin{cases} \bar{\lambda}_y \\ \bar{\lambda}_z \end{cases}$$

$\bar{\lambda}_0$  = условная гибкость при изгибе с закручиванием при постоянном изгибающем моменте, т.е.  $\psi_y = 1,0$  в таблице А.2

$\bar{\lambda}_{LT}$  = условная гибкость при изгибе с закручиванием

если  $\bar{\lambda}_0 \leq 0,2\sqrt{C_1} \sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,TF}}\right)}$  :

$$C_{my} = C_{my,0}$$

$$C_{mz} = C_{mz,0}$$

$$C_{mLT} = 1,0$$

если  $\bar{\lambda}_0 > 0,2\sqrt{C_1} \sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,TF}}\right)}$  :

$$C_{my} = C_{my,0} + (1 - C_{my,0}) \frac{\sqrt{\varepsilon_y} a_{LT}}{1 + \sqrt{\varepsilon_y} a_{LT}}$$

$$C_{mz} = C_{mz,0}$$

$$C_{mLT} = C_{my}^2 \frac{a_{LT}}{\sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}\right)}} \geq 1$$

$$\varepsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \frac{A}{W_{el,y}} \text{ для сечений класса 1, 2 и 3}$$

$$\varepsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \frac{A_{eff}}{W_{eff,y}} \text{ для сечений класса 4}$$

$N_{cr,y}$  = критическая сила потери устойчивости при продольном изгибе относительно оси у-у в упругой стадии

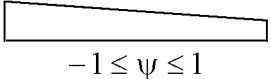
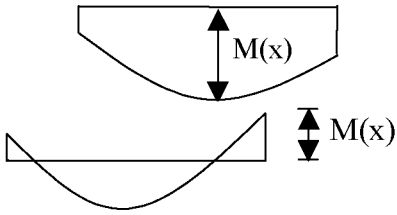
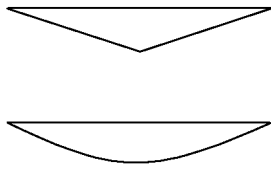
$N_{cr,z}$  = критическая сила потери устойчивости при продольном изгибе относительно оси z-z в упругой стадии

$N_{cr,T}$  = критическая сила для крутильной формы потери устойчивости в упругой стадии

$I_T$  = момент инерции поперечного сечения при свободном кручении (постоянное Сен-Венана)

$I_y$  = момент инерции сечения относительно оси у-у

Таблица А.2: Коэффициент  $C_{mi,0}$ , эквивалентный постоянному моменту

Эпюра моментов	$C_{mi,0}$
 <p><math>M_1</math> <math>\psi M_1</math> <math>-1 \leq \psi \leq 1</math></p>	$C_{mi,0} = 0,79 + 0,21\psi_i + 0,36(\psi_i - 0,33) \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$
 <p><math>M(x)</math> <math>\bar{\delta}_x</math></p>	$C_{mi,0} = 1 + \left( \frac{\pi^2 EI_i  \delta_x }{L^2  M_{i,Ed}(x) } - 1 \right) \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$ <p><math>M_{i,Ed}(x)</math> – максимальный момент <math>M_{y,Ed}</math> или <math>M_{z,Ed}</math> <math> \delta_x </math> - максимальный прогиб элемента на его длине</p>
	$C_{mi,0} = 1 - 0,18 \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$ $C_{mi,0} = 1 + 0,03 \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$

**Приложение В [справочное] – Метод 2: Коэффициенты взаимодействия  $k_{ij}$  для формул в 6.3.3(4)**

**Таблица В.1: Коэффициенты взаимодействия  $k_{ij}$  для элементов не подверженных деформациям кручения**

Коэффициенты взаимодействия	Тип сечения	Расчётные предпосылки	
		упругие свойства поперечного сечения класс 3, класс 4	пластические свойства поперечного сечения класс 1, класс 2
$k_{yy}$	I-профили RHS- профили	$C_{my} \left( 1 + 0,6 \bar{\lambda}_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left( 1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{my} \left( 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left( 1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
$k_{yz}$	I- профили RHS- профили	$k_{zz}$	$0,6 k_{zz}$
$k_{zy}$	I- профили RHS- профили	$0,8 k_{yy}$	$0,6 k_{yy}$
$k_{zz}$	I- профили	$C_{mz} \left( 1 + 0,6 \bar{\lambda}_z \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left( 1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{mz} \left( 1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left( 1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
	RHS- профили	$\leq C_{mz} \left( 1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{mz} \left( 1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left( 1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$


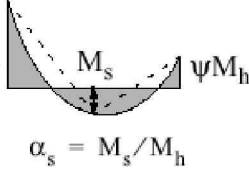
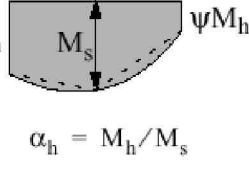
Для I- и H- профилей и прямоугольных сквозных профилей, работающих на осевое сжатие и одноосный изгиб  $M_{y,Ed}$  коэффициент  $k_{zy}$  может быть  $k_{zy} = 0$ .

**Таблица В.2 Коэффициенты взаимодействия  $k_{ij}$  для элементов, подверженных деформациям кручения**

Коэффициенты взаимодействия	Расчётные предпосылки	
	упругие свойства поперечного сечения класс 3, класс 4	пластические свойства поперечного сечения класс 1, класс 2
$k_{yy}$	$k_{yy}$ из таблицы В.1	$k_{yy}$ из таблицы В.1
$k_{yz}$	$k_{yz}$ из таблицы В.1	$k_{yz}$ из таблицы В.1
$k_{zy}$	$\left[ 1 - \frac{0,05 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25) \chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \frac{N_{Ed}}{\gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[ 1 - \frac{0,05}{(C_{mLT} - 0,25) \chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \frac{N_{Ed}}{\gamma_{M1}} \right]$	$\left[ 1 - \frac{0,1 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25) \chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \frac{N_{Ed}}{\gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[ 1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25) \chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \frac{N_{Ed}}{\gamma_{M1}} \right]$ <p>для <math>\bar{\lambda}_z &lt; 0,4</math>:</p> $k_{zy} = 0,6 + \bar{\lambda}_z \leq 1 - \frac{0,1 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25) \chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \frac{N_{Ed}}{\gamma_{M1}}$
$k_{zz}$	$k_{zz}$ из таблицы В.1	$k_{zz}$ из таблицы В.1



**Таблица В.3: Коэффициенты  $C_m$ , эквивалентные постоянному моменту в таблицах В.1 и В.2**

Эпюра моментов	границы		$C_{my}$ и $C_{mz}$ и $C_{mLT}$	
			распределенная нагрузка	сосредоточенная нагрузка
	$-1 \leq \psi \leq 1$		$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$	
 $\alpha_s = M_s/M_h$	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$-0,8\alpha_s \geq 0,4$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,1(1 - \psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2(-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$
 $\alpha_h = M_h/M_s$	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05\alpha_h(1+2\psi)$	$0,90 - 0,10\alpha_h(1+2\psi)$
Для элементов, подверженных перекосам, коэффициенты, эквивалентные постоянному моменту, следует принимать равными $C_{my} = 0,9$ или $C_{Mz} = 0,9$ .				
$C_{my}$ , $C_{mz}$ и $C_{mLT}$ следует определять в соответствии с эпюрой изгибающего момента между соответствующими точками раскрепления с учётом:				
моментный коэффициент	ось изгиба	Направление точек связей		
$C_{my}$	y-y	z-z		
$C_{mz}$	z-z	y-y		
$C_{mLT}$	y-y	y-y		

**Приложение АВ [справочное] – Дополнительные расчетные предпосылки**

**АВ.1 Статический расчет с учетом нелинейных свойств материалов**

(1)В В случае нелинейного материала, соответствующее влияние на конструкцию можно определить итерационным расчётом на расчетные нагрузки.

(2)В В итерационном расчете постоянные или переменные нагрузки должны прикладываться пропорционально.

**АВ.2 Упрощённые подходы для расчета неразрезных балок перекрытий**

(1)В Для неразрезных балок в зданиях, без консолей, воспринимающих преимущественно равномерно распределённые нагрузки, следует рассматривать только следующие сочетания нагрузок:

а) расчётная постоянная нагрузка ( $\gamma_G G_k$ ) действует во всех пролётах, а расчётная переменная нагрузка ( $\gamma_Q Q_k$ ) – через пролет

б) расчётная постоянная нагрузка ( $\gamma_G G_k$ ) действует во всех пролётах, а расчётная переменная нагрузка ( $\gamma_Q Q_k$ ) – в любых двух смежных пролетах

**ПРИМЕЧАНИЕ 1** а) определяет пролетный момент, б) определяет **отрицательный** момент.

**ПРИМЕЧАНИЕ 2** Это Приложение предназначается для последующего внесения в ЕН 1990.

## Приложение ВВ [справочное] – Потеря устойчивости элементов строительных конструкций

### ВВ.1 Потеря устойчивости элементов ферм и решётчатых структур

#### ВВ.1.1 Общие сведения

(1) В Расчетная длина  $L_{cr}$  поясов и решётки из плоскости фермы может быть принята равной конструктивной длине  $L$ , см. ВВ.1.3(1)В, если меньшее значение не определено расчетом.

(2) В Расчетная длина  $L_{cr}$  пояса из двутаврового профиля может быть принята равной  $0,9L$  в плоскости фермы и  $1,0L$  из ее плоскости, если меньшее значение не определено расчетом.

(3) В Расчетную длину элементов решётки в плоскости фермы можно принимать меньшей, чем их конструктивная длина, при условии, что пояса обеспечивают соответствующее их раскрепление на концах, а концевые соединения, **в свою очередь**, обеспечивают соответствующее жёсткое крепление (по крайней мере, 2 болта для болтового соединения).

(4) В При этих условиях расчетная длина  $L_{cr}$  элементов решётки обычных ферм в их плоскости может быть принята равной  $0,9L$ , за исключением элементов их одиночных уголков, см. ВВ.1.2.

#### ВВ.1.2 Элементы решётки из одиночных уголков

(1) В При условии, что пояса обеспечивают соответствующее раскрепление концов элементов решётки, а их концевые соединения обеспечивают соответствующее жёсткое крепление (по крайней мере, 2 болта для болтового соединения), они должны быть учтены в расчете на сжатие, а эксцентриситетом можно пренебречь. Эффективная условная гибкость  $\bar{\lambda}_{eff}$  может быть определена следующим образом:

$$\begin{aligned} \bar{\lambda}_{eff,v} &= 0,35 + 0,7\bar{\lambda}_v && \text{при проверке устойчивости относительно оси v-v} \\ \bar{\lambda}_{eff,y} &= 0,50 + 0,7\bar{\lambda}_y && \text{при проверке устойчивости относительно оси y-y} \\ \bar{\lambda}_{eff,z} &= 0,50 + 0,7\bar{\lambda}_z && \text{при проверке устойчивости оси z-z} \end{aligned} \quad (ВВ.1)$$

где  $\bar{\lambda}$  определённа в 6.3.1.2.

(2) В Если концевые соединения элементов решетки выполнены только одним болтом, следует учитывать эксцентриситет согласно пункту 6.2.9, а расчетную длину  $L_{cr}$  следует принимать равной конструктивной длине  $L$ .

#### ВВ.1.3 Трубчатые (полые) элементы

(1) В Расчетную длину  $L_{cr}$  поясов можно принимать равной  $0,9L$  как в плоскости, так и из плоскости фермы, где  $L$  – это конструктивная длина в соответствующей плоскости. Конструктивная длина в плоскости – это расстояние между узлами фермы. Конструктивная длина из плоскости – это расстояние между боковыми раскреплениями, если меньшее значение не определено расчетом.

(2) В Расчетную длину  $L_{cr}$  стоек (элементов решетки) с болтовыми соединениями можно принимать равной  $1,0L$  как в плоскости, так и из плоскости фермы.

(3) В Для решётчатых ферм с параллельными поясами и стойками, для которых отношение диаметров или ширин стоек и поясов  $\beta$  меньше чем  $0,6$ , расчетная длина  $L_{cr}$  стойки без **подрезки** или сплющивания ее торцов, приваренной по периметру к поясам, принимается равна  $0,75L$  как в плоскости, так и из плоскости фермы, если меньшее значение не определено расчетом.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Национальное Приложение может дать дополнительную информацию по расчетной длине.

## ВВ.2 Сплошные раскрепление

### ВВ.2.1 Сплошные раскрепление от бокового смещения

(1)В Если профилированный настил (с трапецидальными гофрами) в соответствии с ЕН 1993-1-3 соединен с балкой и выполняется условие (ВВ.2), в этом случае балку можно рассматривать как раскрепленную от бокового смещения в плоскости настила.

$$S \geq \left( EI_w \frac{\pi^2}{L^2} + GI_t + EI_z \frac{\pi^2}{L^2} 0,25h^2 \right) \frac{70}{h^2} \quad (\text{ВВ.2})$$

где  $S$  - сдвиговая жёсткость (на единицу длины балки), обеспеченная соединением профилированного настила с балкой, при её деформации в плоскости настила, соединённого с балкой в каждой **волне**.

$I_w$  - секториальный момент инерции поперечного сечения

$I_t$  - момент инерции поперечного сечения при свободном кручении

$I_z$  - момент инерции площади поперечного сечения относительно второстепенной оси поперечного сечения

$l$  - длина балки

$h$  - высота балки

Если настил соединён с балкой через волну,  $S$  следует принимать равной  $0,20S$ .

**ПРИМЕЧАНИЕ** Выражение (ВВ.2) можно также использовать для определения поперечной устойчивости полок балки, соединённых с другими типами настила, а не только с трапецидальным профилированным настилом, при условии, что соединения их соответственно рассчитаны.

### ВВ.2.2 Сплошные раскрепление от кручении

(1)В Балка может рассматриваться как достаточно раскрепленная от кручении, если

$$C_{\vartheta,k} > \frac{M_{pl,k}^2}{EI_z} K_{\vartheta} K_{\nu} \quad (\text{ВВ.3})$$

где  $C_{\vartheta,k}$  = жёсткость на кручение, (на единицу длины балки) обеспеченная устойчивой сплошной конструкцией (например, конструкцией покрытия) и связями


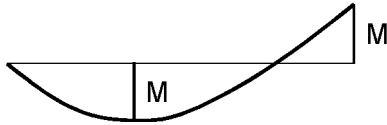
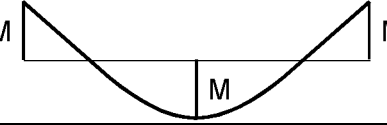

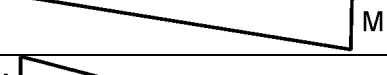
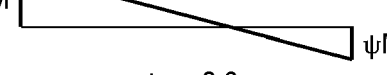
$K_x = 0,35$  для расчёта в упругой стадии

$K_x = 1,00$  для расчёта с учетом пластики

$K_{\vartheta}$  = коэффициент для учёта эпюры моментов, см. таблицу ВВ.1, и типа опорных закреплений,

$M_{pl,k}$  = **характерное** значение пластического момента балки

**Таблица ВВ.1: Коэффициент  $K_\varphi$  учитывающий распределение моментов и тип опорных закреплений**

Случай	Эпюра моментов	Не закрепленные от сдвига	Закрепленные от сдвига
1		4,0	0
2a		3,5	0,12
2b			0,23
3		2,8	0
4		1,6	1,0
5	 $\psi \leq -0,3$	1,0	0,7

(2)В Жёсткость при кручении обеспеченную устойчивой сплошной конструкцией соединённой с балкой, можно определить по

$$\frac{1}{C_{\varphi,k}} = \frac{1}{C_{\varphi R,k}} + \frac{1}{C_{\varphi C,k}} + \frac{1}{C_{\varphi D,k}} \quad (\text{ВВ.4})$$

где  $C_{\varphi R,k}$  = жёсткость при кручении (на единицу длины балки) обеспеченная устойчивой сплошной конструкцией жестко соединенной с балкой

$C_{\varphi C,k}$  = жёсткость при кручении (на единицу длины балки) объединительных деталей между балкой и устойчивой сплошной конструкцией

$C_{\varphi D,k}$  = жёсткость при кручении (на единицу длины балки) обусловленная деформациями искривления поперечного сечения балки, в которой сжатый пояс балки остаётся свободным; если сжатый пояс закреплен или деформациями искривления поперечного сечения можно пренебречь (например, для прокатных профилей)

$$C_{\varphi D,k} = \infty$$

**ПРИМЕЧАНИЕ** Дополнительную информацию смотри в ЕН 1993-1-3.

### **ВВ.3 Устойчивая длины из плоскости участков с пластическими шарнирами**

#### **ВВ.3.1 Элементы постоянного двутаврового сечения из прокатных или эквивалентных сварных профилей**

##### **ВВ.3.1.1 Устойчивая длина между смежными точками бокового раскрепления**

(1)В Учитывать потерю устойчивости плоского изгиба с закручиванием не следует, если длина  $L$  участка элемента между раскрепленным сечением пластического шарнира и смежным раскреплением от бокового смещения меньше  $L_m$ :

$$L_m = \frac{38i_z}{\sqrt{\frac{1}{57,4} \left( \frac{N_{Ed}}{A} \right) + \frac{1}{756 C_1^2} \left( \frac{W_{pl,y}^2}{AI_t} \right) \left( \frac{f_y}{235} \right)^2}} \quad (BB.5)$$

где  $N_{Ed}$  – расчётное значение сжимающего усилия в элементе, Н

$A$  – площадь поперечного сечения элемента, мм<sup>2</sup>

$W_{pl,y}$  – пластический момент сопротивления сечения элемента

$I_t$  – момент инерции поперечного сечения при свободном кручении

$f_y$  – предел текучести, Н/мм<sup>2</sup>

$C_1$  – коэффициент, зависящий от приложенной нагрузки и условия опирания, который следует брать из литературы при условии, что элемент раскреплен в пластическом шарнире согласно 6.3.5, а другой конец сегмента раскреплен

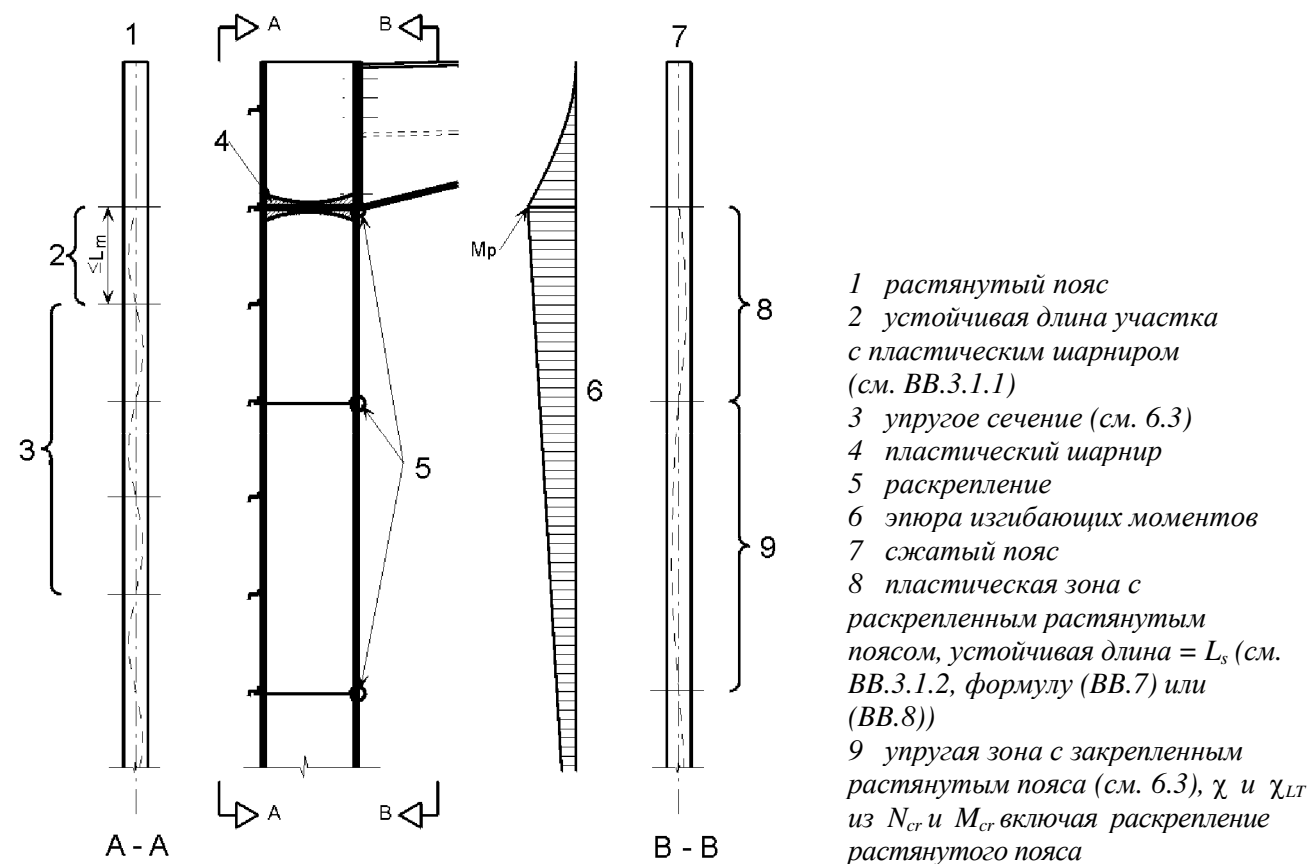
– любым раскреплением от бокового смещения сжатого пояса, где один из поясов сжат по всей длине участка,

– или раскреплением от кручения,

– или раскреплением от бокового смещения концов участка и раскреплением от кручения элемента на расстоянии, удовлетворяющем требованиям для  $L_s$ ,

см. рисунок ВВ.1, рисунок. ВВ.2 и рисунок. ВВ.3.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Обычно  $L_s$  больше чем  $L_m$ .



**Рисунок ВВ.1: Проверки в элементе без встав**

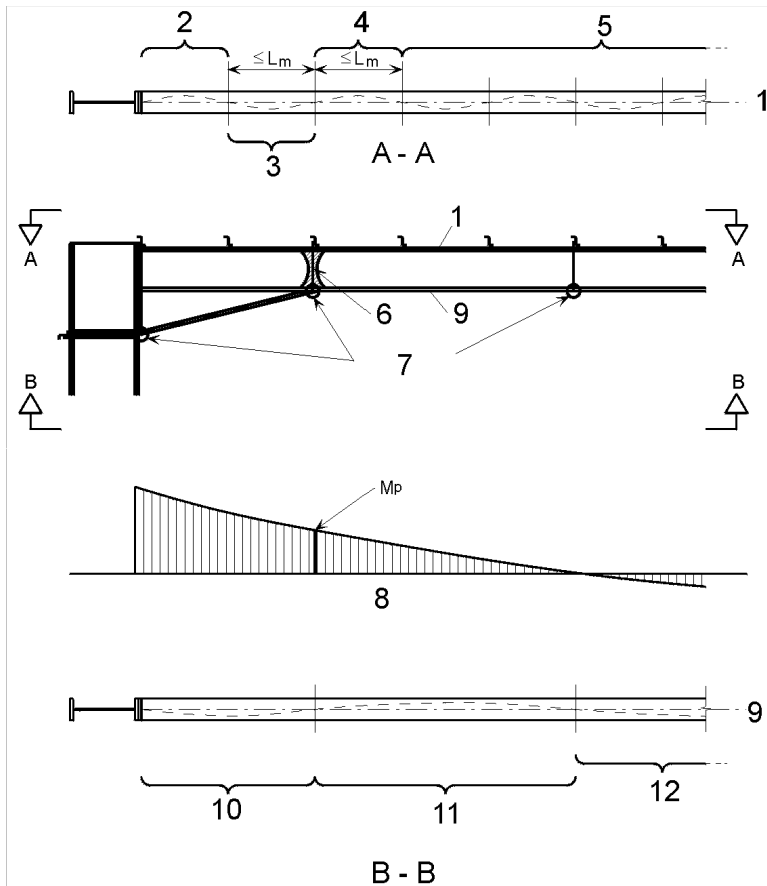


Рисунок ВВ.2: Проверки в элементе с трех поясным вутом

- 1 растянутый пояс
- 2 упругое сечение (см. 6.3)
- 3 устойчивая длина участка с пластическим шарниром (см ВВ.3.2.1) или без него (см. 6.3.5.3(2)В)
- 4 устойчивая длина участка с пластическим шарниром (см ВВ.3.1.1)
- 5 упругое сечение (см. 6.3)
- 6 пластический шарнир
- 7 раскрепление
- 8 эпюра изгибающих моментов
- 9 сжатый пояс
- 10 устойчивая длина участка с пластическим шарниром (см. ВВ.3.2) или без него (см. 6.3.5.3(2)В)
- 11 устойчивая длина участка с пластическим шарниром (см. ВВ.3.1.2)
- 12 упругое сечение (см. 6.3),  $\chi$  and  $\chi_{LT}$  из  $N_{cr}$  и  $M_{cr}$  включая раскрепление растянутого пояса

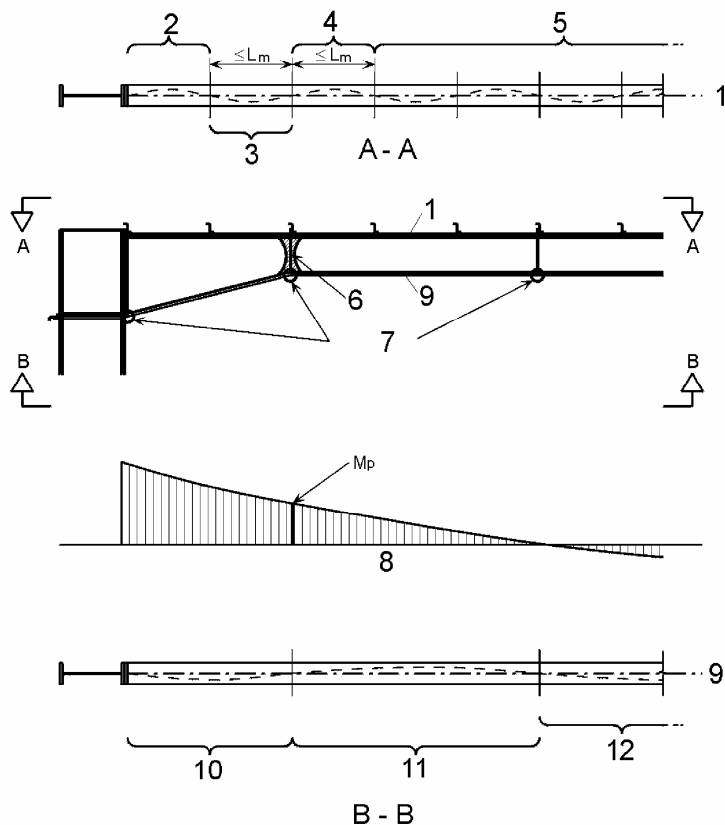


Рисунок ВВ.2: Проверки в элементе с двух поясным вутом

- 1 растянутый пояс
- 2 упругое сечение (см. 6.3)
- 3 устойчивая длина участка с пластическим шарниром (см. ВВ.3.2.1)
- 4 устойчивая длина участка с пластическим шарниром (см. ВВ.3.1.1)
- 5 упругое сечение (см. 6.3)
- 6 шарнир пластичности
- 7 раскрепление
- 8 эпюра изгибающих моментов
- 9 сжатый пояс
- 10 устойчивая длина участка с пластическим шарниром (см. ВВ.3.2)
- 11 устойчивая длина участка с пластическим шарниром (см ВВ.3.1.2)
- 12 упругое сечение (см. 6.3),  $\chi$  и  $\chi_{LT}$  из  $N_{cr}$  и  $M_{cr}$  включая закрепление растянутого пояса

## ВВ.3.1.2 Устойчивая длина между раскреплениями от кручения

(1) В Учитывать потерю устойчивости плоского изгиба с закручиванием не следует, если длина  $L$  участка элемента между раскрепленным сечением пластического шарнира и смежным раскреплением от кручения, подверженному воздействию постоянного момента, меньше  $L_k$  с учетом

- элемент раскреплён в пластическом шарнире, согласно 6.3.5 и
- имеется одно или более промежуточных раскреплений от бокового смещения между раскреплениями от кручения на расстоянии, удовлетворяющем требованиям для  $L_m$ , см. ВВ.3.1.1,

где

$$L_k = \frac{\left(5,4 + \frac{600f_y}{E}\right) \left(\frac{h}{t_f}\right) i_z}{\sqrt{5,4 \left(\frac{f_y}{E}\right) \left(\frac{h}{t_f}\right)^2 - 1}} \quad (\text{ВВ.6})$$

(2) В Учитывать потерю устойчивости плоского изгиба с закручиванием не следует, если длина  $L$  участка элемента между раскрепленным сечением пластического шарнира и смежным раскреплением от кручения, подверженному воздействию линейно изменяющегося момента и осевого сжатия, меньше  $L_s$  с учетом

- элемент раскреплён в пластическом шарнире, согласно 6.3.5 и
- имеется одно или более промежуточных раскреплений от бокового смещения между раскреплениями от кручения на расстоянии, удовлетворяющем требованиям для  $L_m$ , см. ВВ.3.1.1,

$$L_s = \sqrt{C_m} L_k \left( \frac{M_{pl,y,Rk}}{M_{N,y,Rk} + aN_{Ed}} \right) \quad (\text{ВВ.7})$$

где

$C_m$  – поправочный коэффициент для линейно изменяющегося момента, см. ВВ.3.3.1;

$a$  – расстояние между центром тяжести элемента с пластическим шарниром и центром тяжести элемента раскрепления;

$M_{pl,y,Rk}$  – **нормативный** пластический момент сопротивления поперечного сечения относительно оси у-у

$M_{N,y,Rk}$  – **нормативный** пластический момент сопротивления поперечного сечения относительно оси у-у уменьшенный из-за осевого усилия  $N_{Ed}$

(3) В Учитывать потерю устойчивости плоского изгиба с закручиванием не следует, если длина  $L$  участка элемента между раскрепленным сечением пластического шарнира и смежным раскреплением от кручения, подверженному воздействию нелинейно изменяющегося момента и осевого сжатия, меньше  $L_s$  с учетом

- элемент раскреплён в пластическом шарнире, согласно 6.3.5 и
- имеется одно или более промежуточных раскреплений от бокового смещения между раскреплениями от кручения на расстоянии, удовлетворяющем требованиям для  $L_m$ , см. ВВ.3.1.1

где  $L_s = \sqrt{C_n} L_k \quad (\text{ВВ.8})$

$C_n$  – поправочный коэффициент для нелинейно изменяющегося момента, см. ВВ.3.3.1,

см. рисунок ВВ.1, рисунок ВВ.2 и рисунок ВВ.3.



### ВВ.3.2 Вуты или элементы переменной высоты, выполненные из прокатных или эквивалентных сварных двутавровых профилей

#### ВВ.3.2.1 Устойчивая длина между смежными точками бокового раскрепления

(1) В Учитывать потерю устойчивости плоского изгиба с закручиванием не следует, если длина  $L$  участка элемента между раскрепленным сечением пластического шарнира и смежным раскреплением от бокового смещения меньше  $L_m$ :

- для трёх поясных вутов (см. рисунок ВВ.2)

$$L_m = \frac{38i_z}{\sqrt{\frac{1}{57,4} \left( \frac{N_{Ed}}{A} \right) + \frac{1}{756 C_1^2} \left( \frac{W_{pl,y}^2}{AI_t} \right) \left( \frac{f_y}{235} \right)^2}} \quad (ВВ.9)$$

- для двух поясных вутов (см. рисунок ВВ.3)

$$L_m = 0,85 \frac{38i_z}{\sqrt{\frac{1}{57,4} \left( \frac{N_{Ed}}{A} \right) + \frac{1}{756 C_1^2} \left( \frac{W_{pl,y}^2}{AI_t} \right) \left( \frac{f_y}{235} \right)^2}} \quad (ВВ.10)$$

где  $N_{Ed}$  – расчётное значение сжимающего усилия в элементе, Н

$\frac{W_{pl,y}^2}{AI_t}$  – максимальное значение на участке

$A$  – площадь поперечного сечения в месте, где  $\frac{W_{pl,y}^2}{AI_t}$  принимает максимум на коническом элементе, мм<sup>2</sup>

$W_{pl,y}$  – пластический момент сопротивления сечения элемента

$I_t$  – момент инерции поперечного сечения элемента при свободном кручении

$f_y$  – предел текучести, Н/мм<sup>2</sup>

$i_z$  – минимальное значение радиуса инерции сечения элемента

при условии, что элемент раскреплён в пластическом шарнире согласно 6.3.5, а другой конец сегмента раскреплён

- любым раскреплением от бокового смещения сжатого пояса, где один из поясов сжат по всей длине участка,
- или раскреплением от кручения,
- или раскреплением от бокового смещения концов участка и раскреплением от кручения элемента на расстоянии, удовлетворяющем требованиям для  $L_s$ .

#### ВВ.3.2.2 Устойчивая длина между раскреплениями от кручения

(1) В Учитывать потерю устойчивости плоского изгиба с закручиванием для элементов переменной высоты и постоянными полками, не следует, если длина  $L$  участка элемента между раскрепленным сечением пластического шарнира и смежным раскреплением от кручения, подверженного сжатию и изгибу с линейно или нелинейно изменяющимся моментом, меньше  $L_k$  с учетом

- элемент раскреплён в пластическом шарнире, согласно 6.3.5 и
- имеется одно или более промежуточных раскреплений от бокового смещения между раскреплениями от кручения на расстоянии, удовлетворяющем требованиям для  $L_m$ , см. ВВ.3.2.1,

где

– для трёх поясных вутов (см. рисунок ВВ.2)

$$L_s = \frac{\sqrt{C_n} L_k}{c} \quad (\text{ВВ.11})$$

– для двух поясных вутов (см. рисунок ВВ.3)

$$L_s = 0,85 \frac{\sqrt{C_n} L_k}{c} \quad (\text{ВВ.12})$$

где  $L_k$  – длина, выведенная для элемента с постоянным поперечным сечением, эквивалентному самому малому сечению, см. ВВ.3.1.2

$C_n$  см. ВВ.3.3.2

$c$  – коэффициент сужения, определенный в ВВ.3.3.3

### ВВ.3.3 Поправочные коэффициенты для переменного момента в элементах, раскрепленных от бокового смещения в растянутом поясе

#### ВВ.3.3.1 Линейное изменение момента

(1)В Поправочный коэффициент  $C_m$  может быть определен по

$$C_m = \frac{1}{B_0 + B_1\beta_t + B_2\beta_t^2} \quad (\text{ВВ.13})$$

в которой

$$B_0 = \frac{1+10\eta}{1+20\eta}$$

$$B_1 = \frac{5\sqrt{\eta}}{\pi+10\sqrt{\eta}}$$

$$B_2 = \frac{0,5}{1+\pi\sqrt{\eta}} - \frac{0,5}{1+20\eta}$$

$$\eta = \frac{N_{crE}}{N_{crT}}$$

$$N_{crE} = \frac{\pi^2 EI_z}{L_t^2}$$

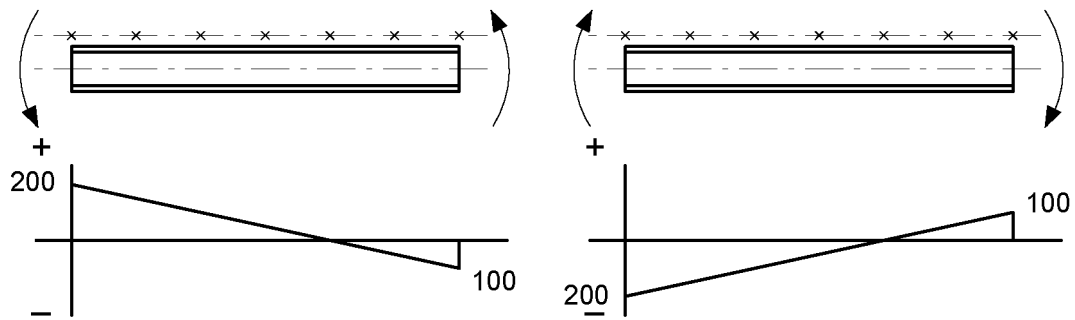
$L_t$  – расстояние между раскреплением от кручения

$$N_{crT} = \frac{1}{i_s^2} \left( \frac{\pi^2 EI_z a^2}{L_t^2} + \frac{\pi^2 EI_w}{L_t^2} + GI_t \right) \quad \text{– критическая сила для крутильной формы упругой потери устойчивости для двутавровых профилей раскрепленных по обоим поясам с шагом  $L_t$  и промежуточными раскреплениями от бокового смещения растянутого пояса.}$$

$$i_s^2 = i_y^2 + i_z^2 + a^2$$

где  $a$  – расстояние между центром тяжести элемента и центром тяжести элемента раскрепления, таких как прогоны раскрепляющих стропила

$\beta_t$  - отношение алгебраически меньшего конечного момента к большему конечному моменту. Моменты, которые вызывают сжатие в не раскрепленном поясе, следует принимать положительными. Если отношение меньше, чем  $-1,0$ , то значение  $\beta_t$  следует принимать равное  $-1,0$ , см. рисунок ВВ.4.



но  $\beta_t > -1,0$  тогда  $\beta_t = -1,0$

$$\beta_t = \frac{-100}{+200} = -0,5$$

$$\beta_t = \frac{-200}{+100} = -2$$

**Рисунок ВВ.4: Значение  $\beta_t$**

### ВВ.3.3.2 Нелинейное изменение момента

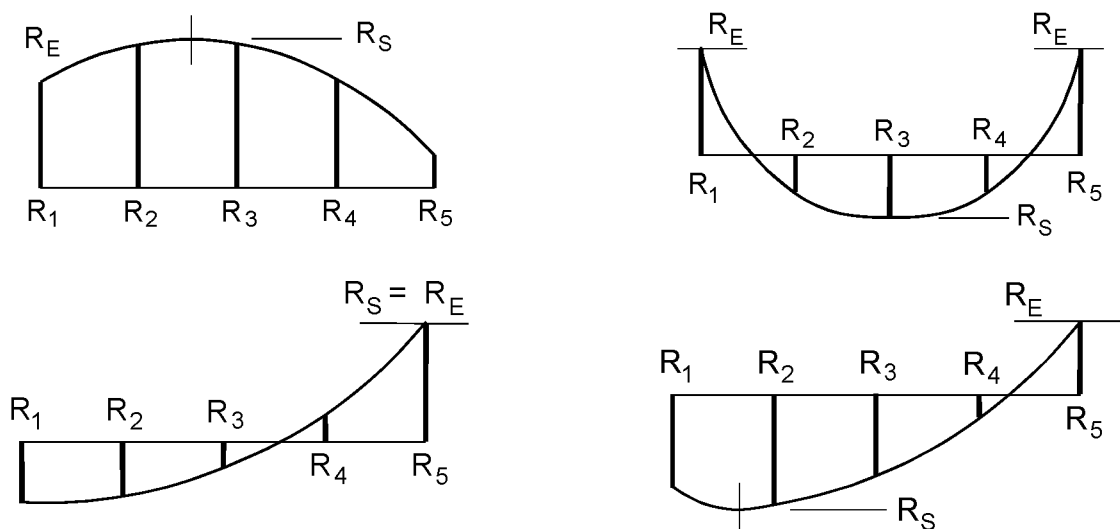
(1)В Поправочный коэффициент  $C_n$  можно определить по

$$C_n = \frac{12}{[R_1 + 3R_2 + 4R_3 + 3R_4 + R_5 + 2(R_S - R_E)]} \quad (\text{ВВ.14})$$

В которой  $R_1 - R_5$  значения  $R$  согласно (2)В в конечных точках, в четвертях и середине пролета, см. рисунок ВВ.5, следует учитывать только положительные значения  $R$ .

Дополнительно учитываются только положительные значения  $(R_S - R_E)$ , где

- $R_E$  больше  $R_1$  или  $R_5$
- $R_S$  максимальное значение  $R$  по всей длине  $L_y$



**Рисунок ВВ.5: Распределение моментов**

(2)В Значение  $R$  определяется по:

$$R = \frac{M_{y,Ed} + a N_{Ed}}{f_y W_{pl,y}} \quad (\text{ВВ.15})$$

где  $a$  - расстояние между центром тяжести элемента и центром тяжести элемента раскрепления, таких как прогоны раскрепляющих стропила.

### ВВ.3.3.3 Коэффициент сужения

(1)В Для элементов переменной высоты и постоянными полками, для которых  $h \geq 1,2b$  и  $h/t_f \geq 20$  коэффициент сужения  $c$  следует вычислять:

- для элементов или участков переменной высоты, см. рисунок ВВ.6(а):

$$c = 1 + \frac{3}{\left(\frac{h}{t_f} - 9\right)} \left(\frac{h_{\max}}{h_{\min}} - 1\right)^{2/3} \quad (\text{ВВ.16})$$

- для вутовых элементов или участков, см. рисунок ВВ.6(б) и ВВ.6(в):

$$c = 1 + \frac{3}{\left(\frac{h}{t_f} - 9\right)} \left(\frac{h_h}{h_s}\right)^{2/3} \sqrt{\frac{L_h}{L_y}} \quad (\text{ВВ.17})$$

где  $h_h$  – вспомогательная высота или сужения, см. рисунок ВВ.6;

$h_{\max}$  – максимальная высота поперечного сечения в пределах длины  $L_y$ , см. рисунок ВВ.6;

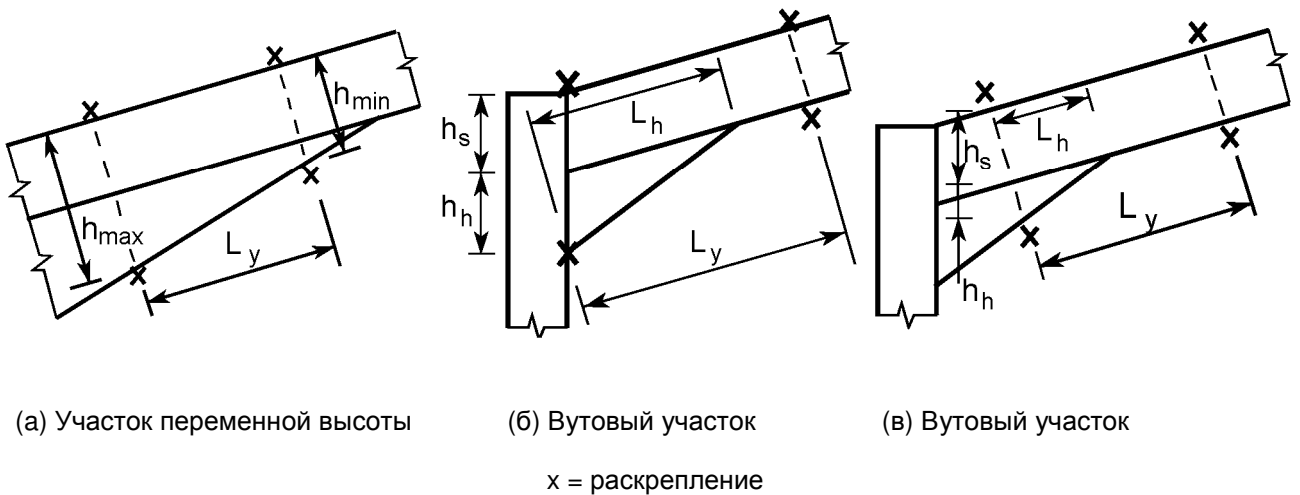
$h_{\min}$  – минимальная высота поперечного сечения в пределах длины  $L_y$ , см. рисунок ВВ.6;

$h_s$  – вертикальная высота части сечения без вута, см. рисунок ВВ.6;

$L_h$  – длина вута в пределах длины  $L_y$ , см. рисунок ВВ.6;

$L_y$  – расстояние между раскреплениями сжатого пояса от бокового смещения.

( $h/t_f$ ) выводится из самого малого сечения.



**Рисунок ВВ.6: Размеры, определяющие коэффициент сужения**

**Приложение С (справочное) Сведения о соответствии европейских стандартов, на которые даны ссылки, государственным стандартам, принятым в качестве идентичных государственных стандартов**

Таблица С.1

Обозначение и наименование европейского стандарта	Степень соответствия	Обозначение и наименование государственного стандарта
ЕН 1990 Еврокод. Основы проектирования несущих конструкций.	IDT	СТБ ЕН 1990-2007 Еврокод. Основы проектирования несущих конструкций
ЕН 1991 Еврокод. Воздействия на конструкции	IDT	СТБ ЕН 1991 Еврокод. Воздействия на конструкции
ЕН 1993-1-3 Еврокод. Проектирование стальных конструкций: холодноформованные тонкостенные элементы и листы.	IDT	СТБ ЕН 1993-1-3 Еврокод. Проектирование стальных конструкций: холодноформованные тонкостенные элементы и листы.

## НАЦИОНАЛЬНОЕ ПРИЛОЖЕНИЕ К СТБ ЕН 1993–1–1

В настоящем приложении приведены параметры, устанавливаемые на национальном уровне и предназначенные для проектирования стальных конструкций зданий, возводимых на территории Республики Беларусь.

2.3.1 (1) Величины воздействий, их сочетания и значения частных коэффициентов безопасности при проектировании стальных конструкций следует принимать по СТБ ЕН 1991–1–1.

3.1 (2) Правила проектирования ЕН 1993–1–1 распространяются также на конструкции из сталей по ГОСТ 27772, которые приведены в таблице 51\* СНиП II-23

3.2.1 (1) Нормативные значения предела текучести и предела прочности приведены в таблице 51\* СНиП II-23

3.2.2 (1) Принято по ЕН 1993-1-1 без изменений и дополнений.

3.2.3 (1) За расчетную температуру наружного воздуха принимается температура воздуха наиболее холодных суток обеспеченностью 0.98, определенная согласно СНБ 2.04.02-2000 «Строительная климатология».

3.2.3 (3) Принято со следующим дополнением:

«Значения ударной вязкости сталей, принимаемых по таблице 51\* СНиП II-23 для конструкций зданий, следует устанавливать по ГОСТ 27772».

3.2.4 (1) Принято со следующим дополнением:

«Расчетные значения Z-величин для сталей, принимаемых по таблице 51\* СНиП II-23, устанавливаются по ГОСТ 28870-90 «Сталь. Методы испытания на растяжение толстолистового проката в направлении толщины».

5.2.1 (3) Приняты параметры, установленные ЕН 1993-1-1.

5.2.2 (8) Принято по ЕН 1993-1-1 без изменений и дополнений.

5.3.2 (3) Принято по ЕН 1993-1-1 без изменений и дополнений.

5.3.2 (11) Принято по ЕН 1993-1-1 без изменений и дополнений.

5.3.4 (3) Принято рекомендуемое значение коэффициента  $k=0,5$

6.1 (1) Частные коэффициенты безопасности для элементов конструкций из сталей, принятых по таблице 51\* СНиП II-23, следует принимать:

$\gamma_{mo} = \gamma_{m1}$  – по таблице 51\* СНиП II-23,

$\gamma_{m2} = 1,3$ .

6.3.2.2 (2) Принято по ЕН 1993-1-1 без изменений и дополнений.

6.3.2.3 (1) Принято по ЕН 1993-1-1 без изменений и дополнений.

6.3.2.3 (2) Принято по ЕН 1993-1-1 без изменений и дополнений.

6.3.2.4 (1) Принято по ЕН 1993-1-1 без изменений и дополнений.

6.3.3 (5) Принято по ЕН 1993-1-1 без изменений и дополнений.

6.3.4 (1) Принято по ЕН 1993-1-1 без изменений и дополнений.

7.2.1 (1) В См. Национальное приложение к СТБ ЕН 1990-2007.

7.2.2 (1) В См. Национальное приложение к СТБ ЕН 1990-2007.

7.2.3 (1) В См. Национальное приложение к СТБ ЕН 1990-2007.

ВВ.1.3 (3) Принято по ЕН 1993-1-1 без изменений и дополнений.