

**Сәулет, қала құрылысы және құрылыс  
саласындағы мемлекеттік нормативтер  
ҚР НОРМАТИВТІК–ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ**

---

**Государственные нормативы в области  
архитектуры, градостроительства и строительства  
НОРМАТИВНО–ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ РК**

**БОЛАТ КОНСТРУКЦИЯЛАРДЫ ЖОБАЛАУ  
1-4 бөлімі. Суық қалыпталған элементтер мен  
кескінделген табактарға арналған қосымша ережелер**

---

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ  
Часть 1-4. Дополнительные правила для  
холодноформованных элементов и профилированных  
листов**

**ҚР НТҚ 03-01-3.1-2011  
(ҚР ҚН EN 1993-1-3:2006/2011)  
НТП РК 03-01-3.1-2011  
(к СН РК 1993-1-3:2006/2011)**

**Ресми басылым  
Издание официальное**

**Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика министрлігінің Құрылыс,  
тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері және жер ресурстарын басқару  
комитеті**

**Комитет по делам строительства, жилищно-коммунального хозяйства и  
управления земельными ресурсами  
Министерства национальной экономики Республики Казахстан**

**Астана 2015**

## **АЛҒЫ СӨЗ**

1. **ӘЗІРЛЕГЕН:** «ҚазҚСҒЗИ» АҚ, «Астана Строй-Консалтинг» ЖШС
2. **ҰСЫНҒАН:** Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика министрлігінің Құрылыс, тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері және жер ресурстарын басқару комитетінің Техникалық реттеу және нормалау басқармасы
3. **БЕКІТІЛГЕН ЖӘНЕ ҚОЛДАНЫСҚА ЕНГІЗІЛГЕН:** Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика министрлігі Құрылыс, тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері және жер ресурстарын басқару комитетінің 2014 жылғы 29-желтоқсандағы № 156-НҚ бұйрығымен 2015 жылғы 1-шілдеден бастап.

## **ПРЕДИСЛОВИЕ**

1. **РАЗРАБОТАН:** АО «КазНИИСА», ТОО «Астана Строй-Консалтинг»
2. **ПРЕДСТАВЛЕН:** Управлением технического регулирования и нормирования Комитета по делам строительства, жилищно-коммунального хозяйства и управления земельными ресурсами Министерства национальной экономики Республики Казахстан
3. **УТВЕРЖДЕН И ВВЕДЕН В ДЕЙСТВИЕ:** Приказом Комитета по делам строительства, жилищно-коммунального хозяйства и управления земельными ресурсами Министерства национальной экономики Республики Казахстан от «29» декабря 2014 года № 156-НҚ с 1 июля 2015 года.

Осы мемлекеттік нормативті Қазақстан Республикасының сәулет, қала құрылысы және құрылыс істері жөніндегі уәкілетті мемлекеттік органының рұқсатыңыз ресми басылым ретінде толық немесе ішінара қайта басуға, көбейтуге және таратуға болмайды.

Настоящий государственный норматив не может быть полностью или частично воспроизведен, тиражирован и распространен в качестве официального издания без разрешения уполномоченного государственного органа по делам архитектуры, градостроительства и строительства РК.

## СОДЕРЖАНИЕ

<b>ВВЕДЕНИЕ.....</b>	<b>III</b>
<b>1 ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ .....</b>	<b>1</b>
1.1 Область применения.....	1
1.2 Нормативные ссылки.....	3
1.3 Условия применения .....	4
1.4 Различия между принципами и правилами проектирования .....	5
1.5 Термины и определения .....	5
1.6 Обозначения .....	5
1.7 Условные обозначения осей элементов.....	5
<b>2 ОСНОВЫ РАСЧЕТА.....</b>	<b>6</b>
<b>3 МАТЕРИАЛЫ.....</b>	<b>18</b>
3.1 Общие положения.....	18
3.2 Конструкционная сталь.....	21
3.3 Типы соединений .....	32
<b>4 ДОЛГОВЕЧНОСТЬ.....</b>	<b>35</b>
<b>5 РАСЧЕТ КОНСТРУКЦИЙ .....</b>	<b>38</b>
5.1 Влияние углов сгиба.....	38
5.2 Соотношение геометрических размеров .....	41
5.3 Расчетные модели конструкций .....	49
5.4 Кривизна полок .....	51
5.5 Потеря местной устойчивости и потеря устойчивости формы сечения .....	52
5.6 Устойчивость пластинки между элементами крепления.....	74
ПРИМЕР 1 Определение эффективных геометрических характеристик холоднофармованного равномерно сжатого профиля С-образного сечения .....	76
ПРИМЕР 2 Определение эффективных геометрических характеристик холоднофармованного профиля С-образного сечения, изгибаемого относительно главной оси.....	102
ПРИМЕР 3 Определение эффективных геометрических характеристик холодноформованного трапециевидного листового профиля при изгибе .....	129
<b>6 ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПЕРВОЙ ГРУППЫ .....</b>	<b>166</b>
6.1 Несущая способность поперечного сечения .....	166
ПРИМЕР 4 Определение несущей способности по прочности холодноформованного профиля $\Omega$ -образного сечения при осевом растяжении .....	167
ПРИМЕР 5 Определение несущей способности по прочности холодноформованного профиля С-образного сечения при осевом сжатии .....	170
ПРИМЕР 6 Проверка прочности и деформативности холодногнутого изгибаемого элемента.....	188
ПРИМЕР 7 Определение несущей способности по прочности холодноформованного профиля С-образного сечения при совместном действии растяжения и изгиба .....	195

ПРИМЕР 8 Проверка прочности и устойчивости холодноформованного сжато-изгибаемого элемента .....	198
6.2 Несущая способность по устойчивости.....	208
6.3 Изгиб и осевое растяжение .....	214
<b>7 ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ВТОРОЙ ГРУППЫ .....</b>	<b>216</b>
7.1 Общие положения.....	216
7.2 Пластические деформации.....	217
7.3 Прогибы .....	217
<b>8 РАСЧЕТ СОЕДИНЕНИЙ .....</b>	<b>218</b>
8.1 Общие положения.....	218
8.2 Нахлесточные и концевые соединения сжатых элементов .....	218
8.3 Соединения на метизах .....	219
8.4 Точечная сварка .....	229
8.5 Сварные соединения внахлестку.....	231
<b>9 РАСЧЕТ НА ОСНОВЕ ИСПЫТАНИЙ .....</b>	<b>236</b>
<b>10 СПЕЦИАЛЬНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ ДЛЯ ПРОГОНОВ, КАССЕТНЫХ ПРОФИЛЕЙ И ПРОФИЛИРОВАННЫХ ЛИСТОВ .....</b>	<b>238</b>
10.1 Балки, раскрепленные настилом .....	238
10.2 Кассетные профили, раскрепленные настилом .....	258
10.3 Проектирование с учетом диафрагмы жесткости.....	262
10.4 Перфорированный настил.....	266
<b>Приложение А (обязательное) Методики испытаний .....</b>	<b>268</b>
<b>Приложение В (информационное) Долговечность метизов креплений.....</b>	<b>306</b>
<b>Приложение С (информационное) Постоянные поперечного сечения тонкостенных профилей .....</b>	<b>309</b>
<b>Приложение D (информационное) Смешанный метод определения эффективной ширины и эффективной толщины для свободных свесов .....</b>	<b>314</b>
<b>Приложение Е (информационное) Приближенный расчет прогонов .....</b>	<b>316</b>

## ВВЕДЕНИЕ

Стратегической целью реформы системы технического регулирования, изложенной в Концепции реформирования системы технического регулирования строительной отрасли Республики Казахстан на 2010-2014 годы, является создание благоприятных условий для формирования в Республике Казахстан устойчивой высокой культуры строительства, которая является характерной чертой и показателем развитого общества.

Основным требованием к реформе является приведение строительного законодательства и нормативных технических документов в области технического регулирования в соответствие с зарубежными аналогами, применяющимися в экономически развитых странах;

Государственные нормативы в области архитектуры градостроительства и строительства Республики Казахстан должны быть усовершенствованы в соответствии с основами правового регулирования архитектурной, градостроительной и строительной деятельности, законодательством и структурой управления на базе действующих в переходный период в Казахстане, а также международных нормативных правовых актов, нормативно-технических документов и иных обязательных и рекомендуемых требований, условий и ограничений.

Главная направленность государственных нормативов – обеспечение охраняемых законом потребностей граждан и общества в создании благоприятной и экологически безопасной среды обитания и жизнедеятельности при осуществлении архитектурной, градостроительной и строительной деятельности, защита прав потребителей проектной и строительной продукции, обеспечение надежности и безопасности строительства, устойчивого функционирования построенных объектов при эксплуатации.

**ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ НОРМАТИВТІК-ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ**

**НОРМАТИВНО-ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН**

**БОЛАТ КОНСТРУКЦИЯЛАРДЫ ЖОБАЛАУ**

**1-4 бөлімі. Суық қалыпталған элементтер мен кескінделген табактарға арналған қосымша ережелер**

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ. Часть 1-4.**

**Дополнительные правила для холодноформованных элементов  
и профилированных листов**

Дата введения - 2015-07-01

**1 ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ**

**1.1 Область применения**

**1.1.1 Общие сведения**

1.1.1.1 Комплекс нормативно-технических пособий к строительным нормам Республики Казахстан, идентичных Еврокоду 3 (далее НТП к СН РК EN 1993) - это перечень нормативных документов, в которых даны:

а) рекомендации по основным положениям расчета и конструирования стальных конструкций по СН РК EN 1993;

б) разъяснения ссылочной информации;

в) численные примеры расчета;

г) дополнительная справочная информация.

1.1.1.2 Основополагающими документами при разработке комплекса нормативно-технических пособий к СН РК EN 1993, помимо самих 20 частей СН РК EN 1993 «Проектирование стальных конструкций», являются:

а) СН РК EN 1990 «Основы проектирования несущих конструкций»;

б) СН РК EN 1991 «Воздействия на конструкции»;

в) EN 1090 «Изготовление стальных и алюминиевых конструкций».

**1.1.2 Область применения нормативно-технических пособий к СН РК EN 1993**

1.2.1.1 НТП к СН РК EN 1993 применяется для расчета и конструирования стальных конструкций зданий и сооружений гражданского назначения, выполненного согласно СН РК EN 1993.

1.1.2.2 Положения НТП к СН РК EN 1993 охватывают только требования по несущей способности, эксплуатационной пригодности, долговечности и огнестойкости стальных конструкций. Другие требования не отражены в НТП к СН РК EN 1993.

1.1.2.3 НТП к СН РК EN 1993 необходимо использовать совместно со следующими нормативными документами:

а) НТП к СН РК EN 1990;

б) НТП к СН РК EN 1991;

в) НТП к СН РК EN 1992 - СН РК EN 1999, в тех частях, которые непосредственно затрагивают расчет стальных конструкций или их элементов;

г) стандарты EN, ETAG, ETA и другие соответствующие стандарты на строительные изделия, относящиеся к стальным конструкциям.

1.1.2.4 Комплекс нормативно-технических пособий к СН РК EN состоит из 19 пособий:

- НТП к СН РК EN 1993-1 «Проектирование стальных конструкций. Общие правила» (12 пособий);

- НТП к СН РК EN 1993-2 «Проектирование стальных конструкций. Стальные мосты» (1 пособие);

- НТП к СН РК EN 1993-3 – «Проектирование стальных конструкций. Стальные башни, мачты и дымовые трубы» (1 пособие);

- НТП к СН РК EN 1993-4 «Проектирование стальных конструкций. Стальные бункера, резервуары и трубопроводы» (3 пособия);

- НТП к СН РК EN 1993-5 «Проектирование стальных конструкций. Стальные шпунты» (1 пособие);

- НТП к СН РК EN 1993-6 «Проектирование стальных конструкций. Стальные подкрановые пути» (1 пособие).

1.1.2.5 В НТП к СН РК EN 1993-1 приведены общие рекомендации и указания по проектированию стальных конструкций, которые распространяются на НТП к СП РК EN 1993, имеющие отношение к специальным зданиям и сооружениям: НТП к СН РК EN 1993-2, НТП к СН РК EN 1993, НТП к СН РК EN 1993-4, НТП к СН РК EN 1993-5, НТП к СН РК EN 1993-6.

1.1.2.6 НТП к СН РК EN 1993-1 состоит из 12 пособий:

- НТП к СН РК EN 1993-1-1;
- НТП к СН РК EN 1993-1-2;
- НТП к СН РК EN 1993-1-3;
- НТП к СН РК EN 1993-1-4;
- НТП к СН РК EN 1993-1-5;
- НТП к СН РК EN 1993-1-6;
- НТП к СН РК EN 1993-1-7;
- НТП к СН РК EN 1993-1-8;
- НТП к СН РК EN 1993-1-9;
- НТП к СН РК EN 1993-1-10;
- НТП к СН РК EN 1993-1-11;
- НТП к СН РК EN 1993-1-12.

### **1.1.3 Область применения нормативно-технических пособий к СН РК EN 1993-1-3**

1.1.3.1 В настоящем пособии приведены правила, положения и требования по проектированию холодноформованных стальных изделий, изготовленных путем холодной прокатки или прессованием из тонких горяче- или холоднокатанных листов или полос.

1.1.3.2 Настоящее пособие состоит из 10 Разделов:

Раздел 1: Общие положения;

Раздел 2: Основы расчета;

Раздел 3: Материалы;

Раздел 4: Долговечность;

Раздел 5: Расчет конструкций;

Раздел 6: Предельные состояния первой группы;

Раздел 7: Предельные состояния второй группы;

Раздел 8: Расчет соединения;

Раздел 9: Расчет на основе испытаний;

Раздел 10: Специальные требования для прогонов, касетных профилей и профилированных листов.

1.1.3.3 Разделы с 1 по 10 настоящего пособия повторяют структуру норматива СН РК EN 1993.

В них даются разъяснения по разделам и пунктам СН РК EN 1993-1-3. В настоящем пособии номера пунктов к СН РК EN 1993 приведены в скобках.

1.1.3.3.1 Раздел 1 содержит общие правила по проектированию;

1.1.3.3.2 В Разделе 2 рассмотрены основы расчета, касающиеся дополнительных правил для холодноформованных элементов и профилированных листов;

1.1.3.3.3 В Разделе 3 рассмотрены свойства материалов, используемых для изготовления изделий из холодноформованных и профилированных листов;

1.1.3.3.4 Требования по обеспечению долговечности стальных конструкций изготовленных с применением холодноформованных изделий и профилированных листов изложены в Разделе 7;

1.1.3.3.5 Раздел 5 дает основные и принципы расчета конструкций с применением холодноформованных элементов и профлистов;

1.1.3.3.6 В Разделе 6 приведены дополнительные положения по оценке предельных состояний первой группы для проектируемых листовых конструкций;

1.1.3.3.7 В Разделе 7 приведены дополнительные положения по оценке предельных состояний второй группы для проектируемых листовых конструкций;

1.1.3.3.8 Раздел 8 посвящен особенностям расчета соединений для проектируемых изделий с применением профилированных листов и холодноформованных элементов;

1.1.3.3.9 Особенности расчетов на основе испытаний изложены в Разделе 9;

1.1.3.3.10 Раздел 10 содержит специальные требования для балок и касетных профилей, раскрепленных настилом, проектных положений касающихся применения перфорированного настила и диафрагм жесткости.

## 1.2. Нормативные ссылки

1.2.1. В настоящем пособии ссылки на части СН РК EN 1990 - СН РК EN 1999 (основные ссылки):

- СН РК EN 1990;



- CH PK EN 1991;
- CH PK EN 1992;
- CH PK EN 1993;
- CH PK EN 1994;
- CH PK EN 1995;
- CH PK EN 1996;
- CH PK EN 1997;
- CH PK EN 1998;
- CH PK EN 1999.

1.2.2. В настоящем пособии приведены ссылки на стандарты (вторичные ссылки):

- EN 10002;
- EN 10025-1;
- EN 10025-2;
- EN 10025-3;
- EN 10025-4;
- EN 10025-5;
- EN 10143;
- EN 10149-2;
- EN 10149-3;
- EN 10204;
- EN 10268;
- EN 10292;
- EN 10326;
- EN 10327;
- EN ISO 12944-2;
- EN 1090-2;
- EN ISO 1478;
- EN ISO 1479;
- EN ISO 2702;
- EN ISO 7049;
- EN ISO 684;
- EN 508-1;
- FEM 10.2.02.

### **1.3 Условия применения**

При применении настоящего пособия необходимо учитывать общие требования СН РК EN 1990. Кроме того, все положения настоящего пособия предполагают, что изготовление и сборка стальных конструкций выполнены согласно EN 1090.

## **1.4 Различия между принципами и правилами проектирования**

1.4.1 Различия между принципами и правилами проектирования в настоящем пособии базируются на положениях СН РК EN 1990, где приведены различия между принципами и правилами проектирования конструкций.

1.4.2 Принципы - это такие требования, невыполнение которых не допустимо (если не указано другое).

1.4.3 Правила применения - общепринятые правила, дополняющие и поясняющие принципы.

## **1.5 Термины и определения**

1.5.1 В настоящем пособии используются термины и определения в соответствии:

- с Пунктом 1.5 СН РК EN 1990;
- с Пунктом 1.5 (1) СН РК EN 1993-1-1;
- с Пунктом 1.3 СН РК EN 1993-1-5;
- с Пунктом 1.4 СН РК EN 1993-1-8,

которые необходимы при проектировании холодноформованных стальных изделий, изготовленных путем холодной прокатки или прессованием из тонких горяче- или холоднокатанных листов или полос стальных несущих конструкций, работающих на растяжение.

1.5.2 Термины и определения, касающиеся термообработки металлов – см. EN 10052.

## **1.6 Обозначения**

1.6.1 В настоящем пособии используются обозначения символов в соответствии:

- с Пунктом 1.6 СН РК EN 1990;
- с Пунктом 1.6 СН РК EN 1993-1-1;
- с Пунктом 1.4 СН РК EN 1993-1-5;
- с Пунктом 1.5 СН РК EN 1993-1-8,

которые необходимы при проектировании холодноформованных стальных изделий, изготовленных путем холодной прокатки или прессованием из тонких горяче- или холоднокатанных листов или полос стальных несущих конструкций, работающих на растяжение.

1.6.2 В дополнение к обозначению символов, перечисленных в Пункте 1.6.1. настоящего пособия, используются символы согласно Пункту 1.6 СН РК EN 1993-1-3.

## **1.7 Условные обозначения осей элементов**

В настоящем пособии используются аналогичное с СН РК EN 1993-1-1, СН РК EN 1993-1-5 и СН РК EN 1993-1-8 обозначение осей элемента.

## 2 ОСНОВЫ РАСЧЕТА

2.1Р Необходимо различать требования между предельным состоянием несущей способности и предельным состоянием эксплуатационной пригодности.

ПРИМЕЧАНИЕ В некоторых случаях, например, для обеспечения безопасности движения, требуются дополнительные расчеты.

2.2 Расчеты по одному из предельных состояний допускается не производить, если достаточные сведения доказывают, что они превышаются расчетами по другим предельным состояниям.

2.3Р Предельные состояния необходимо рассчитывать с учетом расчетных ситуаций, см. 3.2. СН РК EN 1990.

2.4 Расчетные ситуации подразделяются на постоянные, временные и чрезвычайные, см. 3.2. СН РК EN 1990.

2.5 Расчеты по предельным состояниям несущих конструкций, которые зависят от срока эксплуатации (например, при усталости), должны учитывать проектный срок эксплуатации.

ПРИМЕЧАНИЕ Большинство влияний, зависящих от времени, взаимосвязаны.

2.6Р Основные расчетные ситуации следует определять с учетом условий, при которых несущая конструкция должна выполнять свои функции.

2.7Р Расчетные ситуации подразделяются на:

- постоянные ситуации, соответствующие обычным условиям эксплуатации несущей конструкции;
- временные ситуации, относящиеся к состояниям несущей конструкции, ограниченным во времени, например, строительство или ремонт;
- чрезвычайные ситуации, относящиеся к чрезвычайным для несущей конструкции условиям, например, пожар, взрывы, удар или следствия локального отказа;
- ситуации при сейсмическом воздействии на несущую конструкцию.

ПРИМЕЧАНИЕ Необходимые данные для соответствующей расчетной ситуации приведены в СН РК EN 1991 – СН РК EN 1999.

2.8 Применяемые расчетные ситуации должны в достаточном объеме включать все условия, которые можно прогнозировать в течение производства работ и эксплуатации несущей конструкции.

2.9Р Предельные состояния, которые обеспечивают безопасность людей и/или несущей конструкции, следует классифицировать как предельные состояния несущей способности.

2.10 При определенных обстоятельствах предельные состояния, касающиеся защиты элементов в несущих конструкциях, следует также относить к предельным состояниям несущей способности.

ПРИМЕЧАНИЕ Обстоятельства в каждом отдельном случае определяются вместе с заказчиком и соответствующим ведомством.

2.11 Состояния до наступления отказа элемента конструкции для упрощения следует рассматривать как предельные состояния несущей способности.

2.12Р Предельные состояния требуют подтверждения в следующих случаях:

- потеря устойчивости несущей конструкцией, рассматриваемой как жесткая система, или ее часть;
- отказ из-за чрезмерной деформации или перехода строения или его частей, включая фундаменты и основания, в кинематическое состояние, в состояние разрушения или нестабильное положение;
- отказ несущей конструкции или одной из ее частей из-за усталости материала или других зависящих от времени воздействий.

ПРИМЕЧАНИЕ Для различных предельных состояний несущей способности применяются различные частные коэффициенты безопасности, см. Раздел 6 EN 1990. Отказ из-за чрезмерной деформации рассматривается как отказ в связи с потерей механической стабильности.

2.13Р Предельные состояния, которые обеспечивают функции несущей конструкции или одной из ее частей при нормальных условиях эксплуатации или хорошее самочувствие пользователей, или внешний вид строения, следует классифицировать как предельные состояния эксплуатационной пригодности.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Под «внешним видом» в связи с эксплуатационной пригодностью, следует понимать большие прогибы и недопустимое трещинообразование, а не другие параметры внешнего вида.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Как правило, требования к эксплуатационной пригодности определяются для каждого проекта отдельно.

2.14 Следует различать обратимые и необратимые предельные состояния эксплуатационной пригодности.

2.15 Расчеты эксплуатационной пригодности должны производиться по следующим критериям:

- а) деформации и смещения, которые влияют:
  - на внешний вид несущей конструкции и хорошее самочувствие пользователей;
  - на функции несущей конструкции (включая работу машин и оборудования) или вызывают повреждения облицовок, покрытий или ненесущих элементов конструкции;
- б) вибрации, вызывающие у людей неприятные физические ощущения или ограничивающие функциональную способность несущей конструкции;

с) повреждения, которые предположительно отрицательно влияют на внешний вид, долговечность или функциональную способность несущей конструкции.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Дополнительные положения по критериям эксплуатационной пригодности приведены в СН РК EN 1992 – СН РК EN 1999.

2.16Р Расчет следует производить с помощью моделей для несущей системы и нагрузки, применяемых для соответствующих предельных состояний.

2.17Р Следует подтвердить расчетом, что при применении соответствующих расчетных значений для воздействий, показателей строительных материалов или показателей изделий и элементов конструкции, а также геометрических размеров в данных моделях, не происходит превышение предельного состояния.

2.18Р Расчеты следует производить для всех основных расчетных ситуаций и расчетных случаев нагрузки.

2.19 Для соответствия требованиям 2.16.Р следует применять метод расчета с частными коэффициентами безопасности согласно Разделу 6 СН РК EN 1990.

2.20 С согласия заказчика и соответствующего ведомства расчет допускается производить с прямым применением вероятностных методов (определение см. в Приложении С EN 1990).

**ПРИМЕЧАНИЕ 1** Соответствующее ведомство может устанавливать специальные условия применения.

**ПРИМЕЧАНИЕ 2** Основы вероятностных методов приведены в Приложении С СН РК EN 1990.

2.21Р Для применяемых расчетных ситуаций следует определить расчетные сочетания нагрузок.

2.22 Расчетные сочетания нагрузок должны включать основные для соответствующего расчета схемы приложения нагрузок, дефекты и деформации, применяемые одновременно с постоянными нагрузками и локальными переменными нагрузками.

2.23Р При проектировании следует учитывать возможные отклонения направления или отклонения положения приложения нагрузок.

2.24 Моделями несущей конструкции и нагрузок могут быть действительные физические модели или виртуальные математические модели.

2.25 При расчете несущей способности по предельным состояниям или при проверках усталостной прочности пластинчатых элементов конструкции возможно применению метода конечных элементов.

**ПРИМЕЧАНИЕ 1** В СН РК EN 1993-1-6 содержатся указания по применению метода конечных элементов для расчета конструкций в виде оболочек.

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

2.26 Выбор соответствующего метода конечного элемента зависит от исследуемой задачи с учетом следующих допущений.

**Таблица 2.1 — Допущения для расчетов методом конечного элемента**

	Свойства материала	Свойства структуры	Несовершенства, см. С.5	Пример применения
	Линейные	Линейные	Нет	Упругая эффективная ширина, несущая способность при упругой стадии работы
	Нелинейные	Линейные	Нет	Несущая способность в предельном состоянии при пластической стадии работы
	Линейные	Нелинейные	Нет	Критическая нагрузка при потере устойчивости пластины
	Нелинейные	Нелинейные	Да	Несущая способность при потере устойчивости пластины в упругой стадии
	Нелинейные	Нелинейные	Да	Несущая способность в предельном состоянии при упругопластической стадии работы

2.27 При использовании метода конечных элементов для расчета конструкций следует обращать внимание на следующее:

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

ПРИМЕЧАНИЕ В Национальном Приложении допускается устанавливать дополнительные условия для применения метода конечных элементов при проектировании.

2.28 Выбор метода конечных элементов (плоская или объемная модели) и объем сетки принимают в зависимости от требуемой точности результатов расчета. Для контроля соответствия расчета действительной работе конструкции расчет должен выполняться с последующим уточнением исходных данных.

2.29 Моделирование методом конечных элементов может проводиться:

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

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

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

2.31 Геометрические параметры должны приниматься как номинальные.

2.32 Свойства материала выбирают с учетом С.6(2) EN СН РК 1993- 1-5

2.33 Программа должна соответствовать заданию и быть надежной.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Надежность программы может быть подтверждена посредством соответствующих проверочных испытаний (benchmark tests).

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

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

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

**ПРИМЕЧАНИЕ 1** Геометрические несовершенства допускается применять в форме, соответствующей потере устойчивости пластины в критической стадии с амплитудой несовершенств относится к заводским дефектам.

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

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

2.38 Для эквивалентных геометрических несовершенств допускается применять данные Таблицы 2.2

Таблица 2.2 — Эквивалентные геометрические несовершенства

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

2.39 Для предельных состояний первой и второй групп должны быть установлены соответствующие частные коэффициенты безопасности.

2.40Р Для проверочных расчетов по предельным состояниям частный коэффициент безопасности  $\gamma_M$  принимается равным:

— при определении несущей способности поперечных сечений по прочности при полной текучести, с учетом потери местной устойчивости и потери устойчивости формы сечения —  $\gamma_{M0}$ ;

— при определении несущей способности элементов и профилированных листов при потере общей устойчивости —  $\gamma_{M1}$ ;

— при определении несущей способности сечений, ослабленных отверстиями под метизы, —  $\gamma_{M2}$ .

ПРИМЕЧАНИЕ Численные значения  $\gamma_{Mi}$  могут быть определены в Национальном Приложении. Для зданий рекомендуются следующие численные значения:

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

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

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

2.41 Значения  $\gamma_M$  при определении несущей способности соединений — см. Раздел 8.

2.42. Для проверочных расчетов по второй группе предельных состояний должен использоваться коэффициент надежности  $\gamma_{M,ser}$ .

ПРИМЕЧАНИЕ Численное значение  $\gamma_{M,ser}$  может быть определено в Национальном Приложении. Рекомендуется следующее его численное значение для зданий:

$$\gamma_{M,ser} = 1,00.$$

2.43 Для расчета конструкций, изготовленных из холодноформованных элементов и профилированных листов, следует различать классы сооружений, установленные по



последствиям разрушения, в которых рассматриваются воздействия отказа или ухудшения функции несущей конструкции согласно Таблице 2.3.

**Таблица 2.3 — Классы последствий разрушения**

Классы последствий разрушения	Проявления	Примеры в наземном строительстве или других инженерных сооружениях
СС 3	Тяжелые последствия для жизни людей или очень большие экономические, социальные или экологические последствия	Трибуны, общественные здания с тяжелыми последствиями отказа (например, концертный зал)
СС 2	Средние последствия для жизни людей, существенные экономические, социальные или экологические последствия	Жилые и офисные здания, общественные здания со средними последствиями отказа (например, офисное здание)
СС 1	Незначительные последствия для жизни людей и незначительные экономические, социальные или экологические последствия, которыми можно пренебречь	Сельскохозяйственные здания без регулярного перемещения людей (например, амбары, теплицы)

2.44 Критерием для классификации по последствиям разрушения является значение несущей конструкции или ее частей в отношении последствий отказа, см. В.3.3, СН РК EN 1990.

2.45 В настоящем Приложении рекомендуются следующие методы обеспечения надежности строений (по предельным состояниям несущей способности, не по усталости):

а) в сочетании с 2.2 п.5.b) СН РК EN 1990 вводятся классы последствий от разрушения, в основе которых лежат принимаемые последствия от разрушения и повреждения строения. В данном разделе содержится методика применения частных коэффициентов безопасности для воздействий и сопротивлений элементов конструкции по классам последствий от разрушения.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Дифференцирование надежности может быть выражено индексом надежности  $\beta$  (см. Приложение С СН РК EN 1990). При этом делается ссылка на известные или принимаемые статистические распределения воздействий, сопротивления строения и погрешности модели.

2.46 В настоящем Приложении действуют следующие символы и условные обозначения:

$K_{FI}$  — коэффициент воздействий для дифференциации надежности;

$\beta$  — индекс надежности.

2.47 При помощи индекса надежности  $\beta$  можно определить классы надежности (RC).

2.48 Три класса надежности — RC 1, RC 2 и RC 3 — могут быть взаимосвязаны с тремя классами последствий разрушения — СС 1, СС 2 и СС 3.

2.49 В Таблице 2.4 приведены рекомендации по минимальным значениям индекса надежности в соответствии с классами надежности (см. Приложение С СН РК EN 1990).

**Таблица 2.4 — Рекомендации по минимальным значениям индекса надежности  $\beta$**

Класс надежности	Минимальное значение индекса надежности $\beta$	
	Базовый период времени 1 год	Базовый период времени 50 лет
RC 3	5,2	4,3
RC 2	4,7	3,8
RC 1	4,2	3,3
ПРИМЕЧАНИЕ Расчет в соответствии с настоящим стандартом с применением частных коэффициентов безопасности по Приложению А, а также в соответствии с СН РК EN 1991 – СН РК EN 1999 позволяет получить, как правило, несущие конструкции с минимальной надежностью $\beta \geq 3,8$ для базового периода времени 50 лет. Более высокие, чем RC 3, классы надежности в настоящем Приложении не рассматриваются, поскольку для рассматриваемых элементов конструкции требуются специальные исследования.		

2.50 Одна из возможностей дифференциации надежности заключается в классификации по частным коэффициентам безопасности для основного сочетания воздействий для постоянных расчетных ситуаций. Например, при проведении одинаковых контролирующих и проверочных мероприятий на этапах проектирования и исполнения может применяться коэффициент  $K_{FI}$  по Таблице 2.5 с частными коэффициентами безопасности.

**Таблица 2.5 — Коэффициенты  $K_{FI}$  для воздействий**

Коэффициент для воздействий	Класс надежности		
	RC 1	RC 2	RC 3
$K_{FI}$	0,9	1,0	1,1
ПРИМЕЧАНИЕ Для достижения класса надежности RC 3, как правило, следует отдавать предпочтение другим способам, исключая применение коэффициента $K_{FI}$ . Коэффициент $K_{FI}$ следует применять только к неблагоприятным воздействиям.			

2.51 Дифференциация надежности возможна также по частному коэффициенту безопасности  $\gamma_m$  на стороне сопротивления. Исключение составляет подтверждение усталости (см. СН РК EN 1993).

2.52 Различные классы для частного коэффициента безопасности  $\gamma_m$  могут быть связаны с другими сопутствующими мероприятиями, например, с контролем при проектировании и исполнении. Для этого в настоящем Приложении указаны три ступени контролирующих мероприятий. Для различных классов надежности рекомендуется применение различных ступеней контролирующих мероприятий.

2.53 По экономическим причинам определенные типы конструкций (например, столбы для освещения, столбы линий электропередачи) целесообразно относить к классу надежности RC 1, применяя для контролирующих мероприятий более высокие ступени.

2.54 Дифференциация контролирующих мероприятий при проектировании заключается в различных организационных мерах по обеспечению качества, которые можно сочетать. Например, установление определенной степени контролирующих мероприятий может зависеть от классификации проектировщика или контролирующей инстанции.

2.55 В Таблице 2.6 приводятся три возможные степени контролирующих мероприятий при проектировании (DSL). Данные степени можно сочетать с классами надежности, которые в зависимости от значения несущей конструкции требуются в национальных предписаниях или в основах проектирования, и конкретизируются соответствующими мероприятиями по обеспечению качества.

**Таблица 2.6 — Контролирующие мероприятия при проектировании (DSL)**

Контролирующие мероприятия при проектировании	Характеристики контроля	Минимальные требования к контролю статических расчетов, чертежей и инструкций
DSL 3 в сочетании с RC 3	Усиленный контроль	Контроль независимой третьей стороной: контроль органом, организационно не зависящим от проектирующего органа
DSL 2 в сочетании с RC 2	Нормальный контроль	Контроль органом, не зависящим от проектирующего органа, внутри организации (внутренний контроль внутренним контролирующим органом)
DSL 1 в сочетании с RC 1	Нормальный контроль	Внутренний контроль: контроль проектирующим органом.

2.56 В Таблице 2.7 указываются три степени производственного контроля (PL).

2.57 Дифференциация контролирующих мероприятий при проектировании может также означать классификацию проектировщиков или контролеров (инженеры-контролеры, эксперты и т. д.) по их компетенции, опыту и организационной принадлежности в зависимости от вида конструкции.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Классификация может зависеть от вида конструкции, материала и вида несущей конструкции.

2.58 Дифференциация контролирующих мероприятий может заключаться также в различном моделировании воздействий по виду и величине или в активных и пассивных мероприятиях по ограничению воздействий.

Различные степени контроля могут быть взаимоувязаны с классами качества и конкретизированы различными мерами по обеспечению качества. Дальнейшие указания содержатся в стандартах на производство работ, на которые даются ссылки в СН РК EN 1992 – СН РК EN 1996 и СН РК EN 1999.

Таблица 2.7 — Ступени производственного контроля (П)

Ступень контроля	Характеристики контроля	Требования
П 3 в сочетании с RC 3	Усиленный контроль	Контроль независимой третьей стороной (сторонний контроль)
П 2 в сочетании с RC 2	Нормальный контроль	Специальный контроль внутри организации
П 1 в сочетании с RC 1	Нормальный контроль	Внутренний контроль
ПРИМЕЧАНИЕ Вместе со ступенями контроля определяются планы контроля строительных изделий и возведения строений. Поскольку они зависят от строительных материалов, то подробности указываются в соответствующих стандартах на производство работ.		

2.59 Уменьшение частного коэффициента безопасности для строительного материала, изделия или элемента конструкции возможно при применении более высоких ступеней контроля, чем в Таблице 2.7 в сочетании с повышенными требованиями.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Контроль эффективности данных мероприятий посредством испытаний элементов конструкции — см. Раздел 5 и Приложение D СН РК EN 1990.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Правила для различных строительных материалов — см. СН РК EN 1992 – СН РК EN 1998.

ПРИМЕЧАНИЕ 3 Такое уменьшение (например, из-за меньшей погрешности модели или разброса размеров) не означает дифференциацию надежности; оно представляет лишь компенсационную меру, при которой выдерживается уровень надежности в зависимости от эффективности контролирующего мероприятия.

2.60 Различают следующие классы конструкций из холодноформованных элементов и профилированных листов:

— класс I. Конструкция из холодноформованных элементов и профилированных листов, рассчитанная из условия обеспечения прочности и устойчивости сооружения в целом;

— класс II. Конструкция из холодноформованных элементов и профилированных листов, рассчитанная из условия обеспечения прочности и устойчивости отдельных конструктивных элементов;

— класс III. Конструкция из холодногнутого профилированного листа, используемая только для передачи нагрузки на несущий каркас.

На различных стадиях строительства могут рассматриваться разные классы конструкций.

2.61 Требования к изготовлению профилированных листов из конструкционных сталей должны отвечать требованиям соответствующих Европейских стандартов по продуктам, в соответствии с Таблицами 2, 3 и 4 СН РК EN 1090-2, если не указано иначе. Сорт, качество и, по обстоятельствам, массы и отделка покрытия должны быть указаны вместе со всеми необходимыми опциями, допустимыми согласно стандарту по продукту, включая опции, касающиеся годности для горячего цинкового покрытия.

2.62 Стальные продукты, применяемые в изготовлении компонентов холодной штамповки, должны обладать свойствами, соответствующими требуемой годности для процесса холодной штамповки. Углеродистые стали, подходящие для холодной штамповки, перечислены в Таблице 2.8.

**Таблица 2.8 – Стандарты по продуктам для листов и полос, применимых для холодной штамповки**

Продукты	Технические требования к поставке	Допуски
Нелегированная конструкционная	EN 10025-2	EN 10051
Свариваемая мелкоструктурная сталь	EN 10025-3, EN 10025-4	EN 10051
Сталь с высоким пределом текучести для холодной штамповки	EN 10149-1, EN 10149-2, EN 10149-3, EN 10268	Не применяется
Сталь холодного обжата	ISO 4997	EN 10131
Сталь со сплошным горячим покрытием	EN 10292, EN 10326, EN 10327	EN 10143
Плоские стальные продукты со сплошным органическим покрытием	EN 10169-2, EN 10169-3	EN 10169-1
Узкие полосы	EN 10139	EN 10048

2.63 Для углеродистых сталей применяются следующие требования к качеству поверхности:

а) Класс A2 для пластин и широких полос, в соответствии с требованиями стандарта EN 10163-2.

б) Класс C1 для профилей в соответствии с требованиями стандарта EN 10163-3.

2.64 Спецификации по выполнению должны определять, следует ли исправлять такие разрывы, как трещины, закатки и плены.

2.65 Если требуются более высокое качество поверхности для пластин классов исполнения EXC3 и EXC4, это следует указывать.

2.66 Для нержавеющей сталей применяются следующие требования к качеству поверхности:

а) Листы, пластины и полосы: в соответствии с требованиями стандарта EN 10088-2.

б) Бруски, прутки и профили: в соответствии с требованиями стандарта EN 10088-3.

2.67 Также следует указывать дополнительные требования, касающиеся следующих пунктов:

специальные ограничения либо по недостаткам поверхности, либо по исправлению дефектов поверхности с помощью шлифовки, в соответствии со стандартом EN 10163 или EN 10088 для нержавеющей сталей.

2.68 Для других продуктов требования к обработке поверхности должны быть указаны согласно соответствующим Европейским или Международным стандартам.

2.69 Если соответствующая спецификация не определяет должным образом декоративную или специальную отделку поверхности, то отделку поверхности необходимо специфицировать.

2.70 Качество поверхности входящих в состав продуктов должно быть таким, чтобы можно было добиться соответствия требованиям к степени подготовки поверхности согласно Пункту 10.2. СН РК EN 1990-2.

2.71 Что касается классов исполнения EXC3 и EXC4, для сварных крестообразных соединений, передающих первичные растягивающие напряжения через толщину пластины на полосе шириной в четыре толщины пластины каждой стороны предполагаемого соединения, должен быть задан класс качества S1 внутреннего разрыва согласно стандарту EN 101160.

2.72 Следует указать, нужно ли в областях, близких к несущим перемычкам или к ребрам жесткости, проверять наличие внутренних разрывов. В этом случае для полосы полки или стенки пластины шириной 25 толщин пластины каждой стороны несущей перемычки или ребра жесткости, если соединение выполняется сваркой, должен применяться класс качества S1 по стандарту EN 10160.

2.73 Кроме этого, при необходимости следует указывать требования относительно следующих пунктов:

а) Испытания входящих в состав продуктов, кроме нержавеющей стали, для определения внутренних разрывов или трещин в свариваемых зонах.

б) Улучшенные свойства деформации перпендикулярно поверхности входящих в состав продуктов, кроме нержавеющей стали, в соответствии со стандартом EN 10164.

с) Специальные условия поставки нержавеющей стали, например, Эквивалент сопротивления точечной коррозии (азот) (PRE(N)) или испытание ускоренной коррозией.

2.74 Эквивалент PRE(N) должен быть представлен с помощью  $(Cr + 3.3 Mo + 16 N)$  (хром + 3.3 молибден + 16 азот), где элементы приводятся в процентах по массе, если не указано иначе.

д) Условия обработки, если входящие в состав продукты должны обрабатываться перед поставкой.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Примером такой обработки является термическая обработка, профилирование и гибка.

### 3 МАТЕРИАЛЫ

#### 3.1 Общие положения

3.1.1 Все стали, используемые для холодноформованных элементов и профилированных листов, должны быть пригодны для холодного профилирования и сварки, при необходимости. Сталь элементов и листов, подлежащих гальванизации, должна также быть пригодна к гальванизации.

3.1.2 Номинальные значения характеристик материала, приведенные в настоящем разделе, должны рассматриваться в расчетах как нормативные значения.

3.1.3 Требования настоящего пособия распространяются на расчет холодноформованных элементов и профилированных листов, изготовленных из сталей, марки которых приведены в Таблице 3.1а.

**Таблица 3.1а — Номинальные значения основного предела текучести  $f_{yb}$  и временного сопротивления  $f_u$**

Тип стали	Стандарт	Марка	$f_{yb}$ , Н/мм <sup>2</sup>	$f_u$ , Н/мм <sup>2</sup>
Горячекатаные изделия из нелегированных конструкционных сталей. Часть 2. Технические условия поставки нелегированных конструкционных сталей	EN 10025. Часть 2	S235 S275 S355	235 275 355	360 430 510
Горячекатаные изделия из конструкционных сталей. Часть 3. Технические условия поставки нормализованных/нормализованных при прокатке свариваемых мелкозернистых конструкционных сталей	EN 10025. Часть 3	S275N S355N S420N S460N S275N L S355N L S420N L S460N L	275 355 420 460 275 355 420 460	370 470 520 550 370 470 520 550
Горячекатаные изделия из конструкционных сталей. Часть 4. Технические условия поставки термоупрочненных катаных свариваемых мелкозернистых конструкционных сталей	EN 10025. Часть 4	S275M S355M S420M S460M S275M L	275 355 420 460 275 355	360 450 500 530 360 450
		S355M L S420M L S460M L	420 460	500 530
<p>ПРИМЕЧАНИЯ 1 Для стальной полосы толщиной менее 3 мм, соответствующей EN 10025, нормативные значения могут быть заданы в Национальном Приложении, если ширина исходной полосы более или равна 600 мм. Рекомендуется принимать численное значение, указанное в настоящей таблице, умноженное на 0,9.</p> <p>ПРИМЕЧАНИЯ 2 Другие марки сталей и изделия в Национальном Приложении. Примеры марок стали, соответствующих требованиям настоящего пособия, приведены в Таблице 3.1b.</p>				

**Таблица 3.1b — Номинальные значения основного предела текучести  $f_{yb}$  и временного сопротивления  $f_u$**

Тип стали	Стандарт	Марка	$f_{yb}$ , Н/мм <sup>2</sup>	$f_u$ , Н/мм <sup>2</sup>
Холоднообработанные листы из конструкционной стали	ISO 4997	CR 220	220	300
		CR 250	250	330
		CR 320	320	400
Листовая и полосовая углеродистая конструкционная сталь с непрерывным горячим покрытием цинком	EN 10326	S220GD + Z	220	360
		S250GD + Z	250	330
		S280GD + Z	280	360
		S320GD + Z	320	390
		S350GD + Z	350	420
Горячекатаные плоские листы из высокопрочных сталей для холодного профилирования. Часть 2: Условия поставки для термомеханически обработанного стального проката	EN 10149. Часть 2	S315MC	315	390
		S355MC	355	430
		S420MC	420	480
		S460MC	460	520
		S500MC	500	550
		S550MC	550	600
		S600MC	600	650
		S650MC	650	700
	EN 10149. Часть 3	S700MC	700	750
		S260NC	260	370
		S315NC	315	430
		S355NC	355	470
Холоднокатаные плоские листы из высокопрочных низколегированных сталей для холодного профилирования	EN 10268	S420NC	420	530
		H240LA	240	340
		H280LA	280	370
		H320LA	320	400
		H360LA	360	430
Листовая и полосовая сталь из высокопрочной стали с горячим непрерывным покрытием для холодного профилирования	EN 10292	H400LA	400	460
		H260LAD	240 <sup>2)</sup>	340 <sup>2)</sup>
		H300LAD	280 <sup>2)</sup>	370 <sup>2)</sup>
		H340LAD	320 <sup>2)</sup>	400 <sup>2)</sup>
		H380LAD	360 <sup>2)</sup>	430 <sup>2)</sup>
Стальная полоса и лист с непрерывным горячим цинково-алюминиевым покрытием (ZA)	EN 10326	H420LAD	400 <sup>2)</sup>	460 <sup>2)</sup>
		S220GD + ZA	220	300
		S250GD + ZA	250	330
		S280GD + ZA	280	360
		S320GD + ZA	320	390
		S350GD + ZA	350	420



**Таблица 3.1b — Номинальные значения основного предела текучести  $f_{yb}$  и  
временного сопротивления  $f_u$   
(продолжение)**

Стальная полоса и лист с непрерывным горячим алюмоцинковым покрытием (AZ)	EN 10326	S220GD + AZ	220	300
		S250GD + AZ	250	330
		S280GD + AZ	280	360
		S320GD + AZ	320	390
		S350GD + AZ	350	420
Листовая и полосовая малоуглеродистая сталь с непрерывным горячим цинковым покрытием для холодного профилирования	EN 10327	DX51D + Z	1401)	2701)
		DX52D + Z	1401)	2701)
		DX53D + Z	1401)	2701)
<sup>1)</sup> Минимальные значения предела текучести и временного сопротивления в настоящем пособии не приведены. Для сталей всех марок минимальные значения предела текучести и временного сопротивления могут быть приняты равными 140 Н/мм <sup>2</sup> и 270 Н/мм <sup>2</sup> соответственно.				
<sup>2)</sup> Значения предела текучести сталей при их поперечном растяжении приведены в обозначениях материалов. Значения предела текучести при продольном растяжении приведены в таблице.				

## 3.2 Конструкционная сталь

### 3.2.1 Свойства основного материала

3.2.1.1 Номинальные значения предела текучести  $f_{yb}$  или временного сопротивления  $f_u$  должны быть приняты равными:

- а) непосредственно по стандарту на прокат:  $f_y = R_{eh}$  или  $R_{p0,2}$  и  $f_u = R_m$ ;
- б) по данным, приведенным в Таблицах 3.1a и 3.1b;
- в) по данным, полученным при испытаниях.

3.2.1.2 Если характеристики определяются по результатам испытаний, то такие испытания должны проводиться в соответствии с EN 10002-1. Количество образцов для испытаний должно быть не менее пяти, с учетом следующей выборки.

1 Рулоны:

- а) для отбора из продукции одной плавки — не менее одного образца на рулон из 30 % общего количества рулонов;
- б) для отбора из продукции различных плавок — как минимум один образец на каждый рулон;

2 Ленты: как минимум один образец на 2000 кг каждого вида продукции.

3.2.1.3 Образцы должны быть взяты произвольно из рассматриваемой партии стали и ориентированы вдоль длины элемента конструкции. Нормативные значения должны определяться на основе статистической обработки результатов испытаний. Сначала следует сравнить поведение и виды отказа с прогнозируемыми. Если возникают

значительные различия, то их необходимо обосновать; это может привести к дополнительным испытаниям, при необходимости — с отклоняющимися условиями, или к изменениям теоретической модели.

3.2.1.4 Обработка результатов испытаний должна производиться статистическими методами при использовании информации о функциях распределения и ее параметров. Методы в настоящем Приложении допускается применять при условии распространения статистических данных (включая предварительную информацию) на определенные основные совокупности, являющиеся достаточно однородными, и наличия достаточного количества результатов измерений.

**ПРИМЕЧАНИЕ** При анализе результатов испытаний следует различать следующие три основные категории:

- классическая — статистическая оценка невозможна при проведении только одного испытания или только отдельных испытаний. Только наличие обширной предварительной информации и вариантов объединения этой предварительной информации с результатами испытаний дают возможность сделать статистический вывод (метод Байша, см. ISO 12491);

- классическая — статистическая оценка может быть возможна при наличии большой серии испытаний по определению отдельного параметра. Обычные случаи рассматриваются, например, в D.7 СН РК EN 1990. Для данной оценки требуется также наличие предварительной информации о параметре, но в меньшем объеме, чем указано выше;

- классическая — статистическая оценка возможна при проведении серии испытаний с целью проверки расчетной модели (в форме функции) с применением одной или нескольких величин воздействия.

3.2.1.5 Результаты обработки испытаний распространяются только на условия испытаний и условия нагружения. При переносе результатов испытаний на другие условия и нагрузки необходимо использовать предварительную информацию прежних испытаний или полученную теоретически.

3.2.1.6 Допускается принимать свойства стали при сжатии и растяжении одинаковыми.

3.2.1.7 Минимальная пластичность сталей должна быть выражена предельными значениями следующих величин:

- $f_u/f_y$  — отношение минимального значения временного сопротивления на растяжение  $f_u$  к минимальному значению предела текучести  $f_y$ ;

- относительное удлинение после разрыва образца длиной  $5,65 \sqrt{A_0}$  (где  $A_0$  — начальная площадь поперечного сечения);

- предельная деформация  $\varepsilon_u$ , соответствующая временному сопротивлению  $f_u$ .

**ПРИМЕЧАНИЕ** Предельные значения отношения  $f_u/f_y$ , относительного удлинения при разрыве и предельной деформации  $\varepsilon_u$  могут быть приведены в Национальном Приложении. Рекомендуются следующие значения:

- $f_u/f_y > 1,10$ ;

- относительное удлинение после разрыва не менее 15 %;

- $\varepsilon_u > 15\varepsilon_y$ , где  $\varepsilon_y$  — упругая деформация ( $\varepsilon_y = f_y/E$ ).

3.2.1.8 Сталь, соответствующая одной из марок сталей, приведенных в Таблице 3.1 СН РК EN 1993-1-1, должна удовлетворять этим требованиям.

3.2.1.9 Для конструкционных сталей, приведенных в этой части пособия, в расчетах следует принимать следующие значения физических характеристик материалов:

— модуль упругости  $E = 210\,000 \text{ Н/мм}^2$ ;

— модуль сдвига  $G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \approx 81\,000 \text{ Н/мм}^2$ ;

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

— коэффициент линейного термического расширения  $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ К}^{-1}$  (при  $T < 100 \text{ }^\circ\text{C}$ ).

**ПРИМЕЧАНИЕ** При определении усилий, напряжений, деформаций от температурных перепадов в сталежелезобетонных конструкциях по СН РК EN 1994, коэффициент линейного термического расширения принимается равным  $\alpha = 10 \cdot 10^{-6} \text{ К}^{-1}$ .

3.2.1.10 При скоростях нагрева от 2 до 50 К/мин, прочность и деформация стали при повышенной температуре должны приниматься на основании диаграммы деформирования, изображенной на Рисунке 3.1.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Для требований, приведенных в настоящем документе, принимается, что скорости нагрева находятся в указанных пределах.

3.2.1.11 Диаграмма, изображенная на Рисунке 3.1, должна использоваться для определения сопротивлений растяжению, сжатию, кручению или сдвигу.

3.2.1.12 В Таблице 3.3 приведены значения понижающих коэффициентов для диаграммы деформирования стали при повышенных температурах, изображенной на Рисунке 3.1. Понижающие коэффициенты определяются следующим образом:

— расчетный предел текучести относительно предела текучести при  $20 \text{ }^\circ\text{C}$ :

$$k_{y,\theta} = \frac{f_{y,\theta}}{f_y};$$

— предел упругости относительно предела текучести при  $20 \text{ }^\circ\text{C}$ :  $k_{p,\theta} = \frac{f_{p,\theta}}{f_y}$ ;

— угол наклона линейного участка области упругих деформаций относительно угла наклона кривой при  $20 \text{ }^\circ\text{C}$ :  $k_{E,\theta} = \frac{E_{a,\theta}}{E_a}$ .

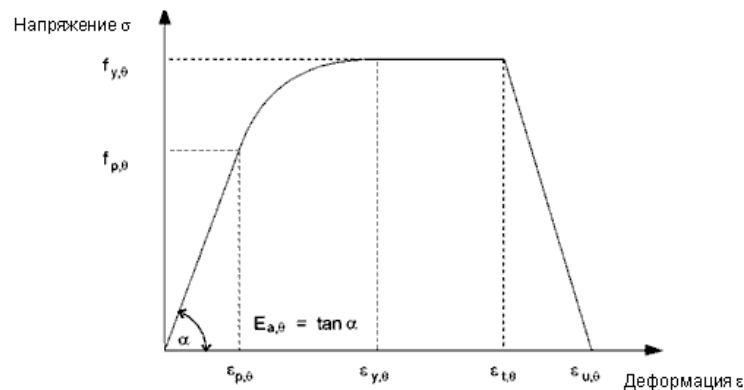
**ПРИМЕЧАНИЕ** Изменение величин понижающих коэффициентов с изменением температуры изображено на Рисунке 3.2.

3.2.1.13 Как вариант, для предотвращения преждевременного разрушения при температурах менее  $400 \text{ }^\circ\text{C}$  вследствие местного выпучивания или изгиба по всей длине конструкции, диаграмма деформирования, определенная в 3.2.1.1, может быть расширена путем проведения деформационного упрочнения в соответствии с Приложением А СН РК EN 1993-1-2.

3.2.1.14 Плотность стали  $\rho_a$  может приниматься не зависящей от ее температуры. При расчетах допускается использование следующего значения:  $\rho_a = 7850 \text{ кг/м}^3$ .

Таблица 3.2

Область деформаций	Напряжение $\sigma$	Тангенс угла наклона
$\varepsilon \leq \varepsilon_{p,\theta}$	$\varepsilon E_{a,\theta}$	$E_{a,\theta}$
$\varepsilon_{p,\theta} < \varepsilon < \varepsilon_{y,\theta}$	$f_{p,\theta} - c + \frac{b}{a} \cdot \left[ a^2 - (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)^2 \right]^{0,5}$	$\frac{b \cdot (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)}{a \cdot \left[ a^2 - (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)^2 \right]^{0,5}}$
$\varepsilon_{y,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{t,\theta}$	$f_{y,\theta}$	0
$\varepsilon_{t,\theta} < \varepsilon < \varepsilon_{u,\theta}$	$f_{y,\theta} \cdot \left[ 1 - \frac{\varepsilon - \varepsilon_{t,\theta}}{\varepsilon_{u,\theta} - \varepsilon_{t,\theta}} \right]$	—
$\varepsilon = \varepsilon_{u,\theta}$	0	—
Параметры	$\varepsilon_{p,\theta} = \frac{f_{p,\theta}}{E_{a,\theta}}; \varepsilon_{y,\theta} = 0,02; \varepsilon_{t,\theta} = 0,15; \varepsilon_{u,\theta} = 0 \dots 20$	
Функции	$a^2 = (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}) \left( \varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta} + \frac{c}{E_{a,\theta}} \right)$ $b^2 = c \cdot (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}) \cdot E_{a,\theta} + c^2$ $c = \frac{(f_{y,\theta} - f_{p,\theta})^2}{(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}) \cdot E_{a,\theta} - 2 \cdot (f_{y,\theta} - f_{p,\theta})}$	



Обозначения:  $f_{y,\theta}$  — расчетный предел текучести;

$f_{p,\theta}$  — предел упругости;

$E_{a,\theta}$  — тангенс угла наклона линейного участка области упругих деформаций;

$\varepsilon_{p,\theta}$  — деформация, соответствующая пределу упругости;

$\varepsilon_{y,\theta}$  — деформации предела текучести;

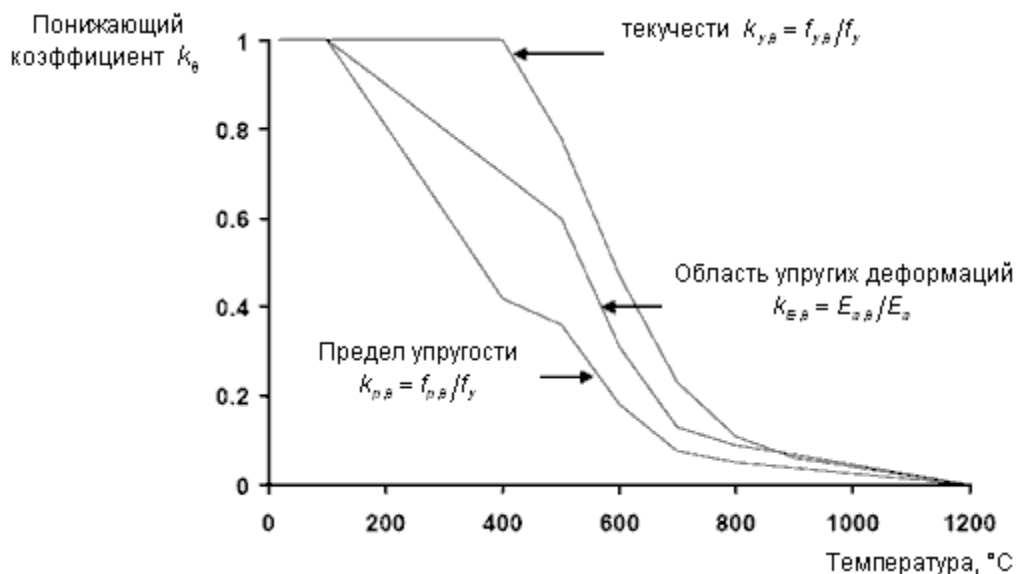
$\varepsilon_{t,\theta}$  — предельная деформация предела текучести;  $\varepsilon_{u,\theta}$  — предельная деформация

**Рисунок 3.1 — Диаграмма деформирования углеродистых сталей при повышенных температурах**

**Таблица 3.3 — Понижающие коэффициенты для диаграммы деформирования углеродистых сталей при повышенных температурах**

Температура стали $\theta_a$ , °C	Понижающие коэффициенты при температуре $\theta_a$ относительно значений $f_y$ и $E_a$ при 20 °C		
	Коэффициент снижения (относительно $f_y$ ) расчетного предела текучести $k_{y,\theta} = \frac{f_{y,\theta}}{f_y}$	Коэффициент снижения (относительно $f_y$ ) предела упругости $k_{p,\theta} = \frac{f_{p,\theta}}{f_y}$	Коэффициент снижения (относительно $E_a$ ) для наклонного линейного участка области упругих деформаций $k_{E,\theta} = \frac{E_{a,\theta}}{E_a}$
20	1,000	1,000	1,000
100	1,000	1,000	1,000
200	1,000	0,807	0,900
300	1,000	0,613	0,800
400	1,000	0,42	0,700
500	0,780	0,360	0,600
600	0,470	0,180	0,310
700	0,230	0,075	0,130
800	0,110	0,050	0,090
900	0,060	0,0375	0,0675
1000	0,040	0,0250	0,0450
1100	0,020	0,0125	0,0225
1200	0,000	0,0000	0,0000

ПРИМЕЧАНИЕ Значения коэффициентов для промежуточных температур определяются линейной интерполяцией.



**Рисунок 3.2 — Изменение коэффициентов снижения для диаграммы деформирования углеродистых сталей при повышенных температурах**

### 3.2.2 Свойства материалов холодноформованных профилей и профилированных листов

3.2.2.1 Если при обозначении предела текучести используется символ  $f_y$ , то допускается использовать среднее значение предела текучести  $f_{ya}$ , при соблюдении условий 3.2.2.4 – 3.2.2.8. В других случаях должен быть использован основной предел текучести  $f_{yb}$ . При обозначении предела текучести символом  $f_{yb}$  должен использоваться основной предел текучести  $f_{yb}$ .

3.2.2.2 Среднее значение предела текучести  $f_{ya}$  поперечного сечения после холодного формования может быть определено в результате натурных испытаний.

3.2.2.3 Альтернативно повышенное среднее значение предела текучести  $f_{ya}$  может быть определено расчетом:

$$f_{ya} = f_{yb} + (f_u - f_{yd}) \cdot \frac{knt^2}{A_g} \leq \frac{(f_u + f_{yd})}{2}, \quad (3.1)$$

где  $A_g$  — площадь полного поперечного сечения;

$k$  — коэффициент, зависящий от вида формования:

$k = 7$  — при формовании в процессе прокатки;

$k = 5$  — для других методов формования;

$n$  — количество гибов в поперечном сечении на  $90^\circ$  с внутренним радиусом  $r \leq 5t$  (если уголгиба не равен  $90^\circ$ , то гиб учитывается как пропорциональная часть отгиба на  $90^\circ$  при определении  $n$ );

$t$  — расчетная толщина листа до холодного формования, исключая толщину слоев металлического и органического покрытий, см. 3.2.4.

3.2.2.4 Повышенное значение предела текучести, вызванное холодным формованием, может учитываться при:

— осевом нагружении элементов, у которых эффективная площадь поперечного сечения  $A_{eff}$  равна полной площади  $A_g$ ;

— определении  $A_{eff}$ , предел текучести  $f_y$  должен быть принят как  $f_{yb}$ .

3.2.2.5 Среднее значение предела текучести  $f_{ya}$  может быть использовано при определении:

— несущей способности поперечного сечения элемента при осевом растяжении;

— несущей способности по прочности и устойчивости при осевом сжатии элемента с полностью эффективным поперечным сечением;

— несущей способности поперечного сечения при изгибе с полностью эффективными полками.

3.2.2.6 Для определения несущей способности при изгибе поперечного сечения с полностью эффективными полками оно может быть разделено на  $m$  плоских элементов, таких как полки. Формула (3.1) может затем использоваться для получения значений повышенного предела текучести  $f_{y,i}$  отдельно для каждого плоского элемента  $i$ , допуская

$$\frac{\sum_{i=1}^m A_{g,i} f_{y,i}}{\sum_{i=1}^m A_{g,i}} \leq f_{ya}, \quad (3.2)$$

где  $A_{g,i}$  — полная площадь поперечного сечения плоского  $i$ -го элемента; при определении повышенного значения предела текучести  $f_{y,i}$  с использованием Формулы (3.1) ширина для краевых сгибов плоских элементов принимается равной длине дуги, соответствующей половине угла сгиба каждой площади  $A_{g,i}$  (см. Рисунок 5.1).

3.2.2.7 Увеличение предела текучести в результате холодного формования не должно учитываться для элементов, подверженных после формования термообработке путем нагрева до температуры более 580 °С в течение более 1 ч.

ПРИМЕЧАНИЕ Более подробная информация — см. EN 1090, часть 2.

3.2.2.8 Особое внимание должно быть уделено тому, что некоторые виды термообработки (особенно отжиг) могут вызвать снижение предела текучести до значения, меньшего, чем базовый предел текучести  $f_{yb}$ .

3.2.2.9 Сварку можно производить в пределах участков длиной 5t с каждой стороны холоднодеформированной зоны, см. Таблицу 3.4, при выполнении одного из следующих требований:

- холоднодеформированные зоны подвергнуты нормализации после холодного деформирования до начала сварочных работ;
- отношение  $g/t$  удовлетворяет значениям Таблицы 3.4.

**Таблица 3.4 — Требования к сварке холоднодеформированных зон и прилегающего к ней металла**

r/t	Деформация вследствие холодного деформирования, %	Максимальная толщина, мм		
		В общем случае		При полном раскислении алюминием ( $Al \geq 0,02 \%$ )
		доминирует статическая нагрузка	доминирует подвижная, вибрационная и т. п. нагрузка	
$\geq 25$	$\leq 2$	Любая	Любая	Любая
$\geq 10$	$\leq 5$	Любая	16	Любая
$\geq 3,0$	$\leq 14$	24	12	24
$\geq 2,0$	$\leq 2$	12	10	12
$\geq 1,5$	$\leq 25$	8	8	10
$\geq 1,0$	$\leq 33$	4	4	6

### 3.2.3 Свойства стали в направлении толщины проката и склонность к хрупкому разрушению

3.2.3.1 Если согласно СН РК EN 1993-1-10 необходимо использовать сталь с улучшенными свойствами в направлении толщины проката, то следует использовать сталь, соответствующую требуемому классу качества по EN 10164.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Указания по выбору свойств в направлении толщины проката приводятся в СН РК EN 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) СН РК EN 1993-1-10 и требуемых значений  $Z_{Ed}$ , соответствующих классу качества по EN 10164. Для зданий и сооружений рекомендуется распределение, приведенное в Таблице 3.5.



Таблица 3.5 — Выбор класса качества согласно EN 10164

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

3.2.3.2 В Таблице 3.6 приведены максимально допустимые значения толщины элемента для трех уровней напряжений, выраженных как часть величины предела текучести, которые следует определять по СН РК EN 1993-1-10:

$$a) \sigma_{Ed} = 0,75f_y(t), \text{ Н/мм}^2;$$

$$b) \sigma_{Ed} = 0,50f_y(t), \text{ Н/мм}^2;$$

$$c) \sigma_{Ed} = 0,25f_y(t), \text{ Н/мм}^2,$$

где  $f_y(t)$  может определяться по формуле:

$$f_y(t) = f_{y,nom} - 0,25 \frac{t}{t_0}, \text{ Н/мм}^2,$$

где  $t$  — толщина листа, мм;

$t_0 = 1$  мм, или может быть принята равной  $R_{eH}$ -величине, установленной соответствующими стандартами на сталь.

Табличные значения приведены для семи расчетных температур: 10 °С, 0 °С, минус 10 °С, минус 20 °С, минус 30 °С, минус 40 °С и минус 50 °С.

Таблица 3.6 — Максимально допустимые значения толщины элемента  $t$ , мм.

Класс стали	Под- класс стали	Работа по Шарпи (CVN) при $T_c$ $J_{min}$		Расчетная температура $T_{Ed}, ^\circ\text{C}$																				
				10	0	-10	-20	-30	-40	-50	10	0	-10	-20	-30	-40	-50	10	0	-10	-20	-30	-40	-50
				$\sigma_{Ed} = 0,75 f_y(t)$							$\sigma_{Ed} = 0,50 f_y(t)$							$\sigma_{Ed} = 0,25 f_y(t)$						
S235	JR	20	27	60	50	40	35	30	25	20	90	75	65	55	45	40	35	135	115	100	85	75	65	60
	J0	0	27	90	75	60	50	40	35	30	125	105	90	75	65	55	45	175	155	135	115	100	85	75
	J2	-20	27	125	105	90	75	60	50	40	170	145	125	105	90	75	65	200	200	175	155	135	115	100
S275	JR	20	27	55	45	35	30	25	20	15	80	70	55	50	40	35	30	125	110	95	80	70	60	55
	J0	0	27	75	65	55	45	35	30	25	115	95	80	70	55	50	40	165	145	125	110	95	80	70
	J2	-20	27	110	95	75	65	55	45	35	155	130	115	95	80	70	55	200	190	165	145	125	110	95
	M,N	-20	40	135	110	95	75	65	55	45	180	155	130	115	95	80	70	200	200	190	165	145	125	110
	ML,NL	-50	27	185	160	135	110	95	75	65	200	200	180	155	130	115	95	230	200	200	200	190	165	145
S355	JR	20	27	40	35	25	20	15	10	5	65	55	45	40	30	25	25	110	95	80	70	60	55	45
	J0	0	27	60	50	40	35	25	20	15	95	80	65	55	45	40	30	150	130	110	95	80	70	60
	J2	-20	27	90	75	60	50	40	35	25	135	110	95	80	65	55	45	200	175	150	130	110	95	80
	K2,M,N	-20	40	110	90	75	60	50	40	35	155	135	110	95	80	65	55	200	200	175	150	130	110	95
	ML,NL	-50	27	155	130	110	90	75	60	50	200	180	155	135	110	95	80	210	200	200	200	175	150	130
S420	M,N	-20	40	95	80	65	55	45	35	30	140	120	100	85	70	60	50	200	185	160	140	120	100	85
	ML,NL	-50	27	135	115	95	80	65	55	45	190	165	140	120	100	85	70	200	200	200	185	160	140	120
S460	Q	-20	30	70	60	50	40	30	25	20	110	95	75	65	55	45	35	175	155	130	115	95	80	70
	M,N	-20	40	90	70	60	50	40	30	25	130	110	95	75	65	55	45	200	175	155	130	115	95	80
	QL	-40	30	105	90	70	60	50	40	30	155	130	110	95	75	65	55	200	200	175	155	130	115	95
	ML,NL	-50	27	125	105	90	70	60	50	40	180	155	130	110	95	75	65	200	200	200	175	155	130	115
	QL1	-60	30	150	125	105	90	70	60	50	200	180	155	130	110	95	75	215	200	200	200	175	155	130
S690	Q	0	40	40	30	25	20	15	10	10	65	55	45	35	30	20	20	120	100	85	75	60	50	45
	Q	-20	30	50	40	30	25	20	15	10	80	65	55	45	35	30	20	140	120	100	85	75	60	50
	QL	-20	40	60	50	40	30	25	20	15	95	80	65	55	45	35	30	165	140	120	100	85	75	60
	QL	-40	30	75	60	50	40	30	25	20	115	95	80	65	55	45	35	190	165	140	120	100	85	75
	QL1	-40	40	90	75	60	50	40	30	25	135	115	95	80	65	55	45	200	190	165	140	120	100	85
	QL1	-60	30	110	90	75	60	50	40	30	160	135	115	95	80	65	55	200	200	190	165	140	120	100

### 3.2.4 Толщина и допуски на толщину

3.2.4.1 Требования к расчету, приведенные в настоящем пособии, могут быть использованы для сталей в диапазоне толщины  $t_{\text{cor}}$ .

ПРИМЕЧАНИЕ Диапазон толщины  $t_{\text{cor}}$  для профилированных листов и элементов может быть приведен в Национальном Приложении. Рекомендуемые значения толщины:

— для профилированных листов и элементов  $0,45 \text{ мм} \leq t_{\text{cor}} \leq 15 \text{ мм}$

— для соединений  $0,45 \text{ мм} \leq t_{\text{cor}} \leq 4 \text{ мм}$ , см. 8.1.2.

3.2.4.2 Может быть использован материал большей или меньшей толщины, при условии, что несущая способность элемента определена по расчету, основанному на испытаниях.

3.2.4.3 Толщина стали  $t_{\text{cor}}$  должна использоваться как расчетная толщина, если

$$t = t_{\text{cor}} \text{ при } \text{tol} \leq 5 \%, \quad (3.3a)$$

$$t = t_{\text{cor}} \cdot \frac{100 \cdot \text{tol}}{95} \text{ при } \text{tol} > 5 \%, \quad (3.3b)$$

$$\text{где } t_{\text{cor}} = t_{\text{ном}} - t_{\text{мет.покрытие}}; \quad (3.3c)$$

$\text{tol}$  — минусовой допуск на прокат, %.

ПРИМЕЧАНИЕ Для цинкового покрытия марки Z275  $t_{\text{zinc}} = 0,04 \text{ мм}$ .

3.2.4.4 Для элементов и листов с непрерывно нанесенным горячим металлическим покрытием и имеющих минусовые допуски, менее или равные специальным допускам  $S$ , приведенным в EN 10143, может быть использована расчетная толщина в соответствии с (3.3a). Если минусовой допуск превышает специальный допуск  $S$ , приведенный в EN 10143, расчетная толщина может приниматься по (3.3b).

3.2.4.5  $t_{\text{ном}}$  — номинальная толщина листа после холодного формования. Она может быть принята равной толщине листа исходной заготовки, если вычисленные площади поперечного сечения до и после холодного формования отличаются не более чем на 2 %; в других случаях теоретические размеры должны быть изменены.

## 3.3 Типы соединений

### 3.3.1 Болтовые соединения

3.3.1.1 Болты, гайки и шайбы должны соответствовать приведенным в ссылочных стандартах группы 4 (см. 1.2.4) СН РК EN 1993-1-8. Правила, приведенные в настоящем пособии, действительны для болтов классов прочности, приведенных в Таблице 3.8.

Значения предела текучести  $f_{yb}$  и временного сопротивления на растяжение  $f_{ub}$  для болтов классов прочности 4.6, 4.8, 5.6, 5.8, 6.8, 8.8 и 10.9 приведены в Таблице 3.8. Эти значения следует принимать в качестве характеристических значений при выполнении расчетов.

**Таблица 3.8 — Номинальные значения предела текучести  $f_{yb}$  и временного сопротивления на растяжение  $f_{ub}$  болтов**

Класс прочности	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}$ , Н/мм <sup>2</sup>	240	320	300	400	480	640	900
$f_{ub}$ , Н/мм <sup>2</sup>	400	400	500	500	600	800	1000

### 3.3.1.2 Ссылочные стандарты, группа 4. Болты, гайки и шайбы

EN 14399-1:2002 Высокопрочные болты с предварительным натяжением. Часть 1. Общие требования

EN 14399-2:2002 Высокопрочные болты с предварительным натяжением. Часть 2. Испытание пригодности для предварительного натяжения

EN 14399-3:2002 Высокопрочные болты с предварительным натяжением. Часть 3. Система HR. Болт с шестигранной головкой и гайкой

EN 14399-4:2002 Высокопрочные болты с предварительным натяжением. Часть 4. Система HV. Болт с шестигранной головкой и гайкой

EN 14399-5:2002 Высокопрочные болты с предварительным натяжением. Часть 5. Плоские шайбы для системы HR

EN 14399-6:2002 Высокопрочные болты с предварительным натяжением. Часть 6. Плоские шайбы с фаской для систем HR и HV

EN ISO 898-1:1999 Механические свойства крепежных деталей из углеродистой и легированной стали. Часть 1. Болты, винты и штифты (ISO 898-1:1999)

EN 20898-2:1993 Механические свойства крепежных деталей. Часть 2. Гайки высокопрочные. Укрупненная резьба (ISO 898-2:1992)

EN ISO 2320:1997 Контргайки шестигранные стальные. Механические и эксплуатационные требования (ISO 2320:1997)

EN ISO 4014:2000 Болты с шестигранной головкой. Изделия сортов А и В (ISO 4014:1999)

EN ISO 4016:2000 Болты с шестигранной головкой. Изделия сорта С (ISO 4016:1999)

EN ISO 4017:2000 Винты с шестигранной головкой. Изделия сортов А и В (ISO 4017:1999)

EN ISO 4018:2000 Винты с шестигранной головкой. Изделия сорта С (ISO 4018:1999)

EN ISO 4032:2000 Гайки шестигранные, тип 1. Изделия сортов А и В (ISO 4032:1999)

EN ISO 4033:2000 Гайки шестигранные, тип 2. Изделия сортов А и В (ISO 4033:1999)

EN ISO 4034:2000 Гайки шестигранные. Изделия сорта С (ISO 4034:1999)

EN ISO 7040:1997 Контргайки шестигранные (с неметаллической вставкой), тип 1. Изделия классов качества 5, 8 и 10

EN ISO 7042:1997 Контргайки шестигранные цельнометаллические, тип 2. Изделия классов качества 5, 8, 10 и 12

EN ISO 7719:1997 Контргайки шестигранные цельнометаллические, тип 1. Изделия классов качества 5, 8 и 10

ISO 286-2:1988 Система допусков и посадок ISO. Таблицы стандартных классов точности

и предельных отклонений для отверстий и валов

ISO 1891:1979 Болты, винты, гайки и комплектующие. Терминология и номенклатура. Издание на трех языках

EN ISO 7089:2000 Плоские шайбы. Номинальная серия. Изделия сорта А

EN ISO 7090:2000 Плоские шайбы с фаской. Нормальная серия. Изделия сорта А

EN ISO 7091:2000 Плоские шайбы. Нормальная серия. Изделия сорта С

EN ISO 10511:1997 Контргайки шестигранные тонкие (с неметаллической вставкой)

EN ISO 10512:1997 Контргайки шестигранные тонкие типа 1 с мелкой метрической резьбой. Изделия классов качества 6, 8 и 10

EN ISO 10513:1997 Контргайки шестигранные цельнометаллические с мелкой метрической резьбой. Изделия классов качества 8, 10 и 12.

### 3.3.2 Другие типы метизов

3.3.2.1 Другие типы метизов, такие как:

— самонарезающие винты, установленные в предварительно выполненное отверстие, или самосверлящие самонарезающие винты;

— пристреливаемые дюбели;

— комбинированные заклепки — могут быть использованы в соответствии с действующими европейскими техническими условиями на изделия.

3.3.2.2 Нормативные значения несущей способности на срез  $F_{v,Rk}$  и минимальной несущей способности на растяжение метизов принимаются по стандарту на изделие или согласно ETAG или ETA.

### 3.3.3 Материалы для сварки

3.3.3.1 Все материалы для сварных соединений должны соответствовать соответствующим стандартам, приведенным в ссылочных стандартах группы 5 (см. 1.2.5) СН РК EN 1993-1-8.

3.3.3.2 Значения предела текучести, временного сопротивления на растяжение, относительного удлинения при разрыве и минимального значения ударной вязкости металла шва по Шарпи для образца с V-образным надрезом должны быть эквивалентны или выше значений, установленных для основного металла.

ПРИМЕЧАНИЕ В общем случае предпочтительно использовать электроды, превосходящие по марке используемую сталь.

### 3.3.3.3 Сварочные материалы и сварка

EN 12345:1998 Сварка. Многоязычные термины сварных соединений и узлов с иллюстрациями. Сентябрь 1998 г.

EN ISO 14555:1998 Сварка. Дуговая сварка металлических стержней. Май 1995 г.

EN ISO 13918:1998 Сварка. Стержни и керамические шайбы для дуговой сварки стержней.

Январь 1997 г.

EN 288-3:1992 Технические требования и утверждение сварочных процессов для металлических материалов. Часть 3. Испытания режима дуговой сварки сталей. 1992 г.

EN ISO 5817:2003 Стальные соединения дуговой сваркой. Уровни качества в зависимости от дефектов.

## 4 ДОЛГОВЕЧНОСТЬ

4.1 Следует устанавливать проектный срок эксплуатации и классы проектного срока эксплуатации в соответствии со значениями приведенными в таблице.

ПРИМЕЧАНИЕ В Таблице 4.1 приведены классы проектного срока эксплуатации. Значения в Таблице 4.1 можно использовать для подтверждения долговечности (например, усталости). См. также Приложение А СН РК EN 1990.

**Таблица 4.1 — Классификация проектных сроков эксплуатации**

Класс проектного срока эксплуатации	Проектный срок эксплуатации (в годах)	Примеры
1	10	Несущие конструкции с ограниченным временем эксплуатации <sup>a)</sup>
2	От 10 до 25	Заменяемые участки несущей конструкции, например, подкрановые балки, опоры
3	От 15 до 30	Несущие конструкции, применяемые в сельском хозяйстве и аналогичные им
	50	Здания и другие обычные несущие конструкции
5	100	Монументальные здания, мосты и другие инженерные сооружения
<sup>a)</sup> Несущие конструкции или части несущей конструкции, демонтируемые с целью повторного использования, не должны рассматриваться как несущие конструкции с ограниченным временем эксплуатации.		

4.2Р Несущую конструкцию следует рассчитывать таким образом, чтобы изменяющиеся со временем показатели не влияли на несущую способность конструкции в течение проектного срока эксплуатации. При этом следует учитывать условия окружающей среды и плановые мероприятия по техническому обслуживанию.

4.3 При расчете долговечности несущей конструкции следует учитывать следующие условия:

- предусмотренная или прогнозируемая в последующем эксплуатация несущей конструкции;
- требуемые проектные критерии;
- прогнозируемые условия окружающей среды;
- состав, показатели и свойства строительных материалов и изделий;
- свойства грунтов оснований;
- выбор несущей системы;
- геометрические параметры элементов конструкции и узлов сопряжений;
- качество строительных работ и затраты на контроль;
- специальные защитные мероприятия;
- плановое техническое обслуживание в течение проектного срока эксплуатации.

ПРИМЕЧАНИЕ В СН РК EN 1992 – СН РК EN 1999 установлены соответствующие мероприятия по обеспечению долговечности соответственно области применения данных стандартов.

4.4 Р На этапе проектирования необходимо определить условия окружающей среды, чтобы установить ее влияние на долговечность и принять соответствующие мероприятия для защиты строительных материалов и изделий.

4.5 Степень изменяющихся со временем показателей допускается оценивать на основании расчетов, измерений и опытных данных на базе построенных объектов или на основании комплекса таких данных.

ПРИМЕЧАНИЕ В СН РК EN 1990, 9.3.1, перечислены факторы, влияющие на изготовление, которые необходимо учитывать при проектировании.

4.6 Особое внимание должно быть обращено на случаи, в которых применены разные материалы с возможностью создания условий для развития электрохимической коррозии.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Указания по коррозионной стойкости метизов для класса окружающей среды — по EN ISO 12944-2, Приложение В.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Указания по кровельным изделиям — см. EN 508-1.

ПРИМЕЧАНИЕ 3 Указания по другим изделиям — см. часть 1-1 СН РК EN 1993.

ПРИМЕЧАНИЕ 4 Указания по гальванизированным метизам горячим способом — см. EN ISO 10684.

4.7 Способы защитной обработки, применяемые вне строительной площадки и на строительной площадке, должны соответствовать EN 1090.

ПРИМЕЧАНИЕ В EN 1090 приведены факторы, возникающие при изготовлении, которые необходимо учитывать при проектировании.

4.8 Элементы, подверженные воздействию коррозии, механическому износу или усталостному разрушению, должны проектироваться таким образом, чтобы была обеспечена возможность осмотра, ремонта и реконструкции, а также необходимый доступ для текущего осмотра и технического обслуживания при эксплуатации.

4.9 В Расчет на выносливость необходимо выполнять для следующих элементов стальных конструкций зданий:

- 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.

4.10 Для элементов, которые не могут быть обследованы, следует предусматривать соответствующий припуск на коррозионный износ.

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

## **5 РАСЧЕТ КОНСТРУКЦИЙ**

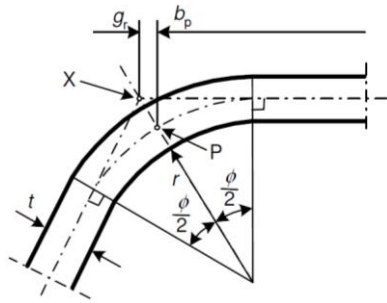
### **5.1 Влияние углов сгиба**

5.1.1 В поперечных сечениях с углами сгиба теоретическая ширина  $b_p$  плоских участков должна измеряться от средних точек соседних угловых элементов, как показано на Рисунке 5.1.

5.1.2 В поперечных сечениях с углами сгиба определение геометрических характеристик сечения должно основываться на теоретической геометрической форме поперечного сечения.

5.1.3 Из наиболее предпочтительных методов, используемых для определения геометрических характеристик сечения, может быть использован приближенный способ. Влияние углов сгиба на несущую способность сечения может не учитываться, если внутренний радиус  $r \leq 5t$  и  $r \leq 0,10b_p$ , и поперечное сечение можно считать состоящим из плоских элементов с острыми углами (в соответствии с Рисунком 5.2, приняв  $b_p$  для всех плоских элементов, включая плоские растянутые элементы). При определении жесткостных характеристик поперечного сечения всегда учитывается влияние углов сгиба.

a)

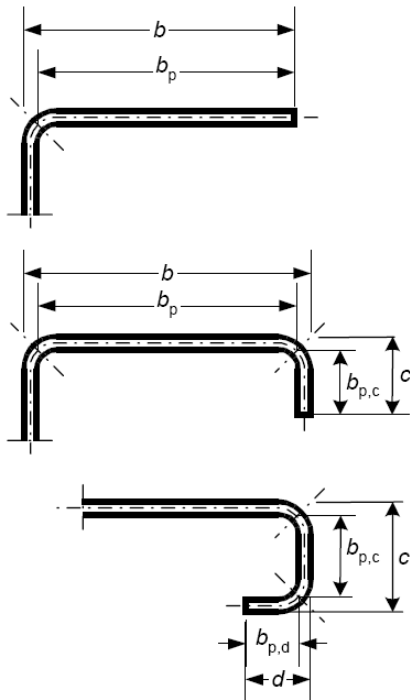

 $X$  — пересечение срединных линий;

 $P$  — средняя точка угла;

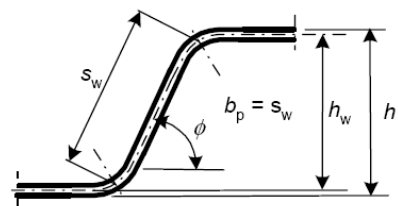
$$r_m = r + t/2;$$

$$g_r = r_m \left( \tan\left(\frac{\varphi}{2}\right) - \sin\left(\frac{\varphi}{2}\right) \right)$$

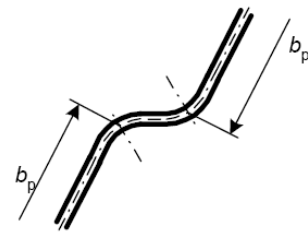
b)



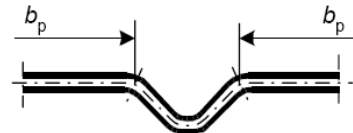
c)



d)



e)


 $a$  — средняя точка угла или сгиба;

 $b$  — теоретическая ширина  $b_p$  для плоских частей полок;

 $c$  — теоретическая ширина  $b_p$  плоской части стенки ( $b_p$  = наклонная высота  $s_w$ );

 $d$  — теоретическая ширина  $b_p$  плоских частей, смежных с элементом жесткости на стенке;

 $e$  — теоретическая ширина  $b_p$  плоских участков, смежных с элементом жесткости на полке

**Рисунок 5.1 — Теоретическая ширина  $b_p$  плоских участков поперечного сечения, примыкающих к углу**

5.1.4 Влияние углов сгиба на геометрические характеристики сечения может быть учтено уменьшением их значений, рассчитанных для подобного сечения с острыми углами (см. Рисунок 5.2), используя следующие приближенные формулы:

$$A_g \approx A_{g,sh}(1 - \delta); \quad (5.1a)$$

$$I_g \approx I_{g,sh}(1 - 2\delta); \quad (5.1b)$$



$$I_w \approx I_{w,sh}(1 - 4\delta); \quad (5.1c)$$

$$\delta = 0,43 \cdot \frac{\sum_{j=1}^n r_j \cdot \frac{\varphi_j}{90^\circ}}{\sum_{j=1}^n b_{p,i}}, \quad (5.1d)$$

где  $A_g$  — полная площадь поперечного сечения;

$A_{g,sh}$  — значение  $A_g$  для сечения с острыми углами;

$b_{p,i}$  — теоретическая ширина плоского  $i$ -го элемента в сечении с острыми углами;

$I_g$  — момент инерции полного поперечного сечения;

$I_{g,sh}$  — значение  $I_g$  для сечения с острыми углами;

$I_w$  — бимомент инерции полного сечения;

$I_{w,sh}$  — значение  $I_w$  для сечения с острыми углами;

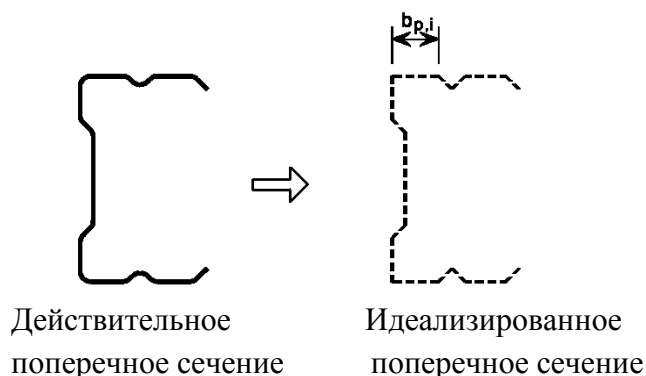
$\phi$  — угол между двумя плоскими элементами;

$m$  — количество плоских элементов;

$n$  — количество криволинейных элементов;

$r_j$  — внутренний радиус криволинейного  $j$ -го элемента.

5.1.5 Уменьшенные значения, определяемые по Формулам (5.1a) – (5.1d), могут также использоваться для расчета эффективных характеристик поперечного сечения  $A_{eff}$ ,  $I_{y,eff}$ ,  $I_{z,eff}$  и  $I_{w,eff}$ , с учетом того, что теоретическая ширина плоских элементов измеряется от точек пересечения их срединных линий.



**Рисунок 5.2 — Приближенные допущения для углов сгиба**

5.1.6 Если внутренний радиус  $r > 0,04tE/f_y$ , то несущая способность поперечного сечения определяется испытаниями.

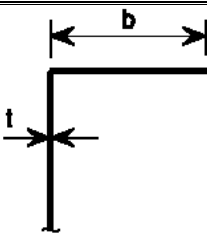
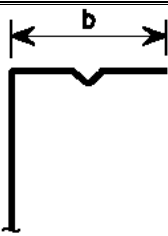
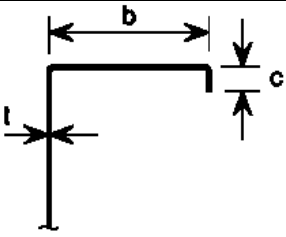
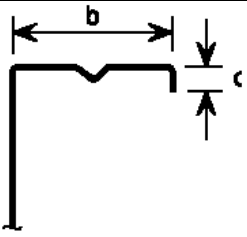
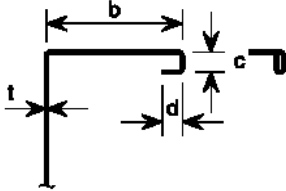
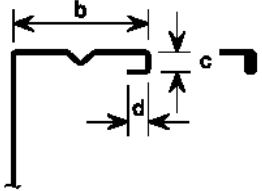
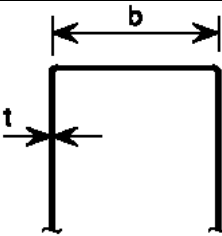
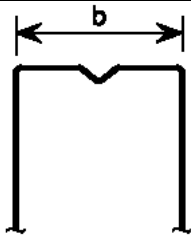
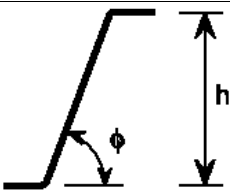
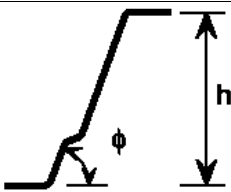
## 5.2 Соотношение геометрических размеров

5.2.1 Требования для расчета, приведенные в настоящем пособии, не распространяются на поперечные сечения, отношение ширины к толщине которых выходит за пределы ограничений  $b/t$ ,  $h/t$ ,  $c/t$  и  $d/t$ , приведенных в Таблице 5.1.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Предельные значения  $b/t$ ,  $h/t$ ,  $c/t$  и  $d/t$ , приведенные в Таблице 5.1, представляют область, для которой имеется достаточный опыт и выполнена проверка испытаниями. Также могут быть использованы поперечные сечения с отношением ширины к

толщине, превышающим указанные выше, если установлено, что их несущая способность по первой группе предельных состояний и их соответствие второй группе предельных состояний проверены испытаниями и/или расчетами, результаты которых подтверждены необходимым количеством испытаний.

**Таблица 5.1 — Максимальные значения отношения ширины к толщине**

Часть поперечного сечения		Максимальное значение
		$b/t \leq 50$
		$b/t \leq 60$ $c/t \leq 50$
		$b/t \leq 90$ $c/t \leq 60$ $d/t \leq 50$
		$b/t \leq 500$
		$45^\circ \leq \phi \leq 90^\circ$ $h/t \leq 500 \sin \phi$

5.2.2 Для обеспечения необходимой жесткости и исключения преждевременной потери устойчивости самого элемента жесткости размеры элементов жесткости должны быть в следующих пределах:

$$0,2 \leq c/b \leq 0,6; \quad (5.2a)$$

$$0,1 \leq d/b \leq 0,3, \quad (5.2b)$$

где размеры  $b$ ,  $c$  и  $d$  приведены в Таблице 5.1. Если  $c/b < 0,2$  или  $d/b < 0,1$ , то отгиб не учитывается ( $c = 0$  или  $d = 0$ ).

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Если геометрические характеристики эффективного поперечного сечения определены испытаниями или расчетами, то эти ограничения не учитываются.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Размер отгиба  $s$  измеряется перпендикулярно полке, даже если он расположен не перпендикулярно по отношению к ней.

5.2.3 Расчет несущей способности по предельным состояниям или при проверках усталостной прочности пластинчатых элементов конструкции можно выполнить при помощи метода конечного элемента (FEM)

5.2.4 Выбор соответствующего метода конечного элемента зависит от исследуемой задачи с учетом следующих допущений.

**Таблица 5.2 — Допущения для расчетов методом конечного элемента**

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

5.2.5 При использовании метода конечных элементов для расчета конструкций следует обращать внимание на следующее:

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

ПРИМЕЧАНИЕ В Национальном Приложении допускается устанавливать дополнительные условия для применения метода конечных элементов при проектировании.

5.2.6 Выбор метода конечных элементов (плоская или объемная модели) и объем сетки принимают в зависимости от требуемой точности результатов расчета. Для контроля соответствия расчета действительной работе конструкции расчет должен выполняться с последующим уточнением исходных данных.

5.2.7 Моделирование методом конечных элементов может проводиться:

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

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

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

5.2.9 Геометрические параметры должны приниматься как номинальные.

5.2.10 Программа должна соответствовать заданию и быть надежной.

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

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

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

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

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

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

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

5.2.15 Для эквивалентных геометрических несовершенств допускается применять данные Таблицы 5.3 и Рисунка 5.3.

Таблица 5.3 — Эквивалентные геометрические несовершенства

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

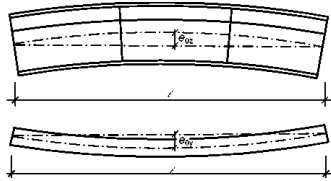
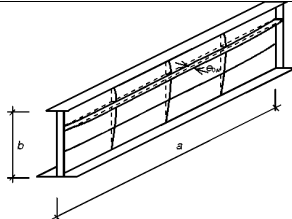
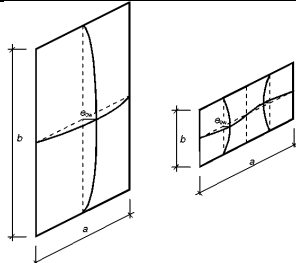
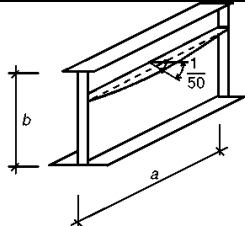
Применение типов несовершенств	Элемент конструкции
Глобальный (элемент конструкции длиной $l$ )	
Глобальный (продольный элемент жесткости длиной $a$ )	
Локальный (панель или отсек)	
Локальный (выгиб элемента жесткости или пояса)	

Рисунок 5.3 — Моделирование эквивалентных геометрических несовершенств

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

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Любой тип несовершенств в Таблице 5.3 может быть принят как определяющее несовершенство, а остальные — как сопровождающие.

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

5.2.17 Свойства материала применяют с нормативными значениями.

5.2.18 В зависимости от требуемой точности и величины уровня напряжений при расчете допускается применять следующие предпосылки для свойств материала (Рисунок 5.3):

- а) упруго-пластические без напряжений стадии самоупрочнения (идеальный упруго-пластический материал);
- б) упруго-пластические с номинальным углом площадки стадии самоупрочнения;
- с) упруго-пластические с линейным углом напряжений стадии самоупрочнения;
- д) действительная кривая зависимости напряжения и деформации, определенная по результатам испытаний, действительные значения определяются по СН РК EN 1993-1-5 Приложение С:

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

$$\varepsilon_{\text{true}} = \ln \cdot (1 + \varepsilon).$$

ПРИМЕЧАНИЕ Для модуля упругости в упругой зоне определяющим является номинальное значение.

5.2.19 Применяемые нагрузки должны содержать основные частные коэффициенты безопасности и коэффициенты сочетаний нагрузок. Для простоты расчетов допускается использовать единственный коэффициент увеличения нагрузки  $\alpha$ .

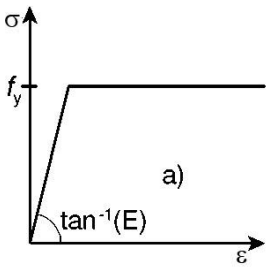
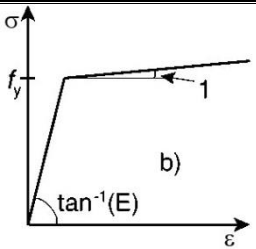
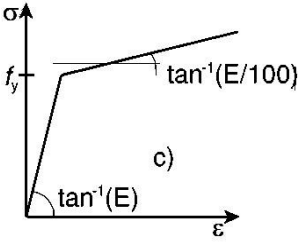
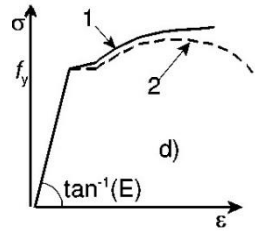
Модель		
Только площадкой текучести	 <p>a)</p>	 <p>b)</p> <p><math>1 \tan^{-1} (E/10000)</math> (или аналогично малое значение)</p>
Со стадией самоупрочнения	 <p>c)</p>	 <p>d)</p> <p>1 — действительная кривая напряжение-деформация; 2 — кривая напряжение- деформация по результатам испытаний</p>

Рисунок 5.4 — Моделирование свойств материала

5.2.20 При расчете конструкций по предельным состояниям должны применяться следующие критерии:

1) для конструкций, чувствительных к потере устойчивости, — достижение максимальной нагрузки;

2) для участков конструкций, подвергающихся воздействию растягивающих напряжений, — достижение предельного значения напряжения в наиболее нагруженном волокне.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 В Национальном Приложении может специально ограничиваться уровень напряжения в наиболее нагруженном волокне, например на 5 % от рекомендуемого значения.

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

5.2.21 Коэффициент увеличения нагрузки  $\alpha_u$  при расчете конструкций по предельным состояниям должен быть достаточно обоснованным, чтобы выполнялось требование надежности конструкции.

5.2.22 Требуемый коэффициент увеличения нагрузки  $\alpha_u$  состоит из двух коэффициентов:

1)  $\alpha_1$  — для учета погрешности модели при моделировании конечных элементов;  $\alpha_1$  определяют посредством оценки данных соответствующих испытаний в соответствии с EN 1990 (Приложение D);

2)  $\alpha_2$  — для учета неточностей моделирования нагрузки и несущей способности. Для  $\alpha_2$  допускается применять  $\gamma_{M1}$  — при значительной потере стабильности и  $\gamma_{M2}$  — при прогнозе разрушения материала.

3) Для  $\alpha_u$  должно выполняться условие

$$\alpha_u > \alpha_1 \alpha_2.$$

ПРИМЕЧАНИЕ В Национальное Приложение допускается включать указания по установлению  $\gamma_{M1}$  и  $\gamma_{M2}$ . Рекомендуется применять числовые значения  $\gamma_{M1}$  и  $\gamma_{M2}$ , установленные в соответствующих таблицах в СН РК EN 1993.

### 5.3 Расчетные модели конструкций

5.3.1 Согласно СН РК EN 1993-1-5, большинство применяемых расчетных моделей может быть использовано для расчета элементов поперечного сечения, как показано в Таблице 5.7.

5.3.2 Следует учитывать совместное влияние многочисленных элементов жесткости.

5.3.3 Несовершенства, связанные с изгибно-крутильной и плоской формами потери устойчивости, принимаются по Таблице 5.4

**Таблица 5.4 — Расчетные значения начального местного изгибного несовершенства  $e_0/L$**

Кривая потери устойчивости по Таблице 6.1	$e_0/L$	
	при упругом расчете	при пластическом расчете
$a_0$	1/350	1/300
$a$	1/300	1/250
$b$	1/250	1/200
$c$	1/200	1/150
$d$	1/150	1/100

5.3.4 Местные изгибные отклонения элементов учтены в формулах определения несущей способности элементов по устойчивости, см. 6.3 СН РК EN 1993-1-1.

5.3.5 При расчете устойчивости элементов посредством расчета по теории второго порядка согласно 5.2.2(7)а СН РК EN 1993-1-1, следует учитывать отклонения сжатых элементов  $e_0$  согласно 5.3.2(3)б), 5.3.2(5)В СН РК EN 1993-1-1 или 5.3.2(6). СН РК EN 1993-1-1.

5.3.6 В расчете по теории второго порядка, учитывающего потерю устойчивости плоской формы изгиба элемента, отклонения можно принимать равными  $ke_{0,d}$ , где  $e_{0,d}$  — эквивалентное начальное изгибное отклонение в плоскости наименьшей жесткости



рассматриваемого профиля. В общем случае дополнительное закручивающее отклонение учитывать не следует.

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

5.3.7 Для несовершенств, связанных с потерей устойчивости плоской формы изгиба, начальное смещение  $e_0$  относительно оси наименьшей жесткости профиля может приниматься без учета начального закручивания.

ПРИМЕЧАНИЕ Значение этого несовершенства может быть приведено в Национальном Приложении. Значение  $e_0/L = 1/600$  при упругом расчете и  $e_0/L = 1/500$  при пластическом расчете рекомендуется для сечений, назначенных с использованием кривой устойчивости плоской формы изгиба по 6.3.2.2 СН РК EN 1993-1-1.

5.3.8 Если не указано другое, см. 6.3.2.3 СН РК EN 1993-1-1, для изгибаемых элементов постоянного поперечного сечения значение  $\chi_{LT}$  при соответствующей условной гибкости  $\bar{\lambda}_{LT}$  следует определять по СН РК EN 1993-1-1:

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

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

здесь  $\alpha_{LT}$  — коэффициент, учитывающий начальные несовершенства;

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

$M_{cr}$  — критический момент потери устойчивости плоской формы изгиба в упругой стадии.

5.3.9 При определении  $M_{cr}$  принимаются геометрические характеристики поперечного сечения брутто и учитываются условия загрузки, действительное распределение момента и раскрепления из плоскости действия изгибающего момента.

ПРИМЕЧАНИЕ Коэффициент  $\alpha_{LT}$ , соответствующий определенной кривой потери устойчивости, может быть установлен в Национальном Приложении. Рекомендуемые значения  $\alpha_{LT}$  приведены в Таблице 5.5.

**Таблица 5.5 — Рекомендуемые значения коэффициентов, учитывающих начальные несовершенства, для кривых потери устойчивости плоской формы изгиба**

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 5.6.

**Таблица 5.6 — Рекомендуемые кривые потери устойчивости плоской формы изгиба в расчетах с использованием Формулы (5.5)**

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

5.3.10 Значения понижающего коэффициента  $\chi_{LT}$  при соответствующей условной гибкости  $\bar{\lambda}_{LT}$  можно определить по графику на Рисунке 6.4 СН РК EN 1993-1-1.

При условной гибкости  $\bar{\lambda}_{LT} \leq \bar{\lambda}_{LT,0}$  6.3.2.2 EN 1993-1-1 или при  $\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq \bar{\lambda}_{LT,0}^2$  6.3.2.3

СН РК EN 1993-1-1 проверкой устойчивости плоской формы изгиба можно пренебречь.

**Таблица 5.7 — Расчетные модели элементов поперечного сечения**

Тип элемента	Модель	Тип элемента	Модель

#### 5.4 Кривизна полки

5.4.1 Влияние кривизны (Рисунок 5.5) более широкой полки профиля (т. е. кривизны относительно нейтральной плоскости) при изгибе или полки изгибаемого арочного профиля, в котором наружная сторона сжата, на несущую способность, не следует учитывать, если кривизна составляет менее 5 % высоты сечения профиля. Если она

больше, то должно учитываться снижение несущей способности, например, путем уменьшения свеса широких полок и путем учета возможного изгиба стенок.

ПРИМЕЧАНИЕ Для кассетных профилей этот эффект учтен в 10.2.2.2.

5.4.2 Расчет кривизны может быть выполнен по нижеприведенным Формулам (5.3а), (5.3б). Формулы пригодны для сжатых и растянутых полок, с элементами жесткости и без них, но без близко расположенных поперечных элементов жесткости на полках. Для профиля, прямолинейного до приложения нагрузки (см. Рисунок 5.3),

$$u = 2 \cdot \frac{\sigma_a^2 b_s^4}{E^2 t^2 z}; \quad (5.3a)$$

Для арочной балки

$$u = 2 \cdot \frac{\sigma_a^2 b_s^4}{E^2 t^2 r}, \quad (5.3b)$$

где  $u$  — деформация изгиба полки внутрь к нейтральной оси (кривизна) (см. Рисунок 5.5);

$b_s$  — половина расстояния между стенками коробчатого и шляпного сечений или свес полки (см. Рисунок 5.5);

$t$  — толщина полки;

$z$  — расстояние от рассматриваемой полки до нейтральной оси;

$r$  — радиус кривизны арочной балки;

$\sigma_a$  — главное напряжение в полках, рассчитанное по полной площади. Если напряжение рассчитано для эффективного поперечного сечения, главное напряжение определяется умножением данного напряжения на отношение эффективной площади полки к полной площади полки.

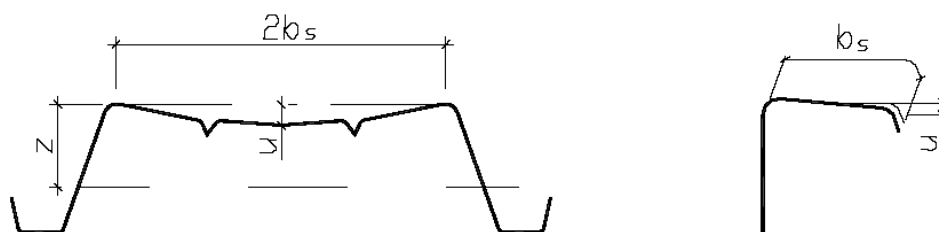


Рисунок 5.5 — Кривизна полки

## 5.5 Потеря местной устойчивости и потеря устойчивости формы сечения

### 5.5.1 Общие положения

5.5.1.1 При определении несущей способности и жесткости холодноформованных элементов и профилированных листов должно учитываться влияние потери местной устойчивости и устойчивости формы сечения.

5.5.1.2 Влияние потери местной устойчивости может учитываться использованием геометрических характеристик эффективного сечения, рассчитанных на основе значений эффективной ширины, см. СН РК EN 1993-1-5.

5.5.1.3 Для определения несущей способности по потере местной устойчивости предел текучести  $f_y$  принимается равным  $f_{yb}$  при определении эффективной ширины сжатых элементов по EN СН РК 1993-1-5.

ПРИМЕЧАНИЕ Несущая способность — см. 6.1.3.1.

5.5.1.4 Для оценки эксплуатационной пригодности эффективная ширина сжатого элемента определяется по сжимающему напряжению  $\sigma_{com,Ed,ser}$  от нормативной нагрузки.

5.5.1.5 Потеря устойчивости формы сечения элементов с краевыми или промежуточными элементами жесткости показана на Рисунке 5.6d и рассматривается в 5.5.3.

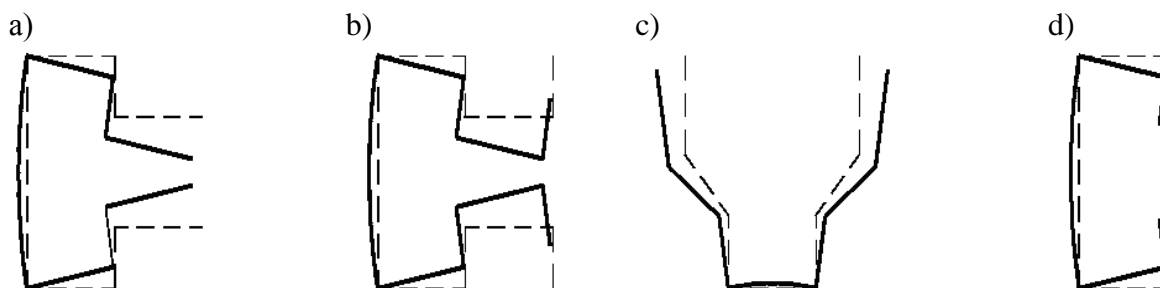


Рисунок 5.6 — Примеры потери устойчивости формы сечения

5.5.1.6 Влияние потери устойчивости формы сечения должно учитываться для случаев, показанных на Рисунке 5.6a, b и c. В этих случаях влияние потери устойчивости формы сечения оценивается линейным (см. 5.5.1.16) или нелинейным расчетом на устойчивость (см. СН РК EN 1993-1-5) численными методами или испытаниями коротких стоек.

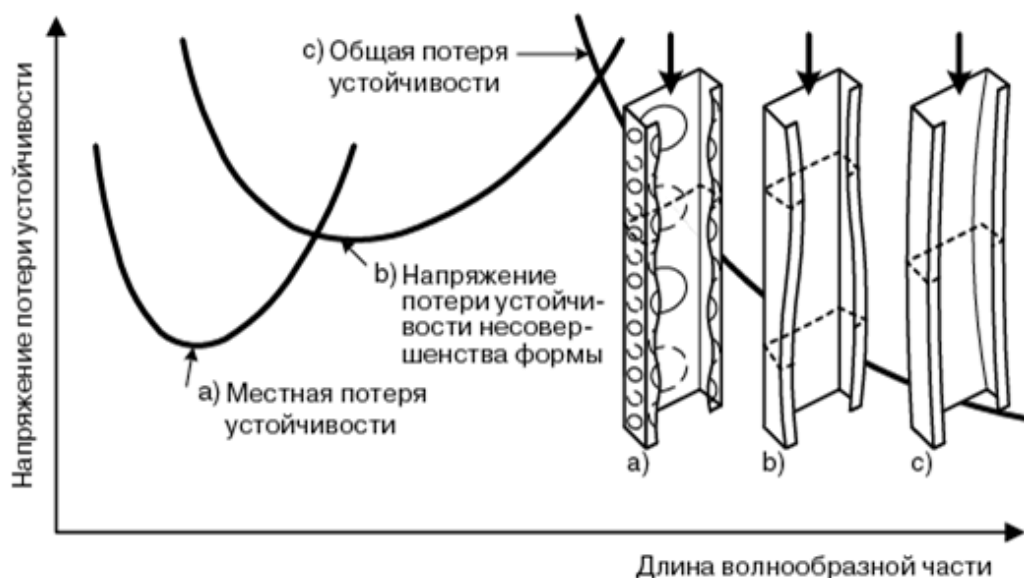
5.5.1.7 Если не использовать упрощенный способ по 5.5.3, где упругие напряжения потери устойчивости определяются линейным расчетом, может быть предложен следующий алгоритм.

1) Для длин волн вплоть до полной длины элемента вычислить напряжения, соответствующие потере устойчивости в упругой стадии и установить адекватную форму потери устойчивости (Рисунок 5.7a).

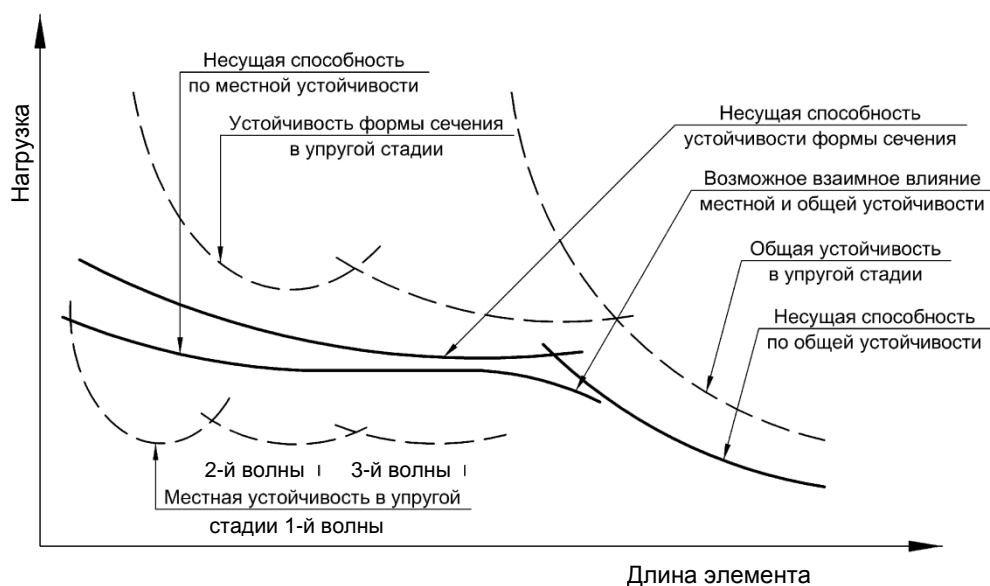
2) Рассчитать эффективную (приведенную) ширину, согласно 5.5.2, для частей поперечного сечения, потерявших местную устойчивость при минимальном напряжении (Рисунок 5.7b).

3) Рассчитать уменьшенную толщину (см. 5.5.3.1.7) для краевых и промежуточных элементов жесткости или других частей поперечного сечения, подверженных потере устойчивости формы сечения под действием минимальных напряжений (см. Рисунок 5.7b).

4) Рассчитать несущую способность, соответствующую потере общей устойчивости, в соответствии с 6.2 (изгибная, крутильная или плоская формы потери устойчивости в зависимости от типа потери устойчивости), для элемента полной длины с эффективным поперечным сечением по 2) и 3).



**Рисунок 5.7а — Примеры зависимостей критических напряжений в упругой стадии для различных форм потери устойчивости от длины полуволны и примеры форм потери устойчивости**



**Рисунок 5.7b — Примеры зависимостей нагрузки при потере устойчивости в упругой стадии и несущей способности от длины элемента**

### 5.5.2 Плоские элементы без элементов жесткости

5.5.2.1 Эффективную ширину элементов без элементов жесткости следует определять по СН РК EN 1993-1-5, используя теоретическую ширину  $b_p$  для  $\bar{b}$  путем определения уменьшающего коэффициента для устойчивости пластинок, основываясь на ее условной гибкости  $\bar{\lambda}_p$ .

5.5.2.2 Теоретическая ширина  $b_p$  плоского элемента должна быть определена по Рисунку 5.1. В этом случае для плоских элементов в виде наклонных стенок принимается соответствующая наклонная высота.

ПРИМЕЧАНИЕ Для остальных случаев более точный метод расчета эффективной ширины приведен в Приложении D.

5.5.2.3 При применении метода по СН РК EN 1993-1-5 могут быть использованы следующие положения:

— соотношение напряжений  $\psi$  из Таблиц 5.8 и 5.9, необходимое для определения эффективной ширины полок профиля под действием градиента напряжений, может быть вычислено с использованием характеристик полного сечения;

— соотношение напряжений  $\psi$  из Таблиц 5.8 и 5.9, необходимое для определения эффективной ширины стенки, может быть вычислено с использованием эффективной площади сжатой полки и полной площади стенки;

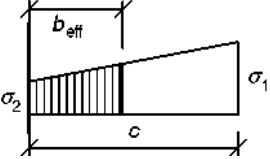
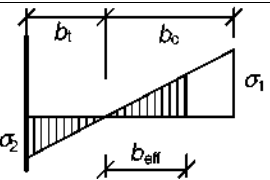
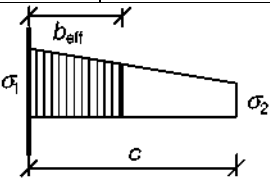
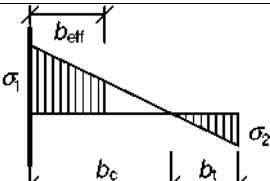
— характеристики эффективного сечения могут быть уточнены, используя соотношение напряжений  $\psi$ , вычисленное с использованием эффективного поперечного сечения, уже найденного вместо полного сечения. Минимальное число шагов в итерационном процессе с градиентом напряжений равно двум;

— для стенок трапециевидных листов, находящихся под градиентом напряжений, может быть использован приближенный метод, приведенный в 5.5.3.4.

**Таблица 5.8 — Сжатые пластины с двухсторонним закреплением по краям**

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

Таблица 5.9 — Сжатые пластины с односторонним закреплением

Распределение напряжения (сжатие положительное)		Эффективная ширина $b_{eff}$		
		$1 > \psi \geq 0:$  $b_{eff} = \rho c$		
		$\psi < 0:$  $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	0	-1	$1 \geq \psi \geq -3$
Коэффициент потери устойчивости $k_\sigma$	0,43	0,57	0,85	$0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$
		$1 > \psi \geq 0:$  $b_{eff} = \rho c$		
		$\psi < 0:$  $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$
Коэффициент потери устойчивости $k_\sigma$	0,43	$0,578 / (\psi + 0,34)$	1,70	$1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$

### 5.5.3 Плоские элементы с краевыми или промежуточными элементами жесткости

#### 5.5.3.1 Общие положения

5.5.3.1.1 Расчет сжатых элементов с краевыми или промежуточными элементами жесткости должен быть основан на допущении, что элемент жесткости работает как сжатый с непрерывным закреплением упруго-податливыми связями, жесткость которых зависит от граничных условий и изгибной жесткости смежных плоских элементов.

5.5.3.1.2 Жесткость упруго-податливых связей элемента жесткости должна определяться приложением единичной нагрузки  $u$  на единицу длины, как показано на Рисунке 5.8. Жесткость связей  $K$  на единицу длины может быть определена как

$$K = u/\delta, \quad (5.9)$$

где  $\delta$  — перемещение элемента жесткости от единичной нагрузки  $u$ , действующей в центре тяжести ( $b_1$ ) эффективной части поперечного сечения.

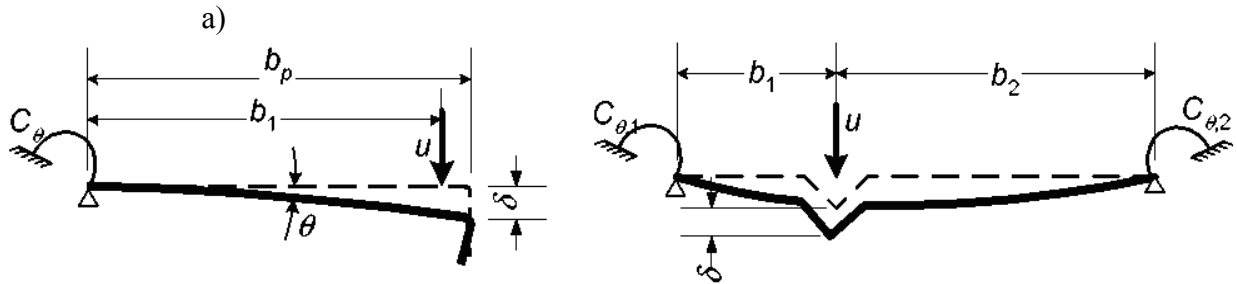


Рисунок 5.8, лист 1 — Определение жесткости связи:

а — фактическая схема;

б — эквивалентная схема;

с — расчетные схемы поперечных сечений при определении  $\delta$  для C- и Z-образных сечений

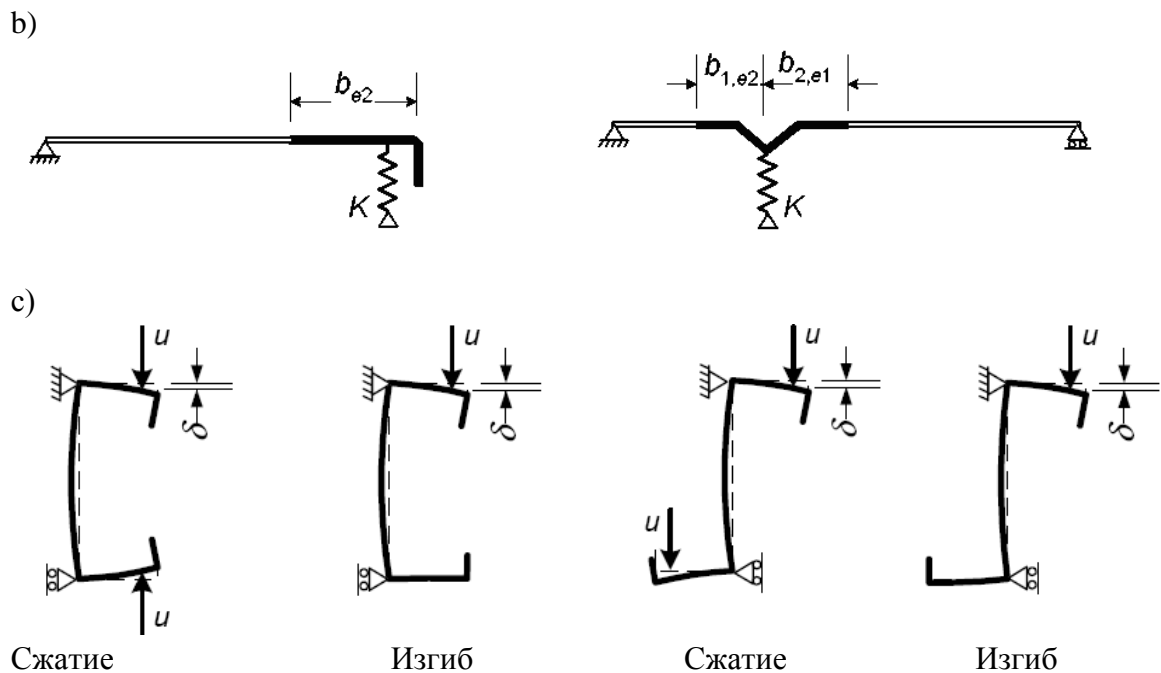


Рисунок 5.8, лист 2

5.5.3.1.3 При определении угловых жесткостей связи  $C_\theta$ ,  $C_{\theta,1}$  и  $C_{\theta,2}$  в зависимости от геометрии поперечного сечения должны учитываться другие элементы жесткости, которые расположены на данном элементе или на любом другом элементе поперечного сечения, испытывающего сжатие.

5.5.3.1.4 Для краевого элемента жесткости перемещение  $\delta$  определяется по формуле:



$$\delta = \theta b_p + \frac{ub_p^3}{3} \cdot \frac{12 \cdot (1 - \nu^2)}{Et^3}, \quad (5.10a)$$

где  $\theta = ub_p / C_\theta$ .

5.5.3.1.5 Если краевые элементы жесткости являются отгибами полок  $C$ - и  $Z$ -образных сечений, то  $C_\theta$  должна определяться от единичной нагрузки  $u$ , приложенной, как показано на Рисунке 5.8с. В результате выражение жесткости связи  $K_1$  для полки 1 следующее:

$$K_1 = \frac{Et^3}{4(1 - \nu^2)} \cdot \frac{1}{b_1^2 h_w + b_1^3 + 0,5 b_1 b_2 h_w k_f}, \quad (5.10b)$$

где  $b_1$  — расстояние от пересечения стенки и полки до центра тяжести эффективной площади краевого отгиба (включая эффективную часть  $b_{e2}$  полки) на полке 1 (см. Рисунок 5.8а);

$b_2$  — расстояние от пересечения стенки и полки до центра тяжести эффективной площади краевого отгиба (включая эффективную часть полки) на полке 2;

$h_w$  — высота стенки;

$k_f = 0$  — если полка 2 растянута (т. е. для балки, изгибаемой относительно оси  $y-y$ );

$k_f = \frac{A_{s2}}{A_{s1}}$  — если полка 2 сжата (как для стержня при осевом сжатии);

$k_f = 1$  — для сжатого симметричного сечения;

$A_{s1}$  и  $A_{s2}$  — эффективная площадь краевого отгиба (включая эффективную часть  $b_{e2}$  полки, (см. Рисунок 5.8b) для полок 1 и 2 соответственно.

5.5.3.1.6 Для промежуточного элемента жесткости значения угловой жесткости связей  $C_{\theta,1}$  и  $C_{\theta,2}$  приближенно можно принять равными нулю и перемещение  $\delta$  можно определить по формуле:

$$\delta = \frac{ub_1^2 b_2^2}{3 \cdot (b_1 + b_2)} \cdot \frac{12 \cdot (1 - \nu^2)}{Et^3}, \quad (5.11)$$

5.5.3.1.7 Коэффициент  $\chi_d$  снижения несущей способности вследствие потери устойчивости формы сечения (плоская форма потери устойчивости элемента жесткости) должен определяться с учетом относительной гибкости  $\bar{\lambda}_d$  следующим образом:

$$\chi_d = 1,0 \text{ при } \bar{\lambda}_d \leq 0,65, \quad (5.12a)$$

$$\chi_d = 1,47 - 0,723 \bar{\lambda}_d \quad \text{“} \quad 0,65 < \bar{\lambda}_d < 1,38, \quad (5.12b)$$

$$\chi_d = \frac{0,66}{\bar{\lambda}_d} \quad \text{“} \quad \bar{\lambda}_d \geq 1,38, \quad (5.12c)$$

$$\text{где } \bar{\lambda}_d = \sqrt{f_{yb} / \sigma_{cr,s}}, \quad (5.12d)$$

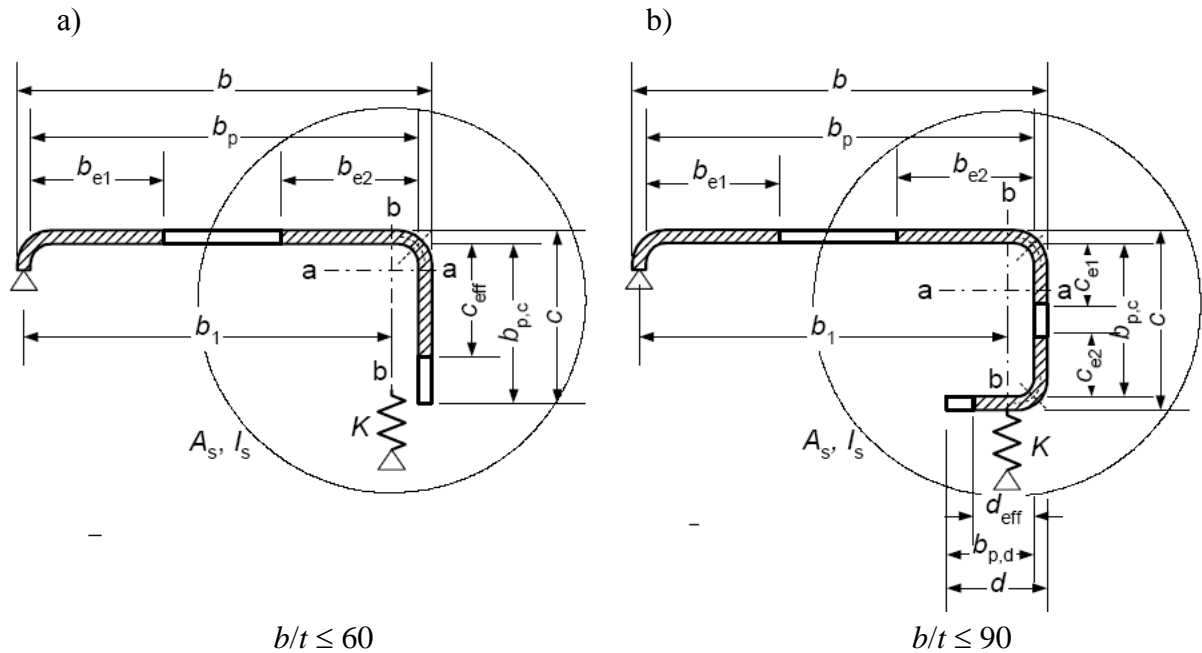
здесь  $\sigma_{cr,s}$  — критическое напряжение в упругой стадии для элементов жесткости из 5.5.3.2, 5.5.3.3 или 5.5.3.4.

5.5.3.1.8 Как вариант, критическое напряжение  $\sigma_{cr,s}$  может быть получено из упругого расчета на устойчивость по теории первого порядка с использованием численных методов.

5.5.3.1.9 Для случая плоского элемента с краевыми и промежуточными элементами жесткости влияние последних можно не учитывать при отсутствии более точного метода расчета.

### 5.5.3.2 Плоские элементы с краевыми отгибами

5.5.3.2.1 Приведенная ниже методика для краевого отгиба применима, если угол между отгибом и плоским элементом находится в пределах от  $45^\circ$  до  $135^\circ$  и выполняются требования 5.2.



a — одинарный краевой отгиб;

b — двойной краевой отгиб

**Рисунок 5.9 — Краевые отгибы:**

5.5.3.2.2 Поперечное сечение краевого отгиба должно быть принято состоящим из эффективной части элемента жесткости, т. е. части  $c$  или частей  $c$  и  $d$ , как показано на Рисунке 5.9, плюс примыкающая эффективная часть плоского участка  $b_p$ .

5.5.3.2.3 Алгоритм определения эффективной ширины сжатых полок с элементами жесткости в виде отгибов приведен на Рисунке 5.10 и должен содержать следующие этапы:

— этап 1. Определяется начальное эффективное сечение элемента жесткости с использованием эффективной ширины, определяемой при  $K = \infty$  и  $\sigma_{com,Ed} = f_{yb}/\gamma_{M0}$ , см. 5.5.3.2.4 и 5.5.3.2.5;

— этап 2. Определяется коэффициент снижения несущей способности вследствие потери устойчивости формы сечения (плоская форма потери устойчивости краевого элемента жесткости), используя начальное эффективное поперечное сечение элемента жесткости и наличие непрерывной упруго-податливой опоры, см. 5.5.3.2.6, 5.5.3.2.7 и 5.5.3.2.8;



5.5.3.2.4 Начальные значения эффективной ширины  $b_{e1}$  и  $b_{e2}$ , приведенные на Рисунке 5.9, определяются по 5.5.2, с допущением, что плоский элемент ( $b_p$ ) оперт по двум сторонам, см. Таблицу 4.1 СН РК EN 1993-1-5.

5.5.3.2.5 Начальные значения эффективной ширины  $c_{eff}$  и  $d_{eff}$ , приведенные на Рисунке 5.9, должны определяться следующим образом:

а) для одинарного краевого отгиба

$$c_{eff} = \rho b_{p,c}, \quad (5.13a)$$

где  $\rho$  определяется из 5.5.2 с учетом коэффициента потери устойчивости  $k_\sigma$ :

$$k_\sigma = 0,5 \text{ если } b_{p,c}/b_p \leq 0,35, \quad (5.13b)$$

$$k_\sigma = 0,5 + 0,83 \cdot \sqrt[3]{\left(\frac{b_{p,c}}{b_p} - 0,35\right)^2} \text{ если } 0,35 < \frac{b_{p,c}}{b_p} \leq 0,60; \quad (5.13c)$$

б) для двойного краевого отгиба

$$c_{eff} = \rho b_{p,c}, \quad (5.13d)$$

где  $\rho$  определяется из 5.5.2 с учетом коэффициента потери устойчивости  $k_\sigma$  для опертого по двум сторонам элемента по Таблице 5.8 ;

$$d_{eff} = \rho b_{p,d}, \quad (5.13e)$$

где  $\rho$  определяется из 5.5.2 с учетом коэффициента  $k_\sigma$  как для отдельно стоящего элемента по Таблице 5.9 .

5.5.3.2.6 Эффективная площадь поперечного сечения  $A_s$  краевого отгиба определяется по формулам:

$$A_s = t(b_{e2} + c_{eff}), \quad (5.14a)$$

или

$$A_s = t(b_{e2} + c_{e1} + c_{e2} + d_{eff}). \quad (5.14b)$$

ПРИМЕЧАНИЕ При необходимости, учитываются закругления, см. 5.1.

5.5.3.2.7 Критическое напряжение  $\sigma_{cr,s}$  потери устойчивости краевого отгиба в упругой стадии определяется по формуле:

$$\sigma_{cr,s} = \frac{2 \cdot \sqrt{KEI_s}}{A_s}, \quad (5.15)$$

где  $K$  — жесткость связи на единицу длины, см. 5.5.3.1.2;

$I_s$  — момент инерции эффективного сечения отгиба, определенный по эффективной площади  $A_s$ , относительно центральной оси  $a-a$  эффективного поперечного сечения (см. Рисунок 5.9).

5.5.3.2.8 Как вариант, критическое напряжение  $\sigma_{cr,s}$  потери устойчивости в упругой стадии можно определить с использованием численных методов расчета на устойчивость по теории первого порядка в упругой стадии, см. 5.5.1.16.

5.5.3.2.9 Коэффициент  $\chi_d$  снижения несущей способности вследствие потери устойчивости формы сечения (плоская форма потери устойчивости краевого элемента жесткости) определяется в зависимости от величины  $\sigma_{cr,s}$  с использованием метода, приведенного в 5.5.3.1.7.

5.5.3.2.10 При условии  $\chi_d < 1$  значение снижающего коэффициента можно определить итерационно, начиная итерацию с модифицированных значений  $\rho$ , полученных по 5.5.2.5 с  $\chi_{com,Ed,i} = \gamma_{yb}/\gamma_{M0}$  таким образом, что

$$\bar{\lambda}_{\rho,red} = \bar{\lambda}_{\rho} \sqrt{\chi_d}. \quad (5.16)$$

5.5.3.2.11 Уменьшенная эффективная площадь элемента жесткости  $A_{s,red}$ , с учетом плоской формы потери устойчивости, определяется как

$$A_{s,red} = \chi_d A_s \frac{f_{yb}/\gamma_{M0}}{\sigma_{com,Ed}} \leq A_s, \quad (5.17)$$

где  $\sigma_{com,Ed}$  — сжимающее напряжение вдоль центральной оси элемента жесткости, рассчитанное для эффективного поперечного сечения.

5.5.3.2.12 При определении геометрических характеристик эффективного поперечного сечения уменьшенная эффективная площадь  $A_{s,red}$  должна быть определена с учетом уменьшенной толщины  $t_{red} = t A_{s,red}/A_s$  для всех элементов, включенных в  $A_s$ .

### 5.5.3.3 Плоские элементы с промежуточными элементами жесткости

5.5.3.3.1 Нижеприведенный алгоритм применим для одного или двух одинаковых элементов жесткости в виде канавки илигиба с учетом того, что все плоские элементы рассчитаны согласно 5.5.2.

5.5.3.3.2 Поперечное сечение промежуточного элемента жесткости принимается состоящим из самого элемента и смежных эффективных частей примыкающих плоских участков  $b_{p,1}$  и  $b_{p,2}$ , показанных на Рисунке 5.11.

5.5.3.3.3 Алгоритм, проиллюстрированный на Рисунке 5.12, включает следующие этапы:

— этап 1. Определяется начальное эффективное сечение элемента жесткости с использованием эффективной ширины, определяемой с учетом того, что элемент жесткости обеспечивает полное защемление и  $\sigma_{com,Ed} = f_{yb}/\gamma_{M0}$ , см. 5.5.3.3.4 и 5.5.3.3.5;

— этап 2. Для определения коэффициента снижения несущей способности вследствие потери устойчивости формы сечения (плоская форма потери устойчивости промежуточного элемента жесткости) используется начальное эффективное поперечное сечение элемента жесткости и предпосылка о наличии непрерывной упруго-податливой опоры, см. 5.5.3.3.6, 5.5.3.3.7 и 5.5.3.3.8;

— этап 3. Уточнение коэффициента снижения несущей способности вследствие потери устойчивости формы сечения осуществляется итерационным расчетом, см. 5.5.3.3.9 и 5.5.3.3.10.

5.5.3.3.4 Начальные значения эффективной ширины  $b_{1,e2}$  и  $b_{2,e1}$ , показанные на Рисунке 5.11, должны определяться по 5.5.2 с допущением, что плоские элементы ( $b_{p,1}$ ) и ( $b_{p,2}$ ) оперты по двум сторонам, см. Таблицу 5.8.

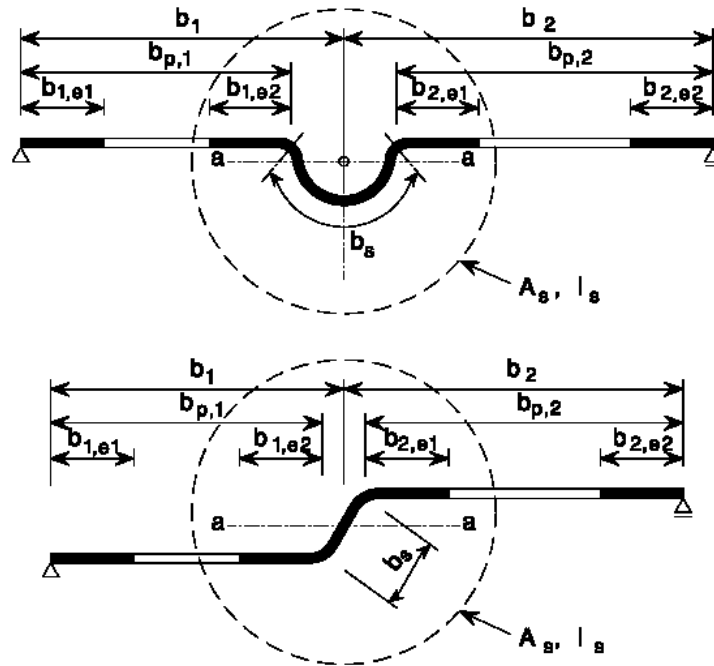


Рисунок 5.11 — Промежуточные элементы жесткости

5.5.3.3.5 Эффективная площадь поперечного сечения промежуточного элемента жесткости  $A_s$  определяется по формуле:

$$A_s = t \cdot (b_{1,e2} + b_{2,e1} + b_s), \quad (5.18)$$

где  $b_s$  — ширина элемента жесткости, показана на Рисунке 5.11.

ПРИМЕЧАНИЕ При необходимости, учитываются закругления углов, см. 5.1.

5.5.3.3.6 Критическое напряжение  $\sigma_{cr,s}$  потери устойчивости промежуточного элемента жесткости определяется по формуле:

$$\sigma_{cr,s} = \frac{2\sqrt{KEI_s}}{A_s}, \quad (5.19)$$

где  $K$  — жесткость связи на единицу длины, см. 5.5.3.1.2;

$I_s$  — момент инерции эффективного сечения отгиба, определенный по эффективной площади  $A_s$  относительно центральной оси  $a-a$  эффективного поперечного сечения (см. Рисунок 5.11).

5.5.3.3.7 Как вариант, критическое напряжение  $\sigma_{cr,s}$  потери устойчивости в упругой стадии можно определить с использованием численных методов расчета на устойчивость по теории первого порядка в пределах упругости, см. 5.5.1.7.

5.5.3.3.8 Коэффициент  $\chi_d$  снижения несущей способности вследствие потери устойчивости формы сечения (плоская форма потери устойчивости промежуточного элемента жесткости) определяется в зависимости от значения  $\sigma_{cr,s}$  с использованием метода, приведенного в 5.5.3.1.7.

5.5.3.3.9 Если  $\chi_d < 1$ , то значение снижающего коэффициента можно определить

итерационно, начиная итерацию с модифицированных значений  $\rho$ , полученных по 5.5.2.5 с  $\sigma_{com,Ed,i} = \chi_d f_{yb} / \gamma_{M0}$  таким образом, что

$$\bar{\lambda}_{\rho,red} = \bar{\lambda}_{\rho} \sqrt{\chi_d}. \quad (5.20)$$

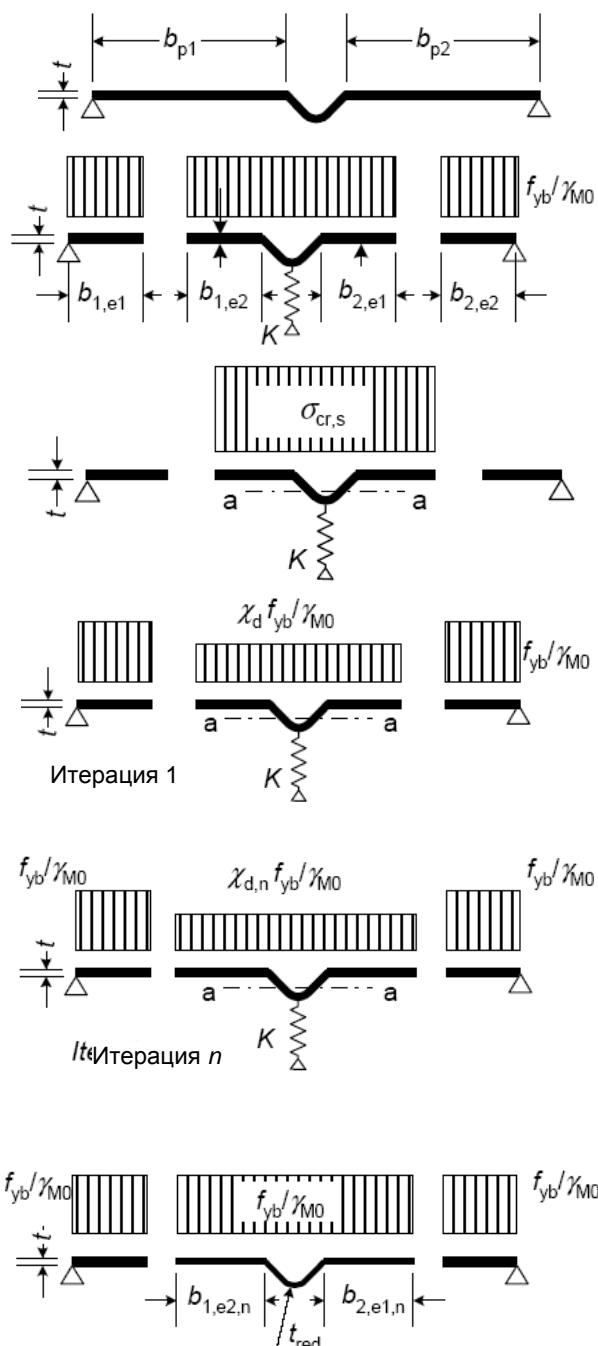


Рисунок 5.12

5.5.3.3.10 Уменьшенная эффективная площадь элемента жесткости  $A_{s,red}$ , вызванная потерей устойчивости формы сечения (изгибная форма потери устойчивости элемента жесткости) определяется как

$$A_{s,red} = \chi_d A_s \cdot \frac{f_{yb}/\gamma_{MO}}{\sigma_{com,Ed}} \leq A_s, \quad (5.21)$$

где  $\sigma_{com,Ed}$  — сжимающее напряжение вдоль центральной оси элемента жесткости, рассчитанное для эффективного поперечного сечения.

5.5.3.3.11 При определении геометрических характеристик эффективного поперечного сечения уменьшенная эффективная площадь  $A_{s,red}$  должна быть определена с учетом уменьшенной толщины  $t_{red} = t A_{s,red}/A_s$  для всех элементов, включенных в  $A_s$ .

#### 5.5.3.4 Трапецевидные листовые профили с промежуточными элементами жесткости

##### 5.5.3.4.1 Общие положения

5.5.3.4.1.1 Требования настоящего пункта распространяются на трапецевидные профилированные листы, применяются совместно с 5.5.3.3 — для полок с промежуточными элементами жесткости и для стенок с промежуточными элементами жесткости.

5.5.3.4.1.2 Учет совместной работы промежуточных элементов жесткости полок и промежуточных элементов жесткости стенок при потере устойчивости выполняется с применением методики, приведенной в 5.5.3.4.4.

##### 5.5.3.4.2 Полки с промежуточными элементами жесткости

5.5.3.4.2.1 При равномерном сжатии допускается, что эффективное поперечное сечение полки с промежуточными элементами жесткости состоит из уменьшенной эффективной площади  $A_{s,red}$ , включающей сечение элемента жесткости и две примыкающие полосы шириной  $0,5b_{eff}$  (или  $15t$ , Рисунок 5.13).

5.5.3.4.2.2 При одном центральном элементе жесткости полки критическое напряжение  $\sigma_{cr,s}$  потери устойчивости в упругой стадии определяется по формуле:

$$\sigma_{cr,s} = \frac{4,2k_w E}{A_s} \cdot \sqrt{\frac{I_s t^3}{4b_p^2(2b_p + 3b_s)}}, \quad (5.22)$$

где  $b_p$  — теоретическая ширина плоского элемента, показанная на Рисунке 5.11;

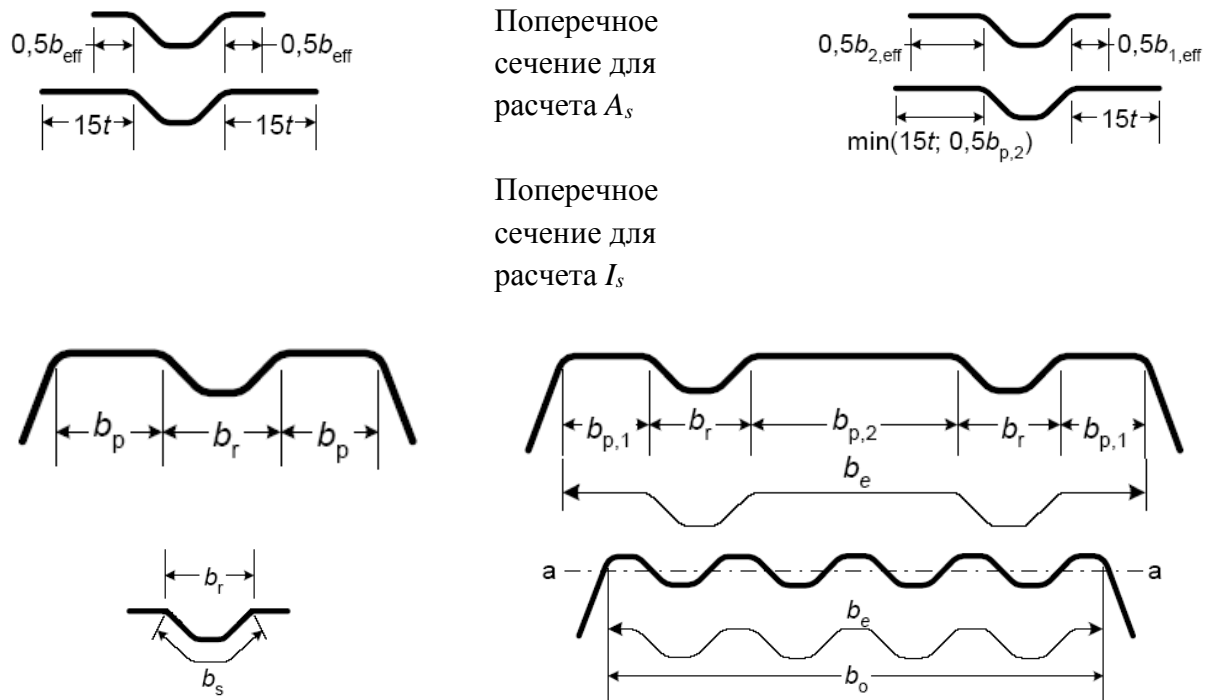
$b_s$  — ширина элемента жесткости, измеренная по его периметру (см. Рисунок 5.13);

$A_s$  и  $I_s$  — площадь поперечного сечения и момент инерции сечения элемента жесткости в соответствии с Рисунком 5.13;

$k_w$  — коэффициент, учитывающий частичное защемление от поворота усиленной элементом жесткости полки, создаваемое стенками или другими примыкающими элементами, см. 5.5.3.4.2.5 и 5.5.3.4.2.6. Для расчета эффективной площади сечения при осевом сжатии  $k_w = 1,0$ .

Формула (5.22) может быть использована для элементов жесткости в виде широких гофров (канавок), плоская часть которых уменьшена из условия обеспечения местной устойчивости, и  $b_p$  в Формуле (5.22) заменяется на большее из значений:  $b_p$  и  $0,25(3b_p + b_r)$  (см. Рисунок 5.13). Подобный метод применим для полок с двумя или несколькими широкими гофрами.





**Рисунок 5.13 — Сжатая полка с одним, двумя или несколькими элементами жесткости**

5.5.3.4.2.3 При двух симметрично расположенных элементах жесткости полки критическое напряжение  $\sigma_{cr,s}$  потери устойчивости в пределах упругости должно определяться следующим образом:

$$\sigma_{cr,s} = \frac{4,2k_w E}{A_s} \cdot \sqrt{\frac{I_s t^3}{8b_1^2(3b_e - 4b_1)}}, \quad (5.23a)$$

где  $b_e = 2b_{p,1} + b_{p,2} + 2b_s$ ;

$b_1 = b_{p,1} + 0,5b_r$ ,

здесь  $b_{p,1}$  — теоретическая ширина крайнего плоского элемента (см. Рисунок 5.13);

$b_{p,2}$  — теоретическая ширина среднего плоского элемента (см. Рисунок 5.13);

$b_r$  — общая ширина элемента жесткости (см. Рисунок 5.13);

$A_s$  и  $I_s$  — площадь поперечного сечения и момент инерции поперечного сечения элемента жесткости (см. Рисунок 5.13).

5.5.3.4.2.4 Для нескольких элементов жесткости на полке (трех или более одинаковых) эффективная площадь всей полки

$$A_{eff} = \rho b_e t, \quad (5.23b)$$

где  $\rho$  — понижающий коэффициент (см. Приложение Е СН РК EN 1993-1-5), соответствующий гибкости  $\bar{\lambda}_p$ , основанной на напряжении потери устойчивости в упругой стадии.

$$\sigma_{cr,s} = 1,8E \cdot \sqrt{\frac{I_s t}{b_0^2 b_e^3}} + 3,6 \cdot \frac{Et^2}{b_0^2}, \quad (5.23c)$$

где  $I_s$  — суммарный момент инерции элементов жесткости относительно центральной оси  $a-a$  без учета слагаемого  $bt^3/12$ ;

$b_0$  — ширина полки (см. Рисунок 5.13);

$b_e$  — развернутая ширина полки, показана на Рисунке 5.13.

5.5.3.4.2.5 В качестве альтернативы методу согласно 4.4.2 СН РК EN 1993-1-5 допускается применять следующие формулы для определения эффективных площадей при уровне напряжений ниже предела текучести:

а) для сжатой пластины с двухсторонним закреплением

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

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

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

5.5.3.4.2.6 Значение  $k_w$  может быть определено с учетом длины волны  $l_b$  потерявшей устойчивость сжатой полки, следующим образом:

$$k_w = k_{wo} \quad \text{если } l_b/s_w \geq 2, \quad (5.24a)$$

$$k_w = k_{wo} - (k_{wo} - 1) \cdot \left[ \frac{2l_b}{s_w} - \left( \frac{l_b}{s_w} \right)^2 \right] \quad \text{если } l_b/s_w < 2, \quad (5.24b)$$

где  $s_w$  — наклонная высота стенки (см. Рисунок 5.1с).

5.5.3.4.2.7 Как вариант, коэффициент защемления от поворота  $k_w$  может быть с запасом принят равным 1,0, что соответствует условиям шарнирного сопряжения.

5.5.3.4.2.8 Значения  $l_b$  и  $k_{wo}$  могут быть определены следующим образом:

— для сжатой полки с одним промежуточным элементом жесткости

$$l_b = 3,07 \cdot \sqrt[4]{\frac{I_s b_p^2 (2b_p + 3b_s)}{t^3}}, \quad (5.25)$$

$$k_{wo} = \sqrt{\frac{s_w + 2b_d}{s_w + 0,5b_d}}, \quad (5.26)$$

где  $b_d = 2b_p + b_s$ ;

— для сжатой полки с двумя или тремя промежуточными элементами жесткости

$$l_b = 3,65 \cdot \sqrt[4]{\frac{I_s b_1^2 (3b_e - 4b_1)}{t^3}}, \quad (5.27)$$

$$k_{wo} = \sqrt{\frac{(2b_e + s_w)(3b_e - 4b_1)}{b_1(4b_e - 6b_1) + s_w(3b_e - 4b_1)}}. \quad (5.28)$$

5.5.3.4.2.9 Эффективная площадь элемента жесткости  $A_{s,red}$ , учитывающая возможную потерю его устойчивости (плоская форма потери устойчивости промежуточного элемента жесткости), должна определяться как

$$A_{s,red} = \chi_d A_s \cdot \frac{f_{yb}/\gamma_{M0}}{\sigma_{com,ser}} \leq A_s. \quad (5.29)$$

5.5.3.4.2.10 Если стенки поперечного сечения не усилены элементами жесткости, то значения понижающего коэффициента  $\chi_d$  следует определять, используя  $\sigma_{cr,s}$  и методику, приведенную в 5.5.3.1.7.

5.5.3.4.2.11 При усилении стенок элементами жесткости значения понижающего коэффициента  $\chi_d$  следует определять по методике, приведенной в 5.5.3.1.7, с учетом модифицированного критического напряжения  $\sigma_{cr,mod}$  в пределах упругой работы материала, приведенного в 5.5.3.4.4.

5.5.3.4.2.12 При определении геометрических характеристик эффективного сечения эффективную площадь  $A_{s,red}$  следует определять с учетом уменьшенной толщины  $t_{red} = tA_{s,red}/A_s$  для всех элементов, включенных в  $A_s$ .

5.5.3.4.2.13 Геометрические характеристики эффективного сечения при расчете по второй группе предельных состояний следует определять, используя расчетную толщину  $t$ .

#### 5.5.3.4.3 Стенки с элементами жесткости в количестве не более двух

5.5.3.4.3.1. Эффективное поперечное сечение сжатой зоны стенки (или другой части поперечного сечения, испытывающей неравномерные напряжения) принимается состоящим из эффективной площади  $A_{s,red}$  не более двух промежуточных элементов жесткости, полосы, примыкающей к сжатой полке, и полосы, примыкающей к центральной оси эффективного поперечного сечения (см. Рисунок 5.14).

5.5.3.4.3.2 Эффективное поперечное сечение стенки, как показано на Рисунке 5.14, должно включать:

- полосу шириной  $s_{eff,1}$ , примыкающую к сжатой полке;
- уменьшенную эффективную площадь  $A_{s,red}$  каждого из элементов жесткости на стенке, при их количестве не более двух;
- примыкающую к центральной оси эффективного сечения полосу шириной  $s_{eff,n}$ ;
- растянутую часть стенки.

5.5.3.4.3.3 Эффективная площадь элементов жесткости должны определяться следующим образом:

— для одного элемента жесткости или для элемента жесткости, ближайшего к сжатой полке,

$$A_{sa} = t \cdot (s_{eff,2} + s_{eff,3} + s_{sa}); \quad (5.30)$$

— для второго элемента жесткости

$$A_{sb} = t \cdot (s_{eff,4} + s_{eff,5} + s_{sb}), \quad (5.31)$$

где размеры  $s_{eff,1}$ , ...,  $s_{eff,n}$ ,  $s_{sa}$  и  $s_{sb}$  — показаны на рисунке 5.14.

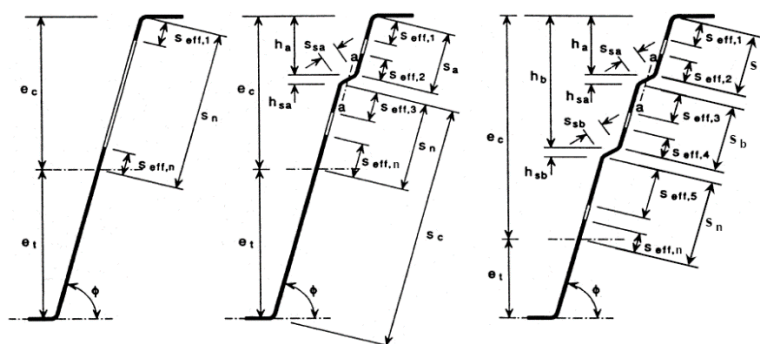


Рисунок 5.14 — Эффективные поперечные сечения стенок трапецевидных профилированных листов

5.5.3.4.3.4 Первоначальное положение эффективной центральной оси следует определять, используя эффективные сечения поперечных полок, но полное поперечное сечение стенок. В этом случае базовая эффективная ширина  $s_{eff,0}$  определяется по формуле:

$$s_{eff,0} = 0,76t \cdot \sqrt{\frac{E}{\gamma_{M0} \sigma_{com,Ed}}}, \quad (5.32)$$

где  $\sigma_{com,Ed}$  — напряжение в сжатой полке при достижении сечением предела несущей способности.

5.5.3.4.3.5 Если стенка не устойчива, то размеры от  $s_{eff,1}$  до  $s_{eff,n}$  определяются следующим образом:

$$s_{eff,1} = s_{eff,0}, \quad (5.33a)$$

$$s_{eff,2} = (1 + 0,5h_a/e_c)s_{eff,0}, \quad (5.33b)$$

$$s_{eff,3} = [1 + 0,5(h_a + h_{sa})/e_c]s_{eff,0}, \quad (5.33c)$$

$$s_{eff,4} = (1 + 0,5h_b/e_c)s_{eff,0}, \quad (5.33d)$$

$$s_{eff,5} = [1 + 0,5(h_b + h_{sb})/e_c]s_{eff,0}, \quad (5.33e)$$

$$s_{eff,n} = 1,5s_{eff,0}, \quad (5.33f)$$

где  $e_c$  — расстояние от эффективной центральной оси до нейтральной линии сжатой полки (см. Рисунок 5.14);

размеры  $h_a$ ,  $h_b$ ,  $h_{sa}$  и  $h_{sb}$  показаны на Рисунке 5.14.

5.5.3.4.3.6 Размеры  $s_{eff,1}$ , ...,  $s_{eff,n}$  должны изначально определяться по 5.5.3.4.3.5 и затем, если рассматриваемый плоский элемент устойчив, корректироваться с учетом следующих положений:

— для стенки без элементов жесткости, если  $s_{eff,1} + s_{eff,n} \geq s_n$  и вся стенка устойчива, то в эффективную площадь стенки включают:

$$s_{eff,1} = 0,4s_n, \quad (5.34a)$$

$$s_{eff,n} = 0,6s_n; \quad (5.34b)$$

— для стенки, усиленной элементом жесткости, если  $s_{eff,1} + s_{eff,2} \geq s_a$  и часть стенки  $s_a$  устойчива, то в эффективную площадь стенки включают:

$$s_{eff,1} = \frac{s_a}{2 + 0,5h_a/e_c}, \quad (5.35a)$$

$$s_{eff,2} = s_a \cdot \frac{(1 + 0,5h_a/e_c)}{2 + 0,5h_a/e_c}; \quad (5.35b)$$

— для стенки с одним элементом жесткости, если  $s_{eff,3} + s_{eff,n} \geq s_n$  и часть стенки  $s_n$  устойчива, то в эффективную площадь стенки включают:

$$s_{eff,3} = s_n \cdot \frac{[1 + 0,5(h_a + h_{sa})/e_c]}{2,5 + 0,5(h_a + h_{sa})/e_c}, \quad (5.36a)$$

$$s_{eff,n} = \frac{1,5s_n}{2,5 + 0,5 \cdot (h_a + h_{sa})/e_c}; \quad (5.36b)$$

— для стенки с двумя элементами жесткости:

а) если  $s_{eff,3} + s_{eff,4} \geq s_b$  и часть стенки  $s_b$  устойчива, то в эффективную площадь стенки включают:

$$s_{eff,3} = s_b \cdot \frac{\lfloor 1 + 0,5(h_a + h_{sa})/e_c \rfloor}{2 + 0,5 \cdot (h_a + h_{sa} + h_b)/e_c}, \quad (5.37a)$$

$$s_{eff,4} = s_b \cdot \frac{1 + 0,5h_b/e_c}{2 + 0,5 \cdot (h_a + h_{sa} + h_b)/e_c}; \quad (5.37b)$$

б) если  $s_{eff,5} + s_{eff,n} \geq s_n$  и часть стенки  $s_n$  устойчива, то в эффективную площадь стенки включают:

$$s_{eff,5} = s_n \cdot \frac{\lfloor 1 + 0,5 \cdot (h_b + h_{sb})/e_c \rfloor}{2,5 + 0,5 \cdot (h_b + h_{sb})/e_c}, \quad (5.38a)$$

$$s_{eff,n} = \frac{1,5s_n}{2,5 + 0,5 \cdot (h_b + h_{sb})/e_c}. \quad (5.38b)$$

5.5.3.4.3.7 Для одиночного элемента жесткости или для элемента жесткости, ближайшего к сжатой полке, в стенке с двумя элементами жесткости критическое напряжение потери устойчивости  $\sigma_{cr,sa}$  в упругой стадии следует определять по формуле:

$$\sigma_{cr,sa} = \frac{1,05k_f E \cdot \sqrt{I_s t^3 s_1}}{A_{sa} s_2 \cdot (s_1 - s_2)}, \quad (5.39a)$$

где  $s_1$  принимается:

— для одиночного элемента жесткости

$$s_1 = 0,9 \cdot (s_a + s_{sa} + s_c); \quad (5.39b)$$

— для элемента жесткости, ближайшего к сжатой полке, в стенке с двумя элементами жесткости:

$$s_1 = s_a + s_{sa} + s_b + 0,5 \cdot (s_{sb} + s_c), \quad (5.39c)$$

$$s_2 = s_1 - s_a - 0,5s_{sa}, \quad (5.39d)$$

здесь  $s_c$  — определено на Рисунке 5.14;

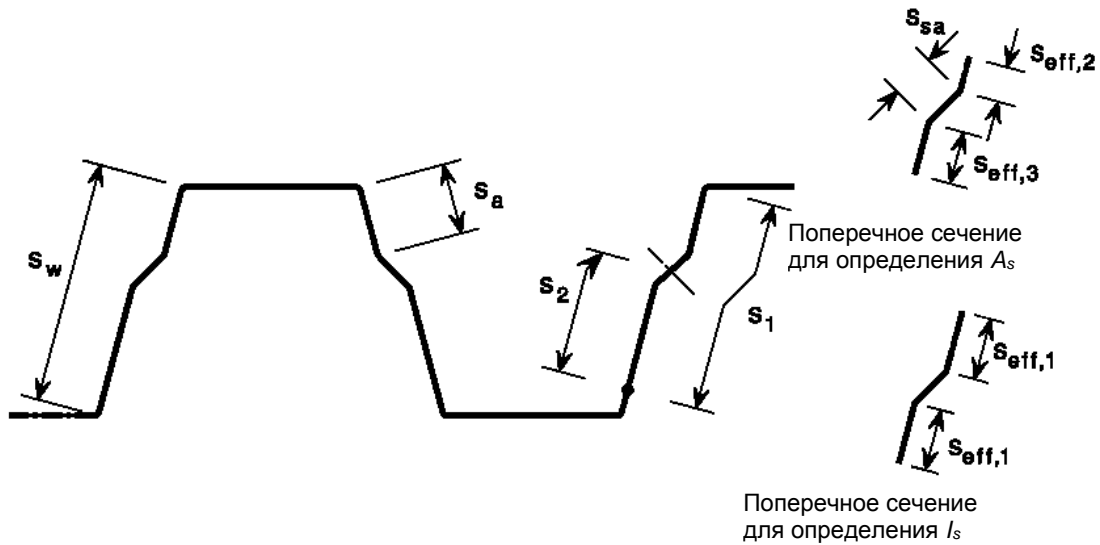
$k_f$  — коэффициент, учитывающий частичное закрепление стенки от поворота полками;

$I_s$  — момент инерции поперечного сечения элемента жесткости, включающего его ширину  $s_{sa}$  и два примыкающих участка стенки шириной  $s_{eff,1}$  каждый относительно собственной центральной оси, параллельной плоскости элементов стенки (Рисунок 5.15). При определении  $I_s$  возможное различие уклонов плоских элементов стенки по обе стороны от элемента жесткости можно не учитывать.

5.5.3.4.3.8 При отсутствии более детального исследования, коэффициент  $k_f$ , учитывающий защемление от поворота, допускается принимать равным 1,0, что соответствует условиям шарнирного соединения.

5.5.3.4.3.9 Для одиночного сжатого элемента жесткости или для элемента жесткости, ближайшего к сжатой полке, в стенке с двумя элементами жесткости эффективная площадь  $A_{sa,red}$  определяется следующим образом:

$$A_{sa,red} = \frac{\chi_d A_{sa}}{1 - (h_a + 0,5h_{sa})/e_c} \leq A_{sa}. \quad (5.40)$$



**Рисунок 5.15 — Элементы жесткости стенок для трапециевидных профилированных листов**

5.5.3.4.3.10 Если полки не усилены элементами жесткости, то значения понижающего коэффициента  $\chi_d$  следует определять, используя  $\sigma_{cr,sa}$  и методику, приведенную в 5.5.3.1.7.

5.5.3.4.3.11 При усилении полок элементами жесткости значения понижающего коэффициента  $\chi_d$  следует определять по методике, приведенной в 5.5.3.1.7, но с уточненным критическим напряжением  $\sigma_{cr,mod}$  в упругой стадии, приведенным в 5.5.3.4.4.

5.5.3.4.3.12 Для одиночного растянутого элемента жесткости площадь сечения следует принимать равной  $A_{sa}$ .

5.5.3.4.3.13 Для стенок с двумя элементами жесткости эффективная площадь  $A_{sb,red}$  для второго элемента жесткости должна приниматься равной  $A_{sb}$ .

5.5.3.4.3.14 При определении геометрических характеристик эффективного сечения эффективная площадь  $A_{sa,red}$  должна быть определена с учетом уменьшенной толщины  $t_{red} = \chi_d t$  для всех элементов, включенных в  $A_{sa}$ .

5.5.3.4.3.15 Геометрические характеристики эффективного поперечного сечения элементов жесткости при расчете по второй группе предельных состояний должны определяться с учетом расчетной толщины  $t$ .

5.5.3.4.3.16 Характеристики эффективного сечения могут быть уточнены итерационно, основываясь на положении центральной оси эффективного поперечного сечения стенок, установленном на предыдущей итерации, и эффективных поперечных сечениях полок, определенных с использованием уменьшенной толщины  $t_{red}$  для всех элементов, включенных в площадь элементов жесткости полок  $A_s$ . Итерация должна основываться на увеличенной базовой эффективной ширине  $s_{eff,0}$ , определенной по формуле:

$$s_{eff,0} = 0,95t \cdot \sqrt{\frac{E}{\gamma_{M0}\sigma_{com,Ed}}}. \quad (5.41)$$

#### 5.5.3.4.4 Профилированные листы с элементами жесткости на полках и стенках

5.5.3.4.4.1 Для профилированных листов с промежуточными элементами жесткости на полках и стенках (Рисунок 5.16) взаимодействие между потерей устойчивости формы сечения (плоская форма потери устойчивости элементов жесткости пояса и стенки) должно учитываться с использованием уточненного значения критического напряжения  $\sigma_{cr,mod}$  для обоих типов элементов жесткости в упругой стадии работы, определенное по формуле:

$$\sigma_{cr,mod} = \frac{\sigma_{cr,s}}{\sqrt[4]{1 + \left[ \beta_s \cdot \frac{\sigma_{cr,s}}{\sigma_{cr,sa}} \right]^4}}, \quad (5.42)$$

где  $\sigma_{cr,s}$  — критическое напряжение в упругой стадии для промежуточного элемента жесткости полки, см. 5.5.3.4.2.2 для полки с одним элементом или 5.5.3.4.2.3 — для полки с двумя элементами жесткости;

$\sigma_{cr,sa}$  — критическое напряжение в упругой стадии для одиночного элемента жесткости стенки или элемента жесткости, ближайшего к сжатой полке, в стенке с двумя элементами жесткости, см. 5.5.3.4.3.7;

$A_s$  — эффективная площадь сечения промежуточного элемента жесткости полки;

$A_{sa}$  — эффективная площадь сечения промежуточного элемента жесткости стенки;

$\beta_s = 1 - (h_a + 0,5h_{ha})/e_c$  — для изгибаемого профиля;

$\beta_s = 1$  — для центрально сжатого профиля.

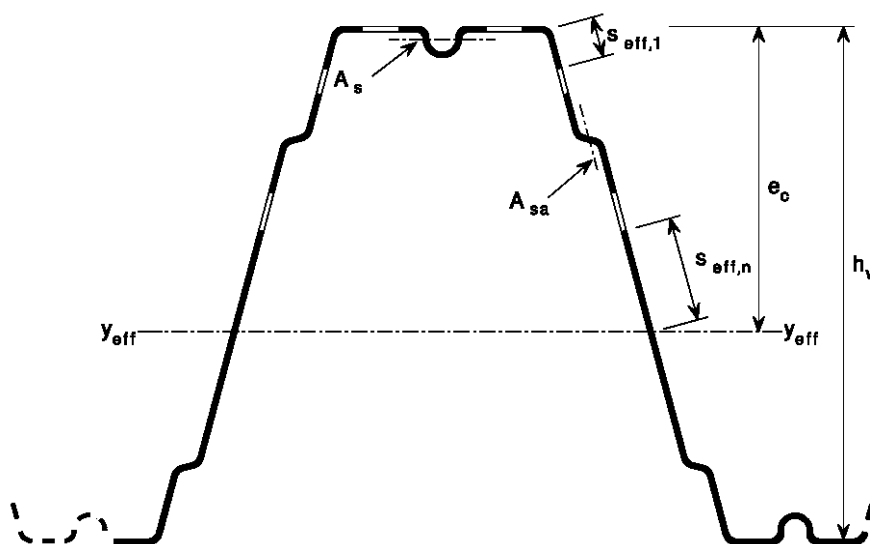


Рисунок 5.16 — Трапецевидный профилированный лист с элементами жесткости на полках и стенках

## 5.6 Устойчивость пластинки между элементами крепления

5.6.1 Устойчивость пластинки между элементами крепления (между метизами) должна проверяться для элементов, состоящих из листов и механических соединений (см. Таблицу 5.10).

**Таблица 5.10 — Минимальные и максимальные значения шага, расстояний до края элемента**

Расстояние или шаг, см. Рисунок 3.1	Минимальное значение	Максимальное значение <sup>1),2),3)</sup>		
		Конструкции, изготовленные из сталей соответствующих EN 10025, кроме сталей соответствующих EN 10025-5		Конструкции, изготовленные из сталей соответствующих EN 10025-5
		Сталь подвержена влиянию атмосферной или другой коррозии	Сталь не подвержена влиянию атмосферной или другой коррозии	Используемая сталь
Расстояние до края вдоль усилия $e_1$	$1,2d_0$	$4t + 40$ мм		Наибольшее из $8t$ или 125 мм
Расстояние до края поперек усилия $e_2$	$1,2d_0$	$4t + 40$ мм		Наибольшее из $8t$ или 125 мм
Расстояние для овальных отверстий $e_4$	$1,5d_0^{4)}$			
Шаг $p_1^{5)}$	$2,2d_0$	Наименьшее из $14t$ или 200 мм	Наименьшее из $14t$ или 200 мм	Наименьшее из $14t_{\min}$ или 175 мм
Шаг $p_{1,0}$		Наименьшее из $14t$ или 200 мм		
Шаг $p_{1,i}$		Наименьшее из $28t$ или 400 мм		
Дорожка $p_2$	$2,4d_0$	Наименьшее из $14t$ или 200 мм	Наименьшее из $14t$ или 200 мм	Наименьшее из $14t_{\min}$ или 175 мм



**Таблица 5.10 — Минимальные и максимальные значения шага, расстояний до края элемента**  
(продолжение)

<p><sup>1)</sup> Максимальные значения шага, расстояний до края и кромки элемента не ограничены, кроме случаев:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>— для сжатых элементов во избежание местной потери устойчивости и коррозии незащищенных элементов;</li> <li>— для растянутых элементов, не защищенных от коррозии, во избежание ее возникновения.</li> </ul> <p><sup>2)</sup> Несущую способность по местной устойчивости сжатых пластин на участках между крепежными деталями следует определять по СН РК EN 1993-1-1, принимая расчетную длину равной <math>0,6r_1</math>. Расчет на местную устойчивость не требуется, если отношение <math>r_1/t</math> меньше <math>9\epsilon</math>. Расстояние до края элемента поперек усилия не должно превышать значений для свободных свесов сжатых элементов, см. СН РК EN 1993-1-1. Эти требования не распространяются на расстояния до края элемента вдоль усилия.</p> <p><sup>3)</sup> <math>t</math> — толщина наиболее тонкого из соединяемых элементов.</p> <p><sup>4)</sup> Ограничения по размерам для овальных отверстий приведены в ссылочных стандартах группы 7 (см. 1.2.7 СН РК EN 1993-1-8).</p> <p><sup>5)</sup> При расположении рядов крепежных деталей в шахматном порядке, можно принимать минимальное значение <math>p_2 = 1,2d_0</math>, при условии, что минимальное расстояние <math>L</math> между любыми смежными отверстиями составляет не менее <math>2,4d_0</math>, см. Рисунок 3.1 б) СН РК EN 1993-1-8.</p>
--

**ПРИМЕР 1 Определение эффективных геометрических характеристик холодноформованного равномерно сжатого профиля С-образного сечения**

Исходные данные: необходимо найти эффективное сечение холодноформованного стального профиля С-образного сечения, подверженного равномерному сжатию, и определить его геометрические характеристики.

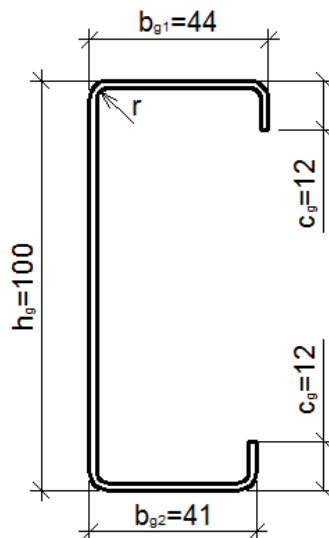


Рисунок 1 – Внешние размеры сечения профиля

Размеры сечения по внешнему обмеру, согласно Рисунок 1:

- полная высота:  $h_g = 100$  мм;
- полная ширина верхней полки:  $b_{g1} = 44$  мм;
- полная ширина нижней полки:  $b_{g2} = 41$  мм;
- полная ширина боковых отгибов:  $c_g = 12$  мм;
- внутренний радиусгиба:  $r = 3$  мм.

Характеристики материала:

- номинальная толщина:  $t_{nom} = 0,8$  мм;
- расчетная толщина равна толщине стального ядра листа, профиль не имеет органических или цинковых покрытий:  $t = t_{cor} = 0,8$  мм (по Формуле (3.3а) 3.2.4.3 СН РК EN 1993-1-3);
- основной предел текучести:  $f_{yb} = 300$  Н/мм<sup>2</sup>;
- модуль упругости:  $E = 203000$  Н/мм<sup>2</sup>;
- коэффициент Пуассона:  $\nu = 0,3$ ;
- частный коэффициент безопасности  $\gamma_{M0} = 1,0$  (по 2.3 СН РК EN 1993-1-3).

Размеры сечения по срединным линиям:

- высота:  $h = h_g - t_{nom} = 100 - 0,8 = 99,2$  мм;
- ширина верхней полки:  $b_1 = b_{g1} - t_{nom} = 44 - 0,8 = 43,2$  мм;
- ширина нижней полки:  $b_2 = b_{g2} - t_{nom} = 41 - 0,8 = 40,2$  мм;
- ширина боковых отгибов:  $c = c_g - t_{nom}/2 = 12 - 0,8/2 = 11,6$  мм.

Теоретическая ширина плоских участков в соответствии с 5.1 СН РК EN 1993-1-3 измеряется от средних точек соседних угловых элементов (точка Р на Рисунке 2):

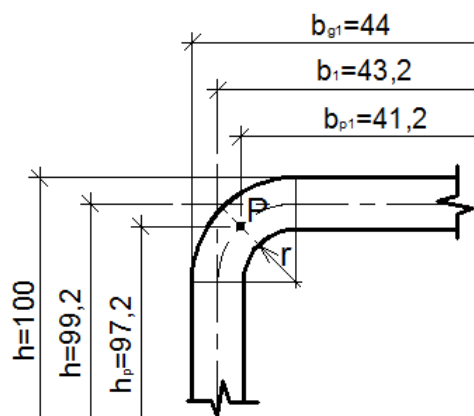


Рисунок 2 — Схема определения теоретической ширины плоских участков сечения.

$$h_p = h - g_{r11} - g_{r21};$$

$$b_{p1} = b_1 - g_{r11} - g_{r12};$$

$$b_{p2} = b_2 - g_{r21} - g_{r22};$$

$$c_p = c - g_{r12};$$

Так как радиусы и углыгиба одинаковы для всех случаев,

$$g_{r11} = g_{r21} = g_{r12} = g_{r22} = g_r = \left( r + t_{\text{ном}} / 2 \right) \left( \tan \left( \frac{\pi}{4} \right) - \sin \left( \frac{\pi}{4} \right) \right);$$

$$g_r = (3 + 0,8 / 2) \left( \tan \left( \frac{\pi}{4} \right) - \sin \left( \frac{\pi}{4} \right) \right) = 1,00 \text{ мм}.$$

Тогда,

- высота:  $h_p = h - 2g_r = 99,2 - 2 \times 1,0 = 97,2 \text{ мм}$ ;
- ширина верхней полки:  $b_{p1} = b_1 - 2g_r = 43,2 - 2 \times 1,0 = 41,2 \text{ мм}$ ;
- ширина нижней полки:  $b_{p2} = b_2 - 2g_r = 40,2 - 2 \times 1,0 = 38,2 \text{ мм}$ ;
- ширина боковых отгибов:  $c_p = c - g_r = 11,6 - 1,0 = 10,6 \text{ мм}$ .

## 2 Проверка соответствия геометрических пропорций условиям 5.2 СН РК EN 1993-1-3

Расчет по СН РК EN 1993-1-3 возможно проводить при выполнении условий Таблицы 5.1 5.2 СН РК EN 1993-1-3:

- $b/t \leq 60$ :  $b_{g1}/t = 44/0,8 = 55,0 < 60$  – условие выполняется;
- $c/t \leq 50$ :  $c_g/t = 12/0,8 = 15,0 < 50$  – условие выполняется;
- $h/t \leq 500$ :  $h_g/t = 100/0,8 = 125,0 < 500$  – условие выполняется.

Для обеспечения достаточной жесткости и предупреждения потери устойчивости самого краевого элемента жесткости, его размер должен соответствовать условию Формулы (5.2a) 5.2.2 EN 1993-1-3:

- $c_g/b_{g1} = 12/44 = 0,27$ ;  $0,2 \leq 0,27 \leq 0,6$  – условие выполняется;
- $c_g/b_{g2} = 12/41 = 0,29$ ;  $0,2 \leq 0,29 \leq 0,6$  – условие выполняется.

Также, при значениях внутреннего радиусагиба, превышающих  $0,04tE/f_y$ , несущая способность и жесткость элемента не может быть определена расчетом (по 5.1.6 СН РК EN 1993-1-3).

$$0,04tE/f_y = 0,04 \times 0,8 \times 203000 / 300 = 21,6 > r = 3 \text{ – условие выполняется.}$$

Согласно условию 5.1.3 СН РК EN 1993-1-3, влияние закругления улов профиля на их геометрические характеристики может не учитываться при  $r/t \leq 5$  и  $r/b_p \leq 0,10$ :

–  $r/t = 3/0,8 = 3,75 < 5$  – условие выполняется;

–  $r/h_p = 3/97,2 = 0,03 < 0,10$  – условие выполняется;

–  $r/b_{p1} = 3/41,2 = 0,07 < 0,10$  – условие выполняется;

–  $r/b_{p2} = 3/38,2 = 0,08 < 0,10$  – условие выполняется;

–  $r/c_p = 3/10,6 = 0,28 > 0,10$  – условие не выполняется, потому влияние закругления улов профиля должно учитываться.

Влияние углов сгиба на геометрические характеристики сечения учитывается уменьшением их значений, рассчитанных для подобного сечения с острыми углами, согласно Формуле (5.1a) - (5.1d) 5.1.4 СН РК EN 1993-1-3:

$$\delta = 0,43 \frac{\sum_{j=1}^4 \left( 3 \times \frac{90^\circ}{90^\circ}; 3 \times \frac{90^\circ}{90^\circ}; 3 \times \frac{90^\circ}{90^\circ}; 3 \times \frac{90^\circ}{90^\circ} \right)}{\sum_{i=1}^5 (10,6 + 41,2 + 97,2 + 38,2 + 10,6)} = 0,026;$$

$$A_g \approx A_{g,sh} (1 - \delta);$$

$$I_g \approx I_{g,sh} (1 - 2\delta).$$

При определении эффективных геометрических характеристик сечений, влияние угловгиба учитывается в случае, если теоретические ширины плоских участков профиля при расчете его несущей способности были измерены от точек пересечения срединных линий. Так как в данном примере теоретические ширины плоских участков сечения определялись с учетом закруглений, данное влияние необходимо учитывать только для полностью эффективного профиля.

### 3 Определение геометрических характеристик полного сечения

Полная площадь сечения:

$$A_g = t(2c_p + b_{p1} + b_{p2} + h_p) = 0,8 \times (2 \times 10,6 + 41,2 + 38,2 + 97,2) = 158,3 \text{ мм}^2.$$

Координаты центра тяжести нередуцированного сечения:

$$z_{gc} = \frac{S_{y0}}{A_g},$$

$$y_{gc} = \frac{S_{z0}}{A_g},$$

где  $S_{y0}$  – суммарный статический момент составных плоских частей профиля относительно оси у-у;

$S_{z0}$  – суммарный статический момент составных плоских частей профиля относительно оси z-z.

Для определения статических моментов инерции необходимо определить координаты центров масс всех плоских участков сечения:

$$z_{gh} = g_r + h_p / 2 = 1,0 + 97,2 / 2 = 49,6 \text{ мм},$$

$$z_{gb1} = g_r + h_p + g_r = 1,0 + 97,2 + 1,0 = 99,2 \text{ мм},$$

$$z_{gb2} = 0 \text{ мм},$$

$$z_{gc1} = g_r + h_p - c_p / 2 = 1,0 + 97,2 - 10,6 / 2 = 92,9 \text{ мм},$$

$$z_{gc2} = g_r + c_p / 2 = 1,0 + 10,6 / 2 = 6,3 \text{ мм};$$

$$y_{gh} = 0 \text{ мм},$$

$$y_{gb1} = g_r + b_{p1} / 2 = 1,0 + 41,2 / 2 = 21,6 \text{ мм},$$

$$y_{gb2} = g_r + b_{p2} / 2 = 1,0 + 38,2 / 2 = 20,1 \text{ мм},$$

$$y_{gc1} = g_r + b_{p1} + g_r = 1,0 + 41,2 + 1,0 = 43,2 \text{ мм},$$

$$y_{gc2} = g_r + b_{p2} + g_r = 1,0 + 38,2 + 1,0 = 40,2 \text{ мм}.$$

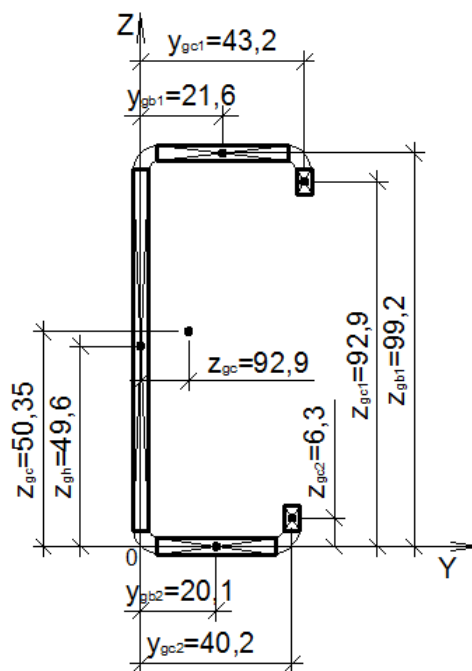


Рисунок 3 — Определение координаты центра тяжести сечения.

Тогда,

$$z_{gc} = \frac{S_{y0}}{A_g} = \frac{[z_{gh}h_p + z_{gb1}b_{p1} + z_{gb2}b_{p2} + z_{gc1}c_{p1} + z_{gc2}c_{p2}]}{A_g} t,$$

$$z_{gc} = \frac{[(49,6 \times 97,2 + 99,2 \times 41,2 + 0 \times 38,2 + 92,9 \times 10,6 + 6,3 \times 10,6)] \times 0,8}{158,3} = 50,35 \text{ мм};$$

$$y_{gc} = \frac{S_{z0}}{A_g} = \frac{[y_{gh}h_p + y_{gb1}b_{p1} + y_{gb2}b_{p2} + y_{gc1}c_{p1} + y_{gc2}c_{p2}]}{A_g} t,$$

$$y_{gc} = \frac{[(0 \times 97,2 + 21,6 \times 41,2 + 20,1 \times 38,2 + 43,2 \times 10,6 + 40,2 \times 10,6)] \times 0,8}{158,3} = 12,85 \text{ мм}.$$

4 Эффективные геометрические характеристики сжатых полок и краевых отгибов с учетом влияния потери местной устойчивости

Эффективные геометрические характеристики профиля определяются для учета влияния потери профилем или его плоскими частями местной устойчивости и/или устойчивости формы сечения. Эффективные геометрические характеристики сжатых полок и отгибов – «плоских

элементов с краевыми элементами жесткости», вычисляются при помощи итеративного процесса согласно алгоритму, приведенному в 5.5.3.2 СН РК EN 1993-1-3. Расчеты производятся в три этапа (см. 5.5.3.2.3 СН РК EN 1993-1-3):

Этап 1:

Определяется начальное эффективное сечение элементов жесткости, учитывающее влияние потери местной устойчивости полками и краевыми отгибами. Раскрепление полки учитывается путем введения пружины с жесткостью  $C_0$ , заменяемой затем линейной пружиной с конечной жесткостью  $K$ . При этом используются эффективные ширины полки, определенные из предположения, что полки оперты по краям и полностью раскреплены оставшейся частью профиля ( $K = \infty$ ), а начальная расчетная прочность не уменьшается ( $\sigma_{com} = f_{yb}/\gamma_{M0}$ ).

Начальные эффективные ширины сжатых полки определяются согласно 5.5.2 СН РК EN 1993-1-3 и 4.4 СН РК EN 1993-1-5:

– соотношение напряжений  $\psi = 1$  (по Таблице 4.1 4.4 СН РК EN 1993-1-3, для равномерного сжатия), потому коэффициент  $k_\sigma$ , учитывающий потерю устойчивости в зависимости от отношения напряжений по краям пластины и условий их закрепления (элемент опирается по двум краям), принимается равным 4 для обоих случаев;

$$\varepsilon = \sqrt{235 / f_{yb} \left[ \text{Н} / \text{мм}^2 \right]} = \sqrt{235 / 300} = 0,885 ;$$

Для верхней полки:

– относительная гибкость:

$$\bar{\lambda}_{p,b1} = \frac{b_{p1} / t}{28,4\varepsilon\sqrt{k_\sigma}} = \frac{41,2 / 0,8}{28,4 \times 0,885 \times \sqrt{4}} = 1,025 > 0,673 ;$$

– понижающий коэффициент при потере устойчивости пластины, по Формуле (4.2) 4.4 СН РК EN 1993-1-5:

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_{p,b1} - 0,055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_{p,b1}^2} = \frac{1,025 - 0,055 \times (3 + 1)}{1,025^2} = 0,766 < 1,0 ;$$

– начальная эффективная ширина, согласно Таблицы 4.1 4.4 СН РК EN 1993-1-5:

$$b_{eff1} = \rho b_{p1} = 0,766 \times 41,2 = 31,56 \text{ мм} ;$$

$$b_{e11} = b_{e12} = 0,5b_{eff1} = 0,5 \times 31,56 = 15,78 \text{ мм} ;$$

Для нижней полки, аналогично:

– относительная гибкость:

$$\bar{\lambda}_{p,b2} = \frac{b_{p2} / t}{28,4\varepsilon\sqrt{k_\sigma}} = \frac{38,2 / 0,8}{28,4 \times 0,885 \times \sqrt{4}} = 0,950 > 0,673 ;$$

– понижающий коэффициент при потере устойчивости пластины:

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_{p,b2} - 0,055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_{p,b2}^2} = \frac{0,950 - 0,055 \times (3 + 1)}{0,950^2} = 0,809 < 1,0 ;$$

– начальная эффективная ширина:

$$b_{eff2} = \rho b_{p2} = 0,809 \times 38,2 = 30,90 \text{ мм} ;$$

$$b_{e21} = b_{e22} = 0,5b_{eff2} = 0,5 \times 30,9 = 15,45 \text{ мм} ;$$

Начальные эффективные ширины одинарных краевых отгибов определяются согласно 5.5.3.2 СН РК EN 1993-1-3:

Для верхнего отгиба:

– коэффициент  $k_{\sigma}$ , учитывающий потерю устойчивости в зависимости от отношения напряжений по краям пластины и условий их закрепления (консольный элемент), согласно Формуле (5.13b) - (5.13c):

$$\text{при } b_{p,c}/b_p \leq 0,35 \rightarrow k_{\sigma} = 0,5,$$

$$\text{при } 0,35 < b_{p,c}/b_p \leq 0,6 \rightarrow k_{\sigma} = 0,5 + 0,83 \sqrt[3]{(b_{p,c}/b_p - 0,35)^2};$$

$$b_{p,c}/b_{p1} = 10,6/41,2 = 0,257 < 0,35 \rightarrow k_{\sigma1} = 0,5;$$

– относительная гибкость, по п. 4.4.2 СН РК EN 1993-1-5:

$$\bar{\lambda}_{p,cl} = \frac{c_p/t}{28,4 \varepsilon \sqrt{k_{\sigma1}}} = \frac{10,6/0,8}{28,4 \times 0,885 \times \sqrt{0,5}} = 0,746 < 0,748;$$

– понижающий коэффициент при потере устойчивости пластины, по Формуле (4.3) 4.4 СН РК EN 1993-1-5:

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_{p,cl} - 0,188}{\bar{\lambda}_{p,cl}^2}, \text{ но при } \bar{\lambda}_{p,cl} = 0,746 < 0,748, \rho = 1,0;$$

– начальная эффективная ширина, согласно Формуле (5.13a) 5.5.3.2 СН РК EN 1993-1-3:

$$c_{eff1} = \rho c_p = 1 \times 10,6 = 10,6 \text{ мм};$$

– площадь эффективного сечения, по 5.5.3.2.6 СН РК EN 1993-1-3, Формула (5.12b):

$$A_{st1} = t(b_{e12} + c_{eff1}) = 0,8 \times (15,78 + 10,6) = 21,10 \text{ мм}^2.$$

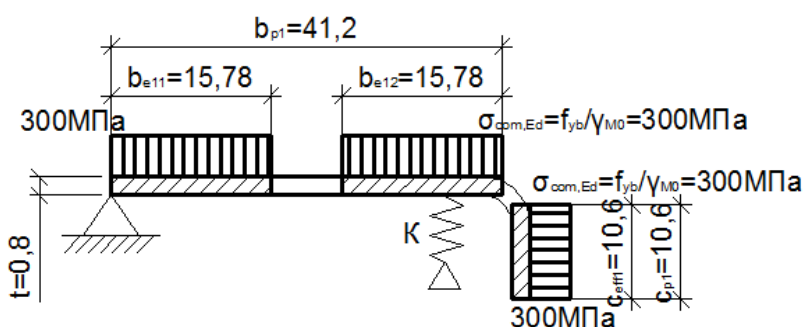


Рисунок 4 — Начальное эффективное сечение и напряжения верхнего краевого элемента жесткости.

Для нижнего отгиба, аналогично :

– коэффициент  $k_{\sigma}$ , учитывающий потерю устойчивости в зависимости от отношения напряжений по краям пластины и условий их закрепления (консольный элемент):

$$b_{p,c}/b_{p2} = 10,6/38,2 = 0,277 < 0,35 \rightarrow k_{\sigma2} = 0,5;$$

– относительная гибкость:

$$\bar{\lambda}_{p,c2} = \frac{c_p/t}{28,4 \varepsilon \sqrt{k_{\sigma2}}} = \frac{10,6/0,8}{28,4 \times 0,885 \times \sqrt{0,5}} = 0,746 < 0,748;$$

– понижающий коэффициент при потере устойчивости пластины, по Формуле (4.3) 4.4 СН РК EN 1993-1-5:

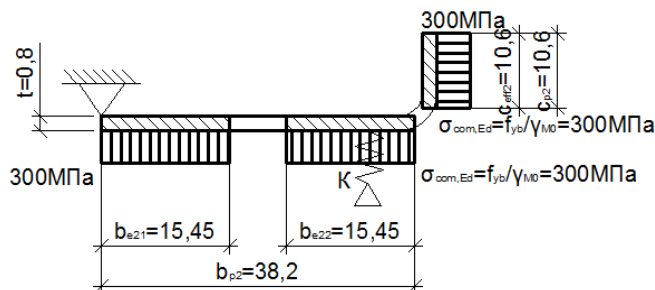
$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_{p,c2} - 0,188}{\bar{\lambda}_{p,c2}^2}, \text{ но при } \rho = 1,0;$$

– начальная эффективная ширина, согласно Формулы (5.13a) 5.5.3.2.5a СН РК EN 1993-1-3:

$$c_{\text{eff}2} = \rho c_p = 1 \times 10,6 = 10,6 \text{ мм};$$

– площадь начального эффективного сечения элемента жесткости, по 5.5.3.2.6 СН РК EN 1993-1-3, Формула (5.14a):

$$A_{\text{st}2} = t(b_{e22} + c_{\text{eff}2}) = 0,8 \times (15,45 + 10,6) = 20,84 \text{ мм}^2.$$



**Рисунок 5 — Начальное эффективное сечение и напряжения нижнего краевого элемента жесткости.**

5 Эффективные геометрические характеристики сжатых полок и краевых отгибов с учетом влияния местной потери устойчивости и потери устойчивости формы сечения

Этап 2:

Используя начальное эффективное сечение элементов жесткости, определяется коэффициент снижения несущей способности вследствие потери устойчивости формы сечения (общая потеря устойчивости краевого элемента жесткости), с учетом наличия эффекта работы основной части профиля в качестве непрерывной упруго-податливой опоры (см. 5.5.3.2.3 СН РК EN 1993-1-3).

Критическое напряжение  $\sigma_{\text{cr}}$  потери устойчивости краевого отгиба в упругой стадии, по Формуле (5.15) 5.5.3.2.7 СН РК EN 1993-1-3, см. Рисунок 5.7:

$$\sigma_{\text{cr,st}} = \frac{2\sqrt{KEI_{\text{st}}}}{A_{\text{st}}},$$

где  $K$  – жесткость связи на единицу длины,

$I_{\text{st}}$  – момент инерции эффективного сечения отгиба, определенный по эффективной площади  $A_{\text{st}}$ , относительно горизонтальной центральной оси эффективного поперечного сечения (см. Рисунок 6).

Для верхнего отгиба:

– жесткость связи на единицу длины, согласно Формуле (5.10b) 5.5.3.1.5 СН РК EN 1993-1-3:

$$K_1 = \frac{Et^3}{4(1-\nu^2)} \cdot \frac{1}{b_1^2 h + b_1^3 + 0,5b_1 b_2 h k_f},$$

где  $b_1$  – расстояние от пересечения стенки и полки до центра тяжести эффективной площади краевого отгиба (включая эффективную часть  $b_{e2}$  полки) на верхней полке (см. Рисунок 6),

$$b_1 = b_1 - y_{\text{g,st}},$$

где  $y_{\text{g,st}}$  – координата центра тяжести эффективной части элемента жесткости (частей с шириной  $c_{\text{eff}1}$  и  $b_{e12}$ ) относительно точки пересечения срединных линий полки и краевого отгиба (положительное значение).



$$y_{g,st1} = \frac{S_{z0,st1}}{A_{st1}} = \frac{b_{e12}t(b_{e12}/2 + g_r)}{(b_{e12} + c_{eff1})t} = \frac{15,78 \times 0,8 \times (15,78/2 + 1,0)}{(15,78 + 10,6) \times 0,8} = 5,32 \text{ мм},$$

$$b_1 = 43,2 - 5,32 = 37,88 \text{ мм};$$

$b_2$  – аналогично, расстояние от пересечения стенки и полки до центра тяжести эффективной площади краевого отгиба (включая эффективную часть полки), для нижней полки:

$$y_{g,st2} = \frac{S_{z0,st2}}{A_{st2}} = \frac{b_{e22}t(b_{e22}/2 + g_r)}{(b_{e22} + c_{eff2})t} = \frac{15,45 \times 0,8 \times (15,45/2 + 1,0)}{(15,45 + 10,6) \times 0,8} = 5,17 \text{ мм},$$

$$b_2 = 40,2 - 5,17 = 35,03 \text{ мм};$$

$$k_f = \frac{A_{st2}}{A_{st1}} = \frac{20,84}{21,10} = 0,988 \text{ - как для равномерно сжатого несимметричного элемента.}$$

Тогда,

$$K_1 = \frac{203000 \times 0,8^3}{4(1 - 0,3^2)} \cdot \frac{1}{37,88^2 \times 99,2 + 37,88^3 + 0,5 \times 37,88 \times 35,03 \times 99,2 \times 0,988} = 0,109 \text{ Н/мм}^2.$$

– начальный эффективный момент инерции краевого элемента жесткости:

$$I_{st1} = \frac{b_{e12}t^3}{12} + \frac{c_{eff1}^3t}{12} + b_{e12}z_{g,st1}^2t + c_{eff1}t(g_r + c_{eff1}/2 - z_{g,st1})^2,$$

где  $z_{g,st}$  – координата центра тяжести эффективной части элемента жесткости (частей с шириной  $c_{eff1}$  и  $b_{e12}$ ) относительно точки пересечения срединных линий полки и краевого отгиба (положительное значение).

$$z_{g,st1} = \frac{S_{y0,st1}}{A_{st1}} = \frac{c_{eff1}t(c_{eff1}/2 + g_r)}{(b_{e12} + c_{eff1})t} = \frac{10,6 \times 0,8 \times (10,6/2 + 1,0)}{(15,78 + 10,6) \times 0,8} = 2,53 \text{ мм},$$

$$I_{st1} = \frac{15,78 \times 0,8^3}{12} + \frac{10,6^3 \times 0,8}{12} + 15,78 \times 2,53^2 \times 0,8 + 10,6 \times 0,8 \times (1,0 + 10,6/2 - 2,53)^2 = 281,5 \text{ мм}^4$$

Тогда, критическое напряжение  $\sigma_{cr}$  потери устойчивости верхнего краевого отгиба в упругой стадии:

$$\sigma_{cr,st1} = \frac{2 \times \sqrt{0,109 \times 203000 \times 281,5}}{21,10} = 236,26 \text{ Н/мм}^2.$$

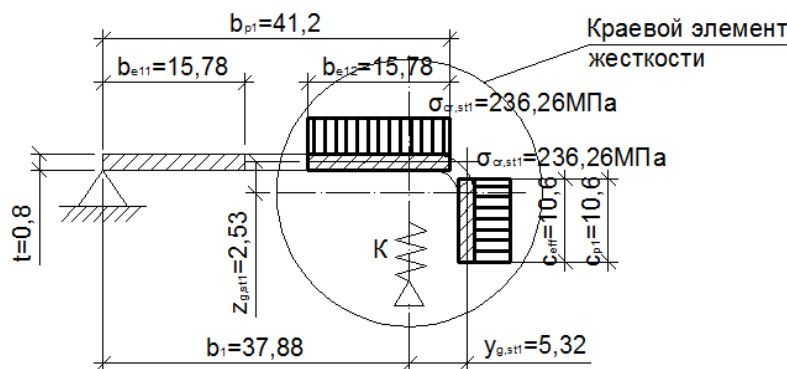


Рисунок 6 — Начальное критическое напряжение потери устойчивости верхнего краевого отгиба в упругой стадии.

Для нижнего отгиба:

– жесткость связи на единицу длины, аналогично:

$$K_2 = \frac{Et^3}{4(1-\nu^2)} \cdot \frac{1}{b_2^2 h + b_2^3 + 0,5b_1 b_2 h k_f},$$

$$b_1 = 37,88 \text{ мм};$$

$$b_2 = 35,03 \text{ мм};$$

$$k_f = \frac{A_{st1}}{A_{st2}} = \frac{21,10}{20,84} = 1,012$$

$$K_2 = \frac{203000 \times 0,8^3}{4(1-0,3^2)} \cdot \frac{1}{35,03^2 \times 99,2 + 35,03^3 + 0,5 \times 37,88 \times 35,03 \times 99,2 \times 1,012} = 0,123 \text{ Н/мм}^2.$$

– начальный эффективный момент инерции краевого элемента жесткости:

$$I_{st2} = \frac{b_{e22} t^3}{12} + \frac{c_{eff2}^3 t}{12} + b_{e22} z_{g,st2}^2 t + c_{eff2} t (g_r + c_{eff2} / 2 - z_{g,st2})^2,$$

$$z_{g,st2} = \frac{S_{y0,st2}}{A_{st2}} = \frac{c_{eff2} t (c_{eff2} / 2 + g_r)}{(b_{e22} + c_{eff2}) t} = \frac{10,6 \times 0,8 \times (10,6 / 2 + 1,0)}{(15,45 + 10,6) \times 0,8} = 2,56 \text{ мм},$$

$$I_{st2} = \frac{15,45 \times 0,8^3}{12} + \frac{10,6^3 \times 0,8}{12} + 15,45 \times 2,56^2 \times 0,8 + 15,45 \times 0,8 \times (1,0 + 15,45 / 2 - 1,0)^2 = 279,7 \text{ мм}^4.$$

Тогда, критическое напряжение  $\sigma_{cr}$  потери устойчивости верхнего краевого отгиба в упругой стадии:

$$\sigma_{cr,st2} = \frac{2 \times \sqrt{0,123 \times 203000 \times 279,7}}{20,84} = 253,69 \text{ Н/мм}^2.$$

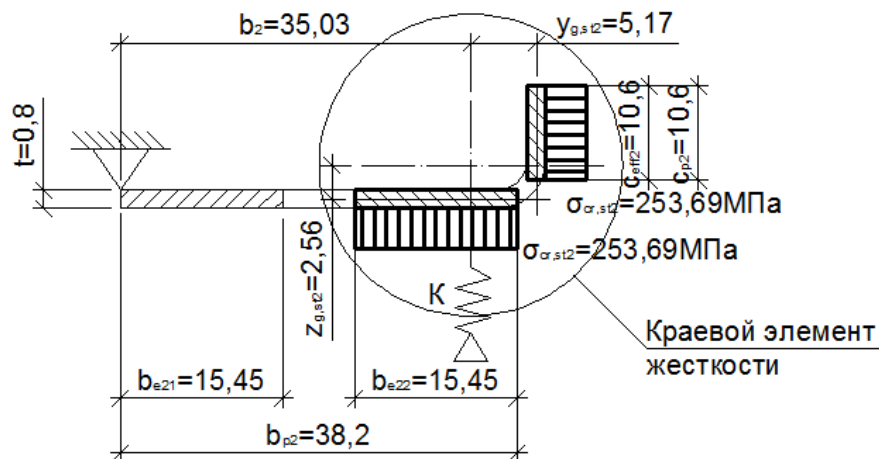


Рисунок 7 — Начальное критическое напряжение потери устойчивости нижнего краевого отгиба в упругой стадии.

Коэффициент снижения несущей способности вследствие потери устойчивости формы сечения краевого отгиба  $\chi_d$  (согласно Рисунок 5.10d 5.5.3.2.3 СН РК EN 1993-1-3):

Для верхнего элемента жесткости:

– относительная гибкость элемента жесткости, по Формуле (5.12d) 5.5.3.1.7 СН РК EN 1993-1-3:

$$\bar{\lambda}_{dl} = \sqrt{f_{yb} / \sigma_{cr,sl}} = \sqrt{300 / 236,26} = 1,127.$$

– понижающий коэффициент определяется по Формулам (5.12а) - (5.12с) 5.5.3.1.7  
EN 1993-1-3, в зависимости от относительной гибкости:

$$\chi_{d1} = 1,0 \text{ при } \bar{\lambda}_{d1} \leq 0,65;$$

$$\chi_{dl} = 1,47 - 0,723\bar{\lambda}_{dl} \text{ при } 0,65 < \bar{\lambda}_{dl} < 1,38;$$

$$\chi_{d1} = 0,66 / \bar{\lambda}_{d1} \text{ при } \bar{\lambda}_{d1} \geq 1,38.$$

Так как  $0,65 < \bar{\lambda}_{dl} = 1,127 < 1,38$ ,  $\chi_{dl} = 1,47 - 0,723 \times 1,127 = 0,6552$ .

Для нижнего элемента жесткости, аналогично:

– относительная гибкость, по Формуле (5.12d) 5.5.3.1 п.7 EN 1993-1-3:

$$\bar{\lambda}_{d2} = \sqrt{f_{yb} / \sigma_{cr,st2}} = \sqrt{300 / 253,69} = 1,087.$$

– для  $0,65 < \bar{\lambda}_{d2} = 1,087 < 1,38$ ,  $\chi_{d2} = 1,47 - 0,723 \times 1,087 = 0,6841$ .

### Этап 3:

Согласно 5.5.3.2.10 СН РК EN 1993-1-3, в случаях, когда значение коэффициента  $\chi_d$  снижения несущей способности вследствие потери устойчивости формы сечения (плоская форма потери устойчивости элемента жесткости) составляет меньше 1, значение  $\chi_d$  определяется итерационно (см. Рисунок 5.10е 5.5.3.2 СН РК EN 1993-1-3). Итерации начинаются с модифицированных значений  $\rho$ , полученных при :

$$\sigma_{\text{com,Ed,i}} = \chi_{\text{com,Ed,i-1}} f_{yb} / \gamma_{M0}, \text{ ТОГДА:}$$

$$\bar{\lambda}_{n_{\text{ред}}} = \bar{\lambda}_n \sqrt{\chi_d} \quad (\text{Формула (5.16) 5.5.3.2.10 СН РК EN 1993-1-3}).$$

Таким образом, Итерация №1:

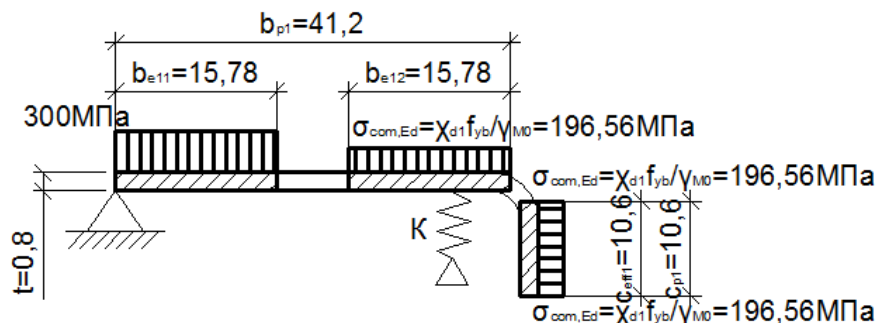
Верхний элемент жесткости:

— начальные значения:

$$\chi_{d1} = 0,6552,$$

$$b_{el2} = 15,78 \text{ mm},$$

$$c_{\text{eff}1} = 10,6 \text{ mm};$$



**Рисунок 8 — Эффективное сечение и напряжения верхнего краевого элемента жесткости до 1-ой итерации.**

– эффективные участки полок определяются аналогично этапу 1, но с использованием редуцированной относительной гибкости пластины:

$$\bar{\lambda}_{p,bl,red} = \bar{\lambda}_{p,bl} \sqrt{\chi_{dl}} = 1,025 \times \sqrt{0,6552} = 0,829 > 0,673;$$

– понижающий коэффициент при потере устойчивости пластины, по Формуле (4.2) 4.4 СН  
ПК EN 1993-1-5:

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_{p,bl,red} - 0,055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_{p,bl,red}^2} = \frac{0,829 - 0,055 \times (3 + 1)}{0,829^2} = 0,886 < 1,0;$$

– эффективная ширина, согласно Таблицы 4.1 п. 4.4 СН РК EN 1993-1-5:

$$b_{\text{eff}1} = \rho b_{p1} = 0,886 \times 41,2 = 36,50 \text{ mm};$$

$$b_{e11} = b_{e12} = 0,5b_{eff1} = 0,5 \times 36,5 = 18,25 \text{ mm};$$

Эффективные ширины одинарных краевых отгибов определяются согласно 5.5.3.2.5а СН РК EN 1993-1-3:

– редуцированная относительная гибкость, согласно Формуле (5.16) 5.5.3.2.10 СН РК EN 1993-1-3:

$$\bar{\lambda}_{p,cl,red} = \bar{\lambda}_{p,cl} \sqrt{\chi_{dl}} = 0,746 \times \sqrt{0,6552} = 0,604 < 0,748 ;$$

– понижающий коэффициент при потере устойчивости пластины, по Формуле (4.3) 4.4 СН  
ПК EN 1993-1-5:

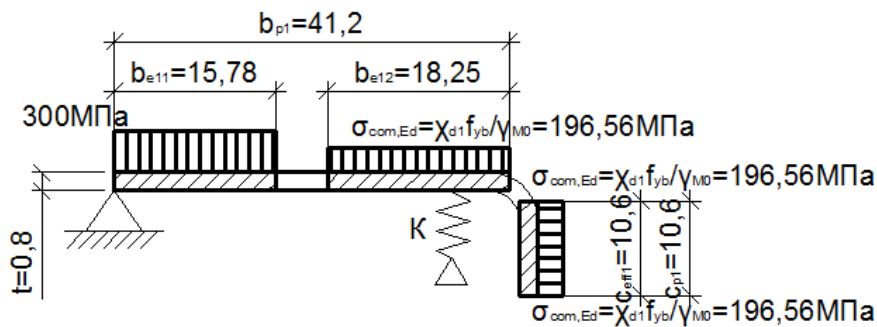
$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_{p,cl,red} - 0,188}{\bar{\lambda}_{p,cl,red}^2}, \text{ но при } \bar{\lambda}_{p,cl,red} = 0,604 < 0,748, \rho = 1,0;$$

– эффективная ширина, согласно Формуле (5.13а) 5.5.3.2.5а СН РК EN 1993-1-3:

$$c_{\text{eff}1} = \rho c_p = 1 \times 10,6 = 10,6 \text{ MM};$$

– площадь эффективного сечения, по 5.5.3.2.6 СН РК EN 1993-1-3, Формула (5.14а):

$$A_{st1} = t(b_{el2} + c_{eff1}) = 0,8 \times (18,25 + 10,6) = 23,08 \text{ mm}^2.$$



**Рисунок 9 — Эффективное сечение и напряжения верхнего краевого элемента жесткости после 1-ой итерации.**

Используя полученное эффективное сечение элемента жесткости, определяется новый коэффициент снижения несущей способности вследствие потери устойчивости формы сечения (см. 5.5.3.2.3 СН РК EN 1993-1-3).

– расстояние от пересечения стенки и полки до центра тяжести эффективной площади краевого отгиба (включая эффективную часть  $b_{e2}$  полки) на верхней полке (см. Рисунок 10):

$$y_{g,st1} = \frac{S_{z0,st1}}{A_{st1}} = \frac{b_{e12} t (b_{e12} / 2 + g_r)}{(b_{e12} + c_{eff1}) t} = \frac{18,25 \times 0,8 \times (18,25 / 2 + 1,0)}{(18,25 + 10,6) \times 0,8} = 6,40 \text{ мм},$$

$$b_1 = 43,2 - 6,40 = 36,80 \text{ мм};$$

– расстояние от пересечения стенки и полки до центра тяжести эффективной площади краевого отгиба (включая эффективную часть полки), для нижней полки, (определение эффективных характеристик другой полки приведено ниже):

$$y_{g,st2} = \frac{S_{z0,st2}}{A_{st2}} = \frac{b_{e22} t (b_{e22} / 2 + g_r)}{(b_{e22} + c_{eff2}) t} = \frac{17,50 \times 0,8 \times (17,50 / 2 + 1,0)}{(17,50 + 10,6) \times 0,8} = 6,07 \text{ мм},$$

$$b_2 = 40,2 - 6,07 = 34,13 \text{ мм};$$

– коэффициент  $k_f$  для равномерно сжатого несимметричного элемента, с использованием эффективных площадей краевых элементов жесткости из текущей итерации (определение  $A_{st2}$  – см. ниже):

$$k_f = \frac{A_{st2}}{A_{st1}} = \frac{22,48}{23,08} = 0,974$$

– жесткость связи на единицу длины, согласно Формулы (5.10b) 5.5.3.1.5 СН РК EN 1993-1-3:

$$K_1 = \frac{203000 \times 0,8^3}{4(1 - 0,3^2)} \cdot \frac{1}{36,80^2 \times 99,2 + 36,80^3 + 0,5 \times 36,80 \times 34,13 \times 99,2 \times 0,974} = 0,117 \text{ Н / мм}^2.$$

– координата центра тяжести эффективной части элемента жесткости (частей с шириной  $c_{eff1}$  и  $b_{e12}$ ) относительно точки пересечения срединных линий полки и краевого отгиба (положительное значение).

$$z_{g,st1} = \frac{S_{y0,st1}}{A_{st1}} = \frac{c_{eff1} t (c_{eff1} / 2 + g_r)}{(b_{e12} + c_{eff1}) t} = \frac{10,6 \times 0,8 \times (10,6 / 2 + 1,0)}{(18,25 + 10,6) \times 0,8} = 2,31 \text{ мм};$$

– эффективный момент инерции полученного эффективного сечения отгиба, определенный по новой эффективной площади  $A_{st}$ , относительно смещенной горизонтальной центральной оси эффективного поперечного сечения элемента жесткости (см. унок 10):

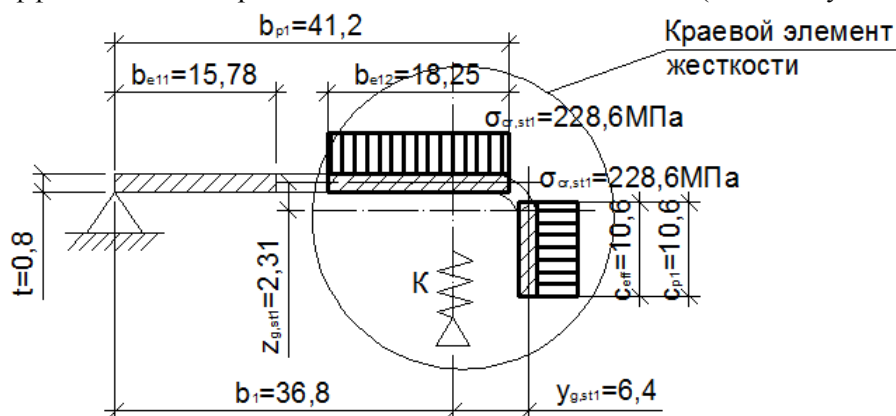


Рисунок 10 — Критическое напряжение потери устойчивости верхнего краевого отгиба в упругой стадии после 1-ой итерации.



$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_{p,b2,red} - 0,055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_{p,b2,red}^2} = \frac{0,786 - 0,055 \times (3 + 1)}{0,786^2} = 0,916 < 1,0;$$

– эффективная ширина, согласно Таблицы 4.1 4.4 СН РК EN 1993-1-5:

$$b_{\text{eff}2} = \rho b_{p2} = 0,916 \times 38,2 = 35,0 \text{ MM};$$

$$b_{e21} = b_{e22} = 0,5b_{eff2} = 0,5 \times 35,0 = 17,50 \text{ mm};$$

Эффективные ширины одинарных краевых отгибов определяются согласно 5.5.3.2.5а СН РК EN 1993-1-3:

3: – редуцированная относительная гибкость, согласно Формулы (5.16) 5.5.3.2.10 EN 1993-1-

$$\bar{\lambda}_{p,c2,red} = \bar{\lambda}_{p,c2} \sqrt{\chi_{d2}} = 0,746 \times \sqrt{0,6841} = 0,617 < 0,748;$$

– понижающий коэффициент при потере устойчивости пластины, по Формуле (4.3) 4.4 СН РК EN 1993-1-5;

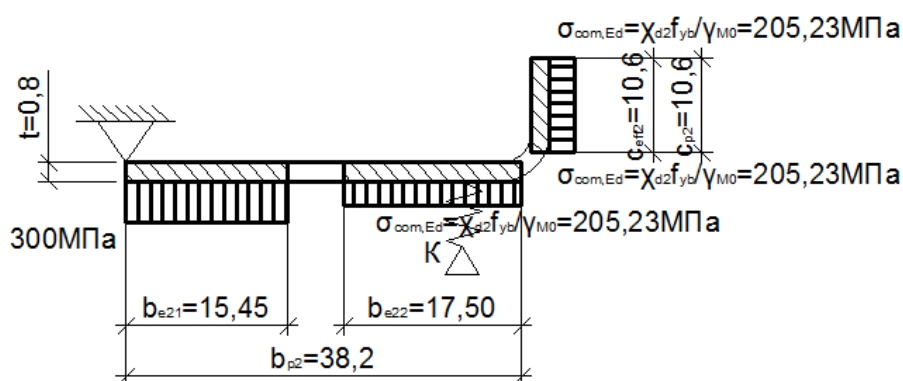
$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_{\text{p.c2,red}} - 0,188}{\bar{\lambda}_{\text{p.c2,red}}^2}, \text{ но при } \bar{\lambda}_{\text{p.c2,red}} = 0,617 < 0,748, \rho = 1,0;$$

– эффективная ширина, согласно Формуле (5.13а) 5.5.3.2.5а СН РК EN 1993-1-3:

$$c_{\text{eff}2} = \rho c_p = 1 \times 10,6 = 10,6 \text{ MM} ;$$

– площадь эффективного сечения, по 5.5.3.2.6 СН РК EN 1993-1-3, Формула (5.14):

$$A_{st2} = t(b_{e22} + c_{eff2}) = 0,8 \times (17,50 + 10,6) = 22,48 \text{ mm}^2.$$



**Рисунок 12 — Эффективное сечение и напряжения нижнего краевого элемента жесткости после 1-ой итерации.**

Используя полученное эффективное сечение элемента жесткости, определяется новый коэффициент снижения несущей способности вследствие потери устойчивости формы сечения (см. 5.5.3.2.3 СН РК EN 1993-1-3).

$$b_1 = 36,80 \text{ MM} ;$$

$$b_2 = 34,13 \text{ mm};$$

$$k_f = \frac{A_{st1}}{A_{st2}} = \frac{23,08}{22,48} = 1,027$$

– жесткость связи на единицу длины, согласно Формуле (5.10b) 5.5.3.1.5 СН РК EN 1993-1-3:

$$K_2 = \frac{203000 \times 0,8^3}{4(1-0,3^2)} \cdot \frac{1}{34,13^2 \times 99,2 + 34,13^3 + 0,5 \times 36,80 \times 34,13 \times 99,2 \times 1,027} = 0,130 \text{ Н/мм}^2.$$

– координата центра тяжести эффективной части элемента жесткости (частей с шириной  $c_{eff2}$  и  $b_{e22}$ ) относительно точки пересечения срединных линий полки и краевого отгиба (положительное значение).

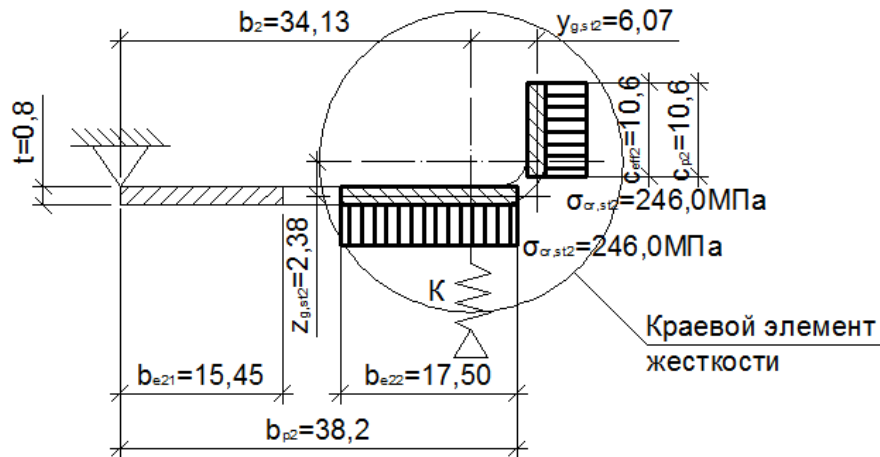
$$z_{g,st2} = \frac{S_{y0,st2}}{A_{st2}} = \frac{c_{eff2} t (c_{eff2} / 2 + g_r)}{(b_{e22} + c_{eff2}) t} = \frac{10,6 \times 0,8 \times (10,6 / 2 + 1,0)}{(17,50 + 10,6) \times 0,8} = 2,38 \text{ мм};$$

– эффективный момент инерции полученного эффективного сечения отгиба, определенный по новой эффективной площади  $A_{st}$ , относительно смещенной горизонтальной центральной оси эффективного поперечного сечения элемента жесткости (см. Рисунок 13):

$$I_{st2} = \frac{17,50 \times 0,8^3}{12} + \frac{10,6^3 \times 0,8}{12} + 17,50 \times 2,38^2 \times 0,8 + 10,6 \times 0,8 \times (1,0 + 10,6 / 2 - 2,38)^2 = 289,8 \text{ мм}^4$$

Критическое напряжение  $\sigma_{cr}$  потери устойчивости краевого отгиба в упругой стадии, по Формуле (5.15) 5.5.3.2.7 СН РК EN 1993-1-3:

$$\sigma_{cr,st2} = \frac{2 \times \sqrt{0,130 \times 203000 \times 289,8}}{22,48} = 246,0 \text{ Н/мм}^2.$$



**Рисунок 13 — Критическое напряжение потери устойчивости нижнего краевого отгиба в упругой стадии после 1-ой итерации.**

– относительная гибкость элемента жесткости, по Формуле (5.12d) 5.5.3.1.7 СН РК EN 1993-1-3:

$$\bar{\lambda}_{d2} = \sqrt{f_{yb} / \sigma_{cr,st2}} = \sqrt{300 / 246,0} = 1,104.$$

– новый коэффициент снижения несущей способности вследствие потери устойчивости формы сечения определяется по Формулам (5.12a)-(5.12c) 5.5.3.1.7 СН РК EN 1993-1-3, в зависимости от относительной гибкости:

так как  $0,65 < \bar{\lambda}_{d2} = 1,104 < 1,38$ ,  $\chi_{d1,1} = 1,47 - 0,723 \times 1,104 = 0,6718$ .

Таким образом, окончательные значения:

$$\chi_{d1,1} = 0,6718,$$

$$b_{e12,1} = 17,50 \text{ мм},$$



$$c_{eff1,1} = 10,6 \text{ мм.}$$

Далее, выполняется проверка сходимости коэффициентов  $\chi_d$  двух последних итераций. Согласно условию е) Рисунка 5.10 5.5.3.2 СН РК EN 1993-1-3, итерации продолжаются до тех пор, пока не выполняются следующие условия:  $\chi_{d,n} \approx \chi_{d,(n-1)}$ , но  $\chi_{d,n} \leq \chi_{d,(n-1)}$ :

– для верхнего отгиба:

$$\chi_{d1} = 0,6552 \neq \chi_{d1,1} = 0,6414 \text{ – условие не выполняется,}$$

$$\chi_{d1} = 0,6552 > \chi_{d1,1} = 0,6414 \text{ – условие выполняется.}$$

– для нижнего отгиба:

$$\chi_{d2} = 0,6841 \neq \chi_{d2,1} = 0,6718 \text{ – условие не выполняется,}$$

$$\chi_{d2} = 0,6841 > \chi_{d2,1} = 0,6718 \text{ – условие выполняется.}$$

Таким образом, возникает необходимость в проведении последующей итерации.

Итерация №2:

Верхний элемент жесткости:

– начальные значения:

$$\chi_{d1,1} = 0,6414,$$

$$b_{e12,1} = 18,25 \text{ мм,}$$

$$c_{eff1,1} = 10,6 \text{ мм;}$$

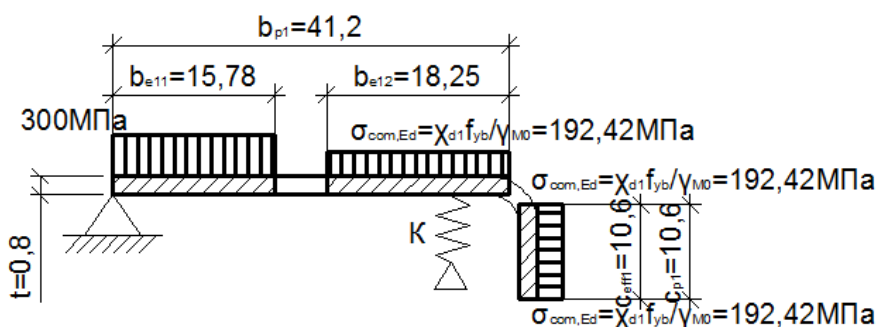


Рисунок 14 — Эффективное сечение и напряжения верхнего элемента жесткости до 2-ой итерации.

– эффективные участки полок определяются аналогично этапу 1, но с использованием редуцированной относительной гибкости пластины:

$$\bar{\lambda}_{p,b1,red} = \bar{\lambda}_{p,b1} \sqrt{\chi_{d1,1}} = 1,025 \times \sqrt{0,6414} = 0,821 > 0,673 ;$$

– понижающий коэффициент при потере устойчивости пластины, по Формуле (4.2) 4.4 СН РК EN 1993-1-5:

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_{p,b1,red} - 0,055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_{p,b1,red}^2} = \frac{0,821 - 0,055 \times (3 + 1)}{0,821^2} = 0,892 < 1,0 ;$$

– эффективная ширина, согласно Таблицы 4.1 4.4 СН РК EN 1993-1-5:

$$b_{eff1} = \rho b_{p1} = 0,892 \times 41,2 = 36,74 \text{ мм ;}$$

$$b_{e11} = b_{e12} = 0,5 b_{eff1} = 0,5 \times 36,74 = 18,38 \text{ мм.}$$

Эффективные ширины одинарных краевых отгибов определяются согласно 5.5.3.2.5а СН РК EN 1993-1-3:

– редуцированная относительная гибкость, согласно Формуле (5.16) 5.5.3.2.10 СН РК EN 1993-1-3:

$$\bar{\lambda}_{p,cl,red} = \bar{\lambda}_{p,cl} \sqrt{\chi_{d1,1}} = 0,746 \times \sqrt{0,6414} = 0,597 < 0,748;$$

– понижающий коэффициент при потере устойчивости пластины, по Формуле (4.3) 4.4 СН РК EN 1993-1-5:

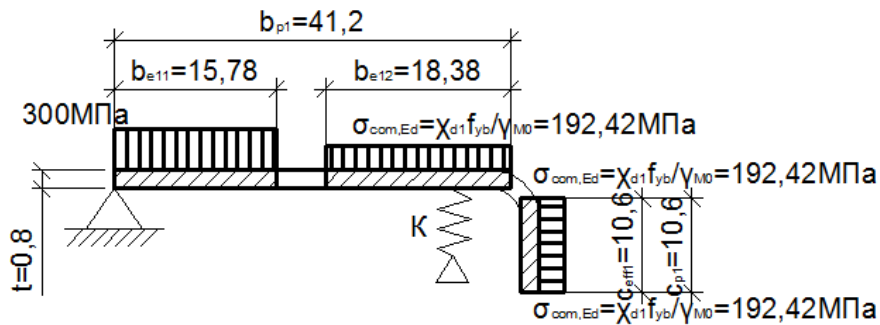
$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_{p,cl,red} - 0,188}{\bar{\lambda}_{p,cl,red}^2}, \text{ но при } \bar{\lambda}_{p,cl,red} = 0,597 < 0,748, \rho = 1,0;$$

– эффективная ширина, согласно Формуле (5.13a) 5.5.3.2.5a СН РК EN 1993-1-3:

$$c_{eff1} = \rho c_p = 1 \times 10,6 = 10,6 \text{ мм};$$

– площадь эффективного сечения, по 5.5.3.2.6 СН РК EN 1993-1-3, Формула (5.14a):

$$A_{st1} = t(b_{e12} + c_{eff1}) = 0,8 \times (18,38 + 10,6) = 23,18 \text{ мм}^2.$$



**Рисунок 15 — Эффективное сечение и напряжения верхнего элемента жесткости после 2-ой итерации.**

Используя полученное эффективное сечение элемента жесткости, определяется новый коэффициент снижения несущей способности вследствие потери устойчивости формы сечения (см. 5.5.3.2.3 СН РК EN 1993-1-3).

– расстояние от пересечения стенки и полки до центра тяжести эффективной площади краевого отгиба (включая эффективную часть  $b_{e2}$  полки) на верхней полке (см. Рисунок 16):

$$y_{g,st1} = \frac{S_{z0,st1}}{A_{st1}} = \frac{b_{e12} t (b_{e12} / 2 + g_r)}{(b_{e12} + c_{eff1}) t} = \frac{18,38 \times 0,8 \times (18,38 / 2 + 1,0)}{(18,38 + 10,6) \times 0,8} = 6,46 \text{ мм},$$

$$b_1 = 43,2 - 6,46 = 36,74 \text{ мм};$$

– расстояние от пересечения стенки и полки до центра тяжести эффективной площади краевого отгиба (включая эффективную часть полки), для нижней полки, (определение эффективных характеристик другой полки приведено ниже):

$$y_{g,st2} = \frac{S_{z0,st2}}{A_{st2}} = \frac{b_{e22} t (b_{e22} / 2 + g_r)}{(b_{e22} + c_{eff2}) t} = \frac{17,60 \times 0,8 \times (17,60 / 2 + 1,0)}{(17,60 + 10,6) \times 0,8} = 6,12 \text{ мм},$$

$$b_2 = 40,2 - 6,12 = 34,08 \text{ мм};$$

– коэффициент  $k_f$  для равномерно сжатого несимметричного элемента, с использованием эффективных площадей краевых элементов жесткости из текущей итерации (определение  $A_{st2}$  – см. ниже):

$$k_f = \frac{A_{st2}}{A_{st1}} = \frac{22,56}{23,18} = 0,973$$

– жесткость связи на единицу длины, согласно Формуле (5.10b) 5.5.3.1.5 СН РК EN 1993-1-3:

$$K_1 = \frac{203000 \times 0,8^3}{4(1-0,3^2)} \cdot \frac{1}{36,74^2 \times 99,2 + 36,74^3 + 0,5 \times 36,74 \times 34,08 \times 99,2 \times 0,973} = 0,117 \text{ Н/мм}^2.$$

– координата центра тяжести эффективной части элемента жесткости (частей с шириной  $c_{eff1}$  и  $b_{e12}$ ) относительно точки пересечения срединных линий полки и краевого отгиба (положительное значение).

$$z_{g,st1} = \frac{S_{y0,st1}}{A_{st1}} = \frac{c_{eff1} t (c_{eff1} / 2 + g_r)}{(b_{e12} + c_{eff1}) t} = \frac{10,6 \times 0,8 \times (10,6 / 2 + 1,0)}{(18,38 + 10,6) \times 0,8} = 2,30 \text{ мм};$$

– эффективный момент инерции полученного эффективного сечения отгиба, определенный по новой эффективной площади  $A_{st}$ , относительно смещенной центральной оси а-а эффективного поперечного сечения элемента жесткости (см. Рисунок 16):

$$I_{st1} = \frac{18,38 \times 0,8^3}{12} + \frac{10,6^3 \times 0,8}{12} + 18,38 \times 2,30^2 \times 0,8 + 10,6 \times 0,8 \times (1,0 + 10,6 / 2 - 2,30)^2 = 293,6 \text{ мм}^4$$

Критическое напряжение  $\sigma_{cr}$  потери устойчивости краевого отгиба в упругой стадии, по Формуле (5.15) 5.5.3.2.7 СН РК EN 1993-1-3:

$$\sigma_{cr,st1} = \frac{2 \times \sqrt{0,117 \times 203000 \times 293,6}}{23,18} = 227,84 \text{ Н/мм}^2.$$

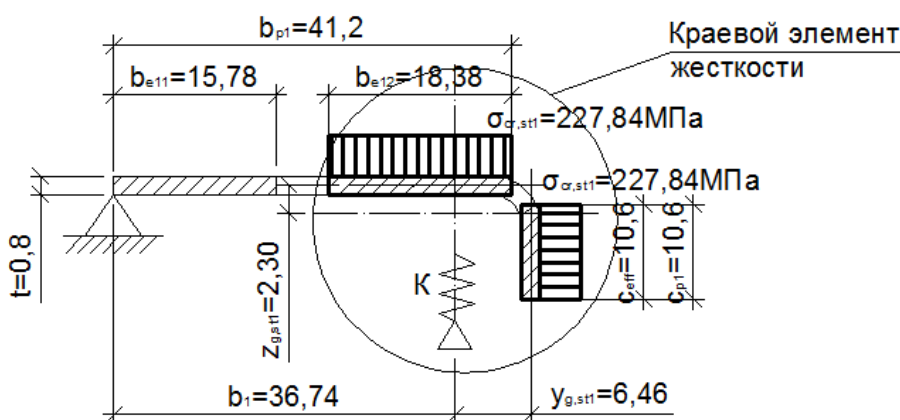


Рисунок 16 — Критическое напряжение потери устойчивости верхнего краевого отгиба в упругой стадии после 2-ой итерации.

– относительная гибкость элемента жесткости, по Формуле (5.12d) 5.5.3.1.7 СН РК EN 1993-1-3:

$$\bar{\lambda}_{d1} = \sqrt{f_{yb} / \sigma_{cr,st1}} = \sqrt{300 / 227,8} = 1,148.$$

– новый коэффициент снижения несущей способности вследствие потери устойчивости формы сечения определяется по Формулам (5.12a) - (5.12c) 5.5.3.1.7 СН РК EN 1993-1-3, в зависимости от относительной гибкости:

$$\text{так как } 0,65 < \bar{\lambda}_{d1} = 1,148 < 1,38, \chi_{d1,2} = 1,47 - 0,723 \times 1,148 = 0,6400.$$

Таким образом, окончательные значения:

$$\chi_{d1,2} = 0,6400,$$

$$b_{e12,2} = 18,38 \text{ мм},$$

$$c_{eff1,2} = 10,6 \text{ мм}.$$

Для нижнего элемента жесткости, аналогично:

– начальные значения:

$$\chi_{d2,1} = 0,6718,$$

$$b_{e22,1} = 17,50 \text{ мм},$$

$$c_{eff2,1} = 10,6 \text{ мм};$$

– эффективные участки полок определяются аналогично этапу 1, но с использованием редуцированной относительной гибкости пластины:

$$\bar{\lambda}_{p,b2,red} = \bar{\lambda}_{p,b2} \sqrt{\chi_{d2,1}} = 0,950 \times \sqrt{0,6718} = 0,779 > 0,673;$$

– понижающий коэффициент при потере устойчивости пластины, по Формуле (4.2) 4.4 СН РК EN 1993-1-5:

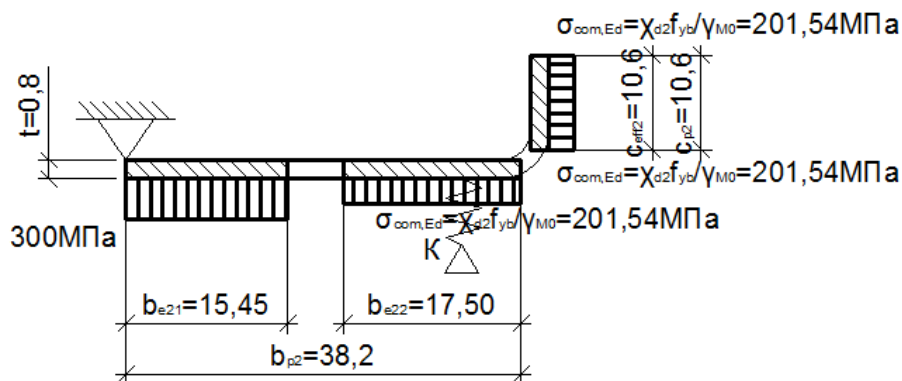


Рисунок 17 – Эффективное сечение и напряжения нижнего элемента жесткости до 2-ой итерации.

– эффективная ширина, согласно Таблицы 4.1 п. 4.4 СН РК EN 1993-1-5:

$$b_{eff2} = \rho b_{p2} = 0,921 \times 38,2 = 35,2 \text{ мм};$$

$$b_{e21} = b_{e22} = 0,5 b_{eff2} = 0,5 \times 35,2 = 17,60 \text{ мм};$$

Эффективные ширины одинарных краевых отгибов определяются согласно 5.5.3.2.5а СН РК EN 1993-1-3:

– редуцированная относительная гибкость, согласно Формулы (5.16) 5.5.3.2.10 СН РК EN 1993-1-3:

$$\bar{\lambda}_{p,c2,red} = \bar{\lambda}_{p,c2} \sqrt{\chi_{d2,1}} = 0,746 \times \sqrt{0,6718} = 0,611 < 0,748;$$

– понижающий коэффициент при потере устойчивости пластины, по Формуле (4.3) 4.4 СН РК EN 1993-1-5:

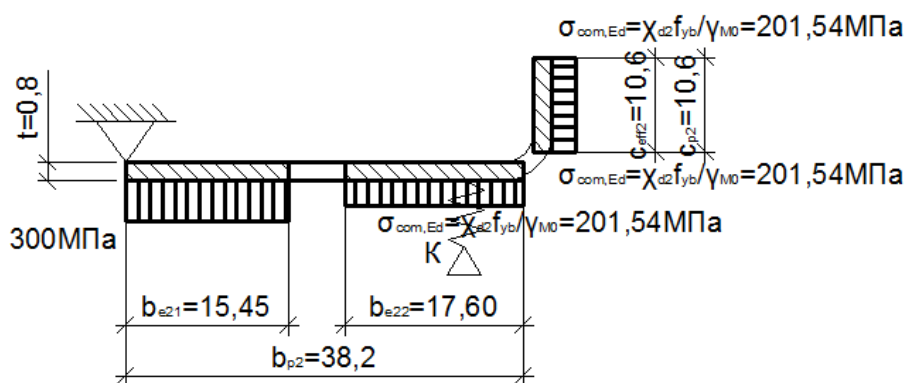
$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_{p,c2,red} - 0,188}{\bar{\lambda}_{p,c2,red}^2}, \text{ но при } \bar{\lambda}_{p,c2,red} = 0,611 < 0,748, \rho = 1,0;$$

– эффективная ширина, согласно Формуле (5.13а) 5.5.3.2.5а СН РК EN 1993-1-3:

$$c_{eff2} = \rho c_p = 1 \times 10,6 = 10,6 \text{ мм};$$

– площадь эффективного сечения, по 5.5.3.2.6 СН РК EN 1993-1-3, Формула (5.14а):

$$A_{st2} = t(b_{e22} + c_{eff2}) = 0,8 \times (17,60 + 10,6) = 22,56 \text{ мм}^2.$$



**Рисунок 18 — Эффективное сечение и напряжения нижнего элемента жесткости после 2-ой итерации.**

Используя полученное эффективное сечение элемента жесткости, определяется новый коэффициент снижения несущей способности вследствие потери устойчивости формы сечения (см. 5.5.3.2.3 СН РК EN 1993-1-3).

$$b_1 = 36,74 \text{ mm};$$

$$b_7 = 34,08 \text{ mm} ;$$

$$k_f = \frac{A_{st1}}{A_{st2}} = \frac{23,18}{22,56} = 1,027$$

– жесткость связи на единицу длины, согласно Формуле (5.10b) 5.5.3.1.5 СН РК EN 1993-1-3:

$$K_2 = \frac{203000 \times 0,8^3}{4(1-0,3^2)} \cdot \frac{1}{34,08^2 \times 99,2 + 34,08^3 + 0,5 \times 36,74 \times 34,08 \times 99,2 \times 1,027} = 0,130 \text{ H / mm}^2.$$

– координата центра тяжести эффективной части элемента жесткости (частей с шириной  $c_{\text{eff}}$  и  $b_{e22}$ ) относительно точки пересечения срединных линий полки и краевого отгиба (положительное значение).

$$Z_{g,st2} = \frac{S_{y0,st2}}{A_{st2}} = \frac{c_{eff2} t (c_{eff2} / 2 + g_r)}{(b_{e22} + c_{eff2}) t} = \frac{10,6 \times 0,8 \times (10,6 / 2 + 1,0)}{(17,60 + 10,6) \times 0,8} = 2,37 \text{ mm} ;$$

– эффективный момент инерции полученного эффективного сечения отгиба, определенный по новой эффективной площади  $A_{st}$ , относительно смещенной центральной оси а-а эффективного поперечного сечения элемента жесткости (см. Рисунок 19):

$$I_{st2} = \frac{17,60 \times 0,8^3}{12} + \frac{10,6^3 \times 0,8}{12} + 17,60 \times 2,37^2 \times 0,8 + 10,6 \times 0,8 \times (1,0 + 10,6/2 - 2,37)^2 = 290,2 \text{ мм}^4.$$

Критическое напряжение  $\sigma_{cr}$  потери устойчивости краевого отгиба в упругой стадии, по Формуле (5.15) 5.5.3.2.7 СН РК EN 1993-1-3:

$$\sigma_{cr,st2} = \frac{2 \times \sqrt{0,130 \times 203000 \times 290,2}}{22,56} = 245,3 \text{ H / MM}^2.$$

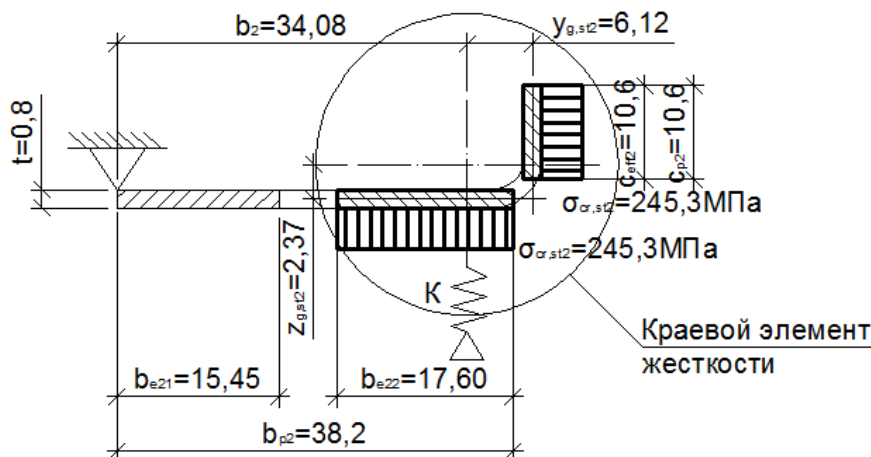


Рисунок 19 — Критическое напряжение потери устойчивости нижнего краевого отгиба в упругой стадии после 2-ой итерации.

– относительная гибкость элемента жесткости, по Формуле (5.12d) 5.5.3.1.7 СН РК EN 1993-1-3:

$$\bar{\lambda}_{d2} = \sqrt{f_{yb} / \sigma_{cr,st2}} = \sqrt{300 / 245,3} = 1,106.$$

– новый коэффициент снижения несущей способности вследствие потери устойчивости формы сечения определяется по Формулам (5.12a) - (5.12c) 5.5.3.1.7 СН РК EN 1993-1-3, в зависимости от относительной гибкости:

так как  $0,65 < \bar{\lambda}_{d2} = 1,103 < 1,38$ ,  $\chi_{d2,2} = 1,47 - 0,723 \times 1,106 = 0,6705$ .

Таким образом, окончательные значения:

$$\chi_{d2,2} = 0,6705,$$

$$b_{e12,2} = 17,60 \text{ мм},$$

$$c_{eff1,2} = 10,6 \text{ мм}.$$

Проверка сходимости коэффициентов  $\chi_d$  двух последних итераций:

– для верхнего отгиба:

$$\chi_{d1,1} = 0,6414 \approx \chi_{d1,2} = 0,6400 \text{ – условие выполняется,}$$

$$\chi_{d1,1} = 0,6414 > \chi_{d1,2} = 0,6400 \text{ – условие выполняется.}$$

– для нижнего отгиба:

$$\chi_{d2,1} = 0,6718 \approx \chi_{d2,2} = 0,6705 \text{ – условие выполняется,}$$

$$\chi_{d2,1} = 0,6718 > \chi_{d2,2} = 0,6705 \text{ – условие выполняется.}$$

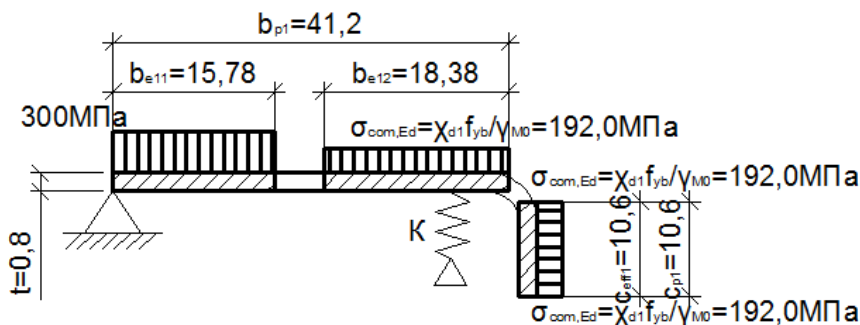


Рисунок 20 — Эффективное сечение и напряжения верхнего краевого элемента жесткости после завершения итерационного процесса.

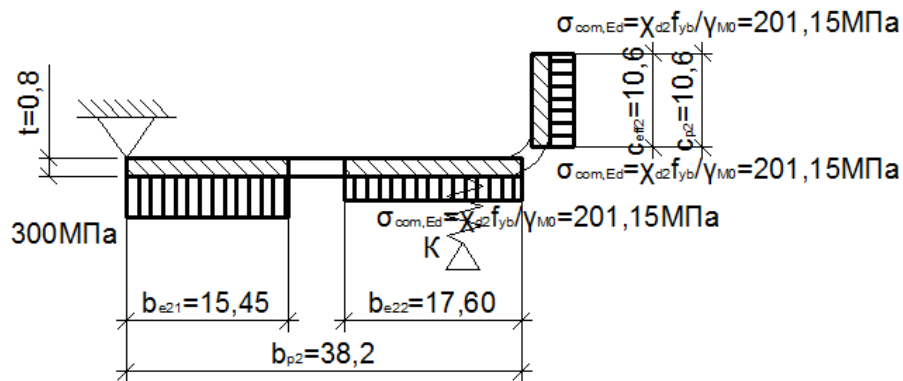


Рисунок 21 — Эффективное сечение и напряжения верхнего краевого элемента жесткости после завершения итерационного процесса.

Таким образом, значения, полученные в данной итерации, можно считать окончательными. Также возможно проводить дальнейшие итерации для уточнения значений коэффициентов  $\chi_d$ , но для расчетов вручную это представляется нецелесообразным.

Окончательные значения эффективных характеристик сжатых полок и отгибов:

$$\chi_{d1} = 0,6400,$$

$$b_{e11} = 15,78 \text{ мм},$$

$$b_{e12} = 18,38 \text{ мм},$$

$$c_{eff1} = 10,6 \text{ мм},$$

$$t_{red,1} = t \chi_{d1} = 0,8 \times 0,6400 = 0,512 \text{ мм (согласно 5.5.3.2.12 СН РК EN 1993-1-3);}$$

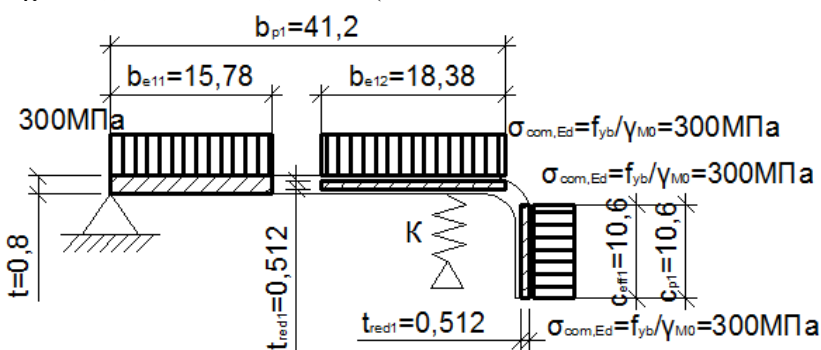


Рисунок 22 — Окончательное эффективное сечение и напряжения верхнего краевого элемента жесткости после завершения итерационного процесса.

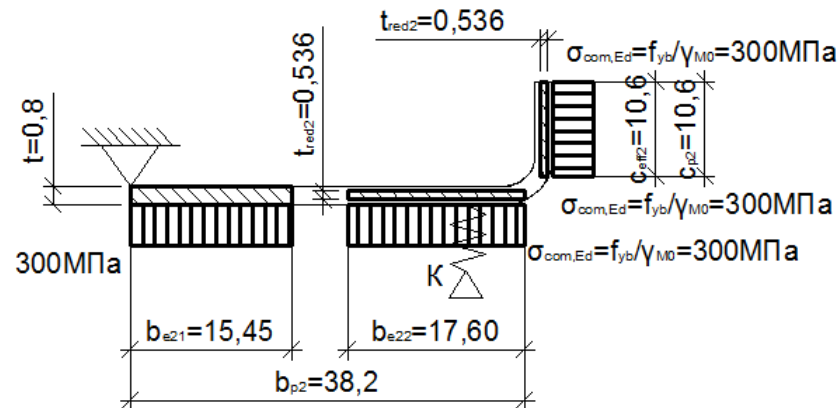
$$\chi_{d2} = 0,6705,$$

$$b_{e21} = 15,45 \text{ мм},$$

$$b_{e22} = 17,6 \text{ мм},$$

$$c_{eff2} = 10,6 \text{ мм},$$

$$t_{red,2} = t \chi_{d2} = 0,8 \times 0,6705 = 0,536 \text{ мм (согласно 5.5.3.2.12 СН РК EN 1993-1-3).}$$



**Рисунок 23 — Окончательное эффективное сечение и напряжения нижнего краевого элемента жесткости после завершения итерационного процесса.**

#### 6 Эффективные геометрические характеристики сжатой стенки профиля

Эффективные участки стенки определяются согласно 5.5.2 СН РК EN 1993-1-3 и 4.4 EN 1993-1-5:

– отношение напряжений:  $\psi = 1$  (для равномерного сжатия), потому коэффициент  $k_\sigma$ , учитывающий потерю устойчивости в зависимости от соотношения напряжений по краям пластины и условий их закрепления (элемент опирается по двум краям), принимается равным 4;

$$\varepsilon = \sqrt{235 / f_{yb} \left[ \text{Н} / \text{мм}^2 \right]} = \sqrt{235 / 300} = 0,885.$$

– относительная гибкость:

$$\bar{\lambda}_{p,h} = \frac{h_p / t}{28,4 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}} = \frac{97,2 / 0,8}{28,4 \times 0,885 \times \sqrt{4}} = 2,417;$$

– понижающий коэффициент при потере устойчивости пластины:

$$\rho_h = \frac{\bar{\lambda}_{p,h} - 0,055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_{p,h}^2} = \frac{2,417 - 0,055 \times (3 + 1)}{2,417^2} = 0,376;$$

– эффективная ширина:

$$h_{\text{eff}} = \rho_h h_p = 0,376 \times 97,2 = 36,55 \text{ мм};$$

$$h_{e1} = h_{e2} = 0,5 h_{\text{eff}} = 0,5 \times 36,55 = 18,28 \text{ мм}.$$

#### 7 Эффективные геометрические характеристики профиля



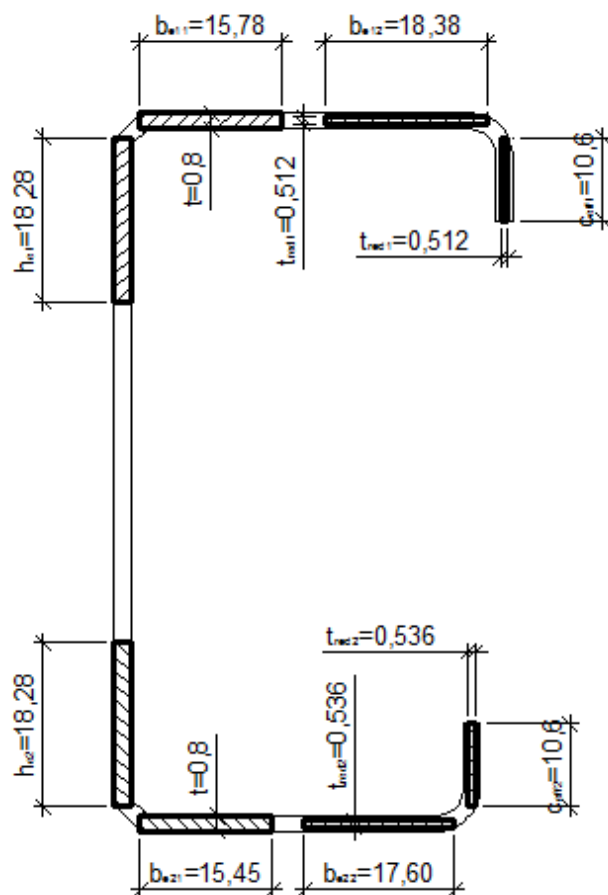


Рисунок 24 — Эффективное сечение профиля с учетом влияния потери профилем или его плоскими частями местной устойчивости и/или устойчивости формы сечения.

– эффективная площадь сечения, учитывающая влияние потери местной устойчивости и устойчивости формы сечения:

$$A_{\text{eff}} = t(b_{e11} + b_{e21} + h_{e1} + h_{e2}) + t_{\text{red1}}(b_{e12} + c_{\text{eff1}}) + t_{\text{red2}}(b_{e22} + c_{\text{eff2}});$$

$$A_{\text{eff}} = 0,8 \times (15,78 + 15,45 + 18,28 + 18,28) + 0,512 \times (18,38 + 10,6) + 0,536 \times (17,6 + 10,6) = 84,2 \text{ мм}^2.$$

Так как полученное значение эффективной площади меньше значения полной площади сечения (профиль не полностью эффективен), влияние радиальных участков профиля на его геометрические характеристики можно не учитывать.

Координаты центра тяжести эффективного сечения:

$$z_{\text{gc}} = \frac{S_{y0}}{A_g},$$

$$y_{\text{gc}} = \frac{S_{z0}}{A_g},$$

Для определения статических моментов инерции необходимо определить координаты центров масс всех эффективных участков сечения:

$$z_{\text{gh}_{e1}} = g_r + h_p - h_{e1} / 2 = 1,0 + 97,2 - 18,28 / 2 = 89,06 \text{ мм},$$

$$z_{\text{gh}_{e2}} = g_r + h_{e2} / 2 = 1,0 + 18,28 / 2 = 10,14 \text{ мм},$$

$$z_{\text{gb}_{e11}} = z_{\text{gb}_{e12}} = g_r + h_p + g_r = 1,0 + 97,2 + 1,0 = 99,2 \text{ мм},$$

$$\begin{aligned}
 z_{gb_{e21}} &= z_{gb_{e22}} = 0 \text{ мм}, \\
 z_{gc_{eff1}} &= g_r + h_p - c_{eff1} / 2 = 1,0 + 97,2 - 10,6 / 2 = 92,9 \text{ мм}, \\
 z_{gc_{eff2}} &= g_r + c_{eff2} / 2 = 1,0 + 10,6 / 2 = 6,3 \text{ мм}; \\
 y_{gh_{e1}} &= y_{gh_{e2}} = 0 \text{ мм}, \\
 y_{gb_{e11}} &= g_r + b_{e11} / 2 = 1,0 + 15,78 / 2 = 8,89 \text{ мм}, \\
 y_{gb_{e12}} &= g_r + b_{p1} - b_{e12} / 2 = 1,0 + 41,2 - 18,38 / 2 = 33,01 \text{ мм}, \\
 y_{gb_{e21}} &= g_r + b_{e21} / 2 = 1,0 + 15,45 / 2 = 8,73 \text{ мм}, \\
 y_{gb_{e22}} &= g_r + b_{p2} - b_{e22} / 2 = 1,0 + 38,2 - 17,6 / 2 = 30,4 \text{ мм}, \\
 y_{gc_{eff1}} &= g_r + b_{p1} + g_r = 1,0 + 41,2 + 1,0 = 43,2 \text{ мм}, \\
 y_{gc_{eff2}} &= g_r + b_{p2} + g_r = 1,0 + 38,2 + 1,0 = 40,2 \text{ мм},
 \end{aligned}$$

Тогда,

$$\begin{aligned}
 z'_{gs} &= \frac{S_{y0}}{A_g} = \frac{\left[ z_{gh_{e1}} h_{e1} + z_{gh_{e2}} h_{e2} + z_{gb_{e11}} b_{e11} + z_{gb_{e21}} b_{e21} \right] t + \left[ z_{gc_{eff1}} c_{eff1} + z_{gb_{e12}} b_{e12} \right] t_{red,1} + \left[ z_{gc_{eff2}} c_{eff2} + z_{gb_{e22}} b_{e22} \right] t_{red,2}}{A_{eff}}, \\
 z'_{gc} &= \frac{[89,06 \times 18,28 + 10,14 \times 18,28 + 99,2 \times 15,78 + 0 \times 15,45] \times 0,8}{84,2} + \\
 &+ \frac{[92,9 \times 10,6 + 99,2 \times 18,38] \times 0,512 + [6,3 \times 10,6 + 0 \times 17,60] \times 0,536}{84,2} = 49,60 \text{ мм}. \\
 y'_{gs} &= \frac{S_{z0}}{A_g} = \frac{\left[ y_{gh_{e1}} h_{e1} + y_{gh_{e2}} h_{e2} + y_{gb_{e11}} b_{e11} + y_{gb_{e21}} b_{e21} \right] t + \left[ y_{gc_{eff1}} c_{eff1} + y_{gb_{e12}} b_{e12} \right] t_{red,1} + \left[ y_{gc_{eff2}} c_{eff2} + y_{gb_{e22}} b_{e22} \right] t_{red,2}}{A_{eff}}, \\
 y'_{gc} &= \frac{[0 \times 18,28 + 0 \times 18,28 + 8,89 \times 15,78 + 8,73 \times 15,45] \times 0,8}{84,2} + \\
 &+ \frac{[43,2 \times 10,6 + 33,01 \times 18,38] \times 0,512 + [40,2 \times 10,6 + 30,4 \times 17,60] \times 0,536}{84,2} = 15,21 \text{ мм}.
 \end{aligned}$$

– смещение центра тяжести при учете влияния потери местной устойчивости и устойчивости формы сечения:

$$\begin{aligned}
 \Delta_{z,gc} &= z_{gc} - z'_{gc} = 50,35 - 49,60 = 0,75 \text{ мм}; \\
 \Delta_{y,gc} &= y_{gc} - y'_{gc} = 12,85 - 15,21 = -2,36 \text{ мм}.
 \end{aligned}$$

## ПРИМЕР 2 Определение эффективных геометрических характеристик холодноформованного профиля С-образного сечения, изгибаемого относительно главной оси

Исходные данные:

необходимо найти эффективное сечение холоднокатаного стального профиля С-образного сечения, подверженного изгибу относительно горизонтальной главной оси у-у, и определить его геометрические характеристики.

Размеры сечения по внешнему обмеру, согласно Рисунка 1:

- полная высота:  $h_g = 200$  мм;
- полная ширина верхней полки:  $b_{g1} = 70$  мм;
- полная ширина нижней полки:  $b_{g2} = 66$  мм;
- полная ширина верхнего бокового отгиба:  $c_{g1} = 24$  мм;
- полная ширина нижнего бокового отгиба:  $c_{g2} = 22$  мм;
- внутренний радиусгиба:  $r = 4$  мм.

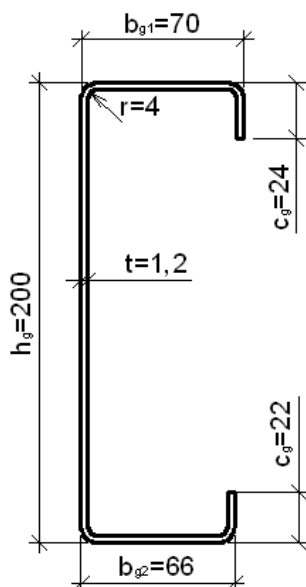


Рисунок 1 — Внешние размеры сечения профиля.

Характеристики материала:

- номинальная толщина:  $t_{nom} = 1,2$  мм;
- расчетная толщина равна толщине стального ядра листа, профиль не имеет органических или цинковых покрытий:  $t = t_{cor} = 1,2$  мм (по Формуле (3.3а) 3.2.4.3 СН РК EN 1993-1-3);
- основной предел текучести:  $f_{yb} = 400$  Н/мм<sup>2</sup>;
- модуль упругости:  $E = 203000$  Н/мм<sup>2</sup>;
- коэффициент Пуассона:  $\nu = 0,3$ ;
- частный коэффициент безопасности  $\gamma_{m0} = 1,0$  (по 2.3 СН РК EN 1993-1-3).

Размеры сечения по срединным линиям:

- высота:  $h = h_g - t_{nom} = 200 - 1,2 = 198,8$  мм;
- ширина верхней полки:  $b_1 = b_{g1} - t_{nom} = 70 - 1,2 = 68,8$  мм;
- ширина нижней полки:  $b_2 = b_{g2} - t_{nom} = 66 - 1,2 = 64,8$  мм;
- ширина верхнего бокового отгиба:  $c_1 = c_{g1} - t_{nom}/2 = 24 - 1,2/2 = 23,4$  мм;
- ширина нижнего бокового отгиба:  $c_2 = c_{g2} - t_{nom}/2 = 22 - 1,2/2 = 21,4$  мм.

Теоретическая ширина плоских участков в соответствии с 5.1 EN 1993-1-3 измеряется от средних точек соседних угловых элементов (точка Р на Рисунке 2):

$$h_p = h - g_{r11} - g_{r21};$$

$$b_{p1} = b_1 - g_{r11} - g_{r12};$$

$$b_{p2} = b_2 - g_{r21} - g_{r22};$$

$$c_{p1} = c_1 - g_{r12};$$

$$c_{p2} = c_2 - g_{r22}.$$

Так как радиусы и углыгиба одинаковы для всех случаев,

$$g_{r11} = g_{r21} = g_{r12} = g_{r22} = g_r = (r + t_{\text{ном}} / 2) \left( \tan\left(\frac{\pi}{4}\right) - \sin\left(\frac{\pi}{4}\right) \right);$$

$$g_r = (4 + 1,2 / 2) \left( \tan\left(\frac{\pi}{4}\right) - \sin\left(\frac{\pi}{4}\right) \right) = 1,35 \text{ мм}$$

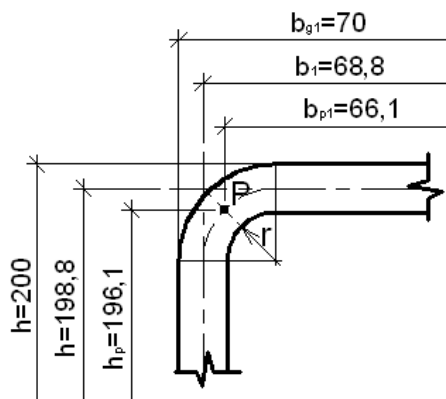


Рисунок 2 — Схема определения теоретической ширины плоских участков сечения.

Тогда,

- высота:  $h_p = h - 2g_r = 198,8 - 2 \times 1,35 = 196,1 \text{ мм}$ ;
- ширина верхней полки:  $b_{p1} = b_1 - 2g_r = 68,8 - 2 \times 1,35 = 66,1 \text{ мм}$ ;
- ширина нижней полки:  $b_{p2} = b_2 - 2g_r = 64,8 - 2 \times 1,35 = 62,1 \text{ мм}$ ;
- ширина верхнего бокового отгиба:  $c_{p1} = c - g_r = 23,4 - 1,35 = 22,05 \text{ мм}$ .
- ширина нижнего бокового отгиба:  $c_{p2} = c - g_r = 21,4 - 1,35 = 20,05 \text{ мм}$ .

### 3 1. Проверка соответствия геометрических пропорций условиям п. 5.2 СН РК EN 1993-1-

Расчет по СН РК EN 1993-1-3 возможно проводить при выполнении условий Таблицы 5.1 5.2 EN 1993-1-3:

- $b/t \leq 60$ :  $b_{g1}/t = 70/1,2 = 58,33 < 60$  – условие выполняется;
- $c/t \leq 50$ :  $c_{g1}/t = 24/1,2 = 20,00 < 50$  – условие выполняется;
- $h/t \leq 500$ :  $h_g/t = 200/1,2 = 166,67 < 500$  – условие выполняется.

Для обеспечения достаточной жесткости и предупреждения потери устойчивости самого краевого элемента жесткости, его размер должен соответствовать условию Формулы (5.2а) 5.2.2 СН РК EN 1993-1-3:

- $c_1/b_1 = 24/70 = 0,34$ ;  $0,2 \leq 0,34 \leq 0,6$  – условие выполняется;
- $c_2/b_2 = 22/66 = 0,33$ ;  $0,2 \leq 0,33 \leq 0,6$  – условие выполняется.

Также, при значениях внутреннего радиусагиба, превышающих  $0,04tE/f_y$ , несущая способность и жесткость элемента не может быть определена расчетом (по 5.1.6 СН РК EN 1993-1-3).

$$0,04tE/f_y = 0,04 \times 1,2 \times 203000/400 = 24,6 > r = 3 \text{ – условие выполняется.}$$

Согласно условию п. 5.1.3 СН РК EN 1993-1-3, влияние закругления улов профиля на их геометрические характеристики может не учитываться при  $r/t \leq 5$  и  $r/b_p \leq 0,10$ :

- $r/t = 4/1,2 = 3,33 < 5$  – условие выполняется;
- $r/h_p = 4/196,1 = 0,02 < 0,10$  – условие выполняется;

- $r/b_{p1} = 4/66,1 = 0,06 < 0,10$  – условие выполняется;
- $r/b_{p2} = 4/62,1 = 0,06 < 0,10$  – условие выполняется;
- $r/c_{p1} = 4/22,05 = 0,18 > 0,10$  – условие не выполняется;
- $r/c_{p2} = 4/20,05 = 0,20 > 0,10$  – условие не выполняется, потому влияние закругления улов

профиля должно учитываться.

Влияние углов сгиба на геометрические характеристики сечения учитывается уменьшением их значений, рассчитанных для подобного сечения с острыми углами, согласно Формуле (5.1a)-(5.1d) п. 5.1.4 СН РК EN 1993-1-3:

$$\delta = 0,43 \frac{\sum_{j=1}^4 \left( 4 \times \frac{90^\circ}{90^\circ}; 4 \times \frac{90^\circ}{90^\circ}; 4 \times \frac{90^\circ}{90^\circ}; 4 \times \frac{90^\circ}{90^\circ} \right)}{\sum_{i=1}^5 (22,05 + 66,1 + 196,1 + 62,1 + 20,05)} = 0,044;$$

$$A_g \approx A_{g,sh} (1 - \delta);$$

$$I_g \approx I_{g,sh} (1 - 2\delta).$$

При определении эффективных геометрических характеристик сечений, влияние угловгиба учитывается в случае, если теоретические ширины плоских участков профиля при расчете его несущей способности были измерены от точек пересечения срединных линий. Так как в данном примере теоретические ширины плоских участков сечения определялись с учетом закруглений, данное влияние необходимо учитывать только для полностью эффективного профиля.

## 2. Определение геометрических характеристик полного сечения

Расчетная горизонтальная ось у-у проходит через середину нижней полки, а вертикальная ось z-z – через срединную линию стенки.

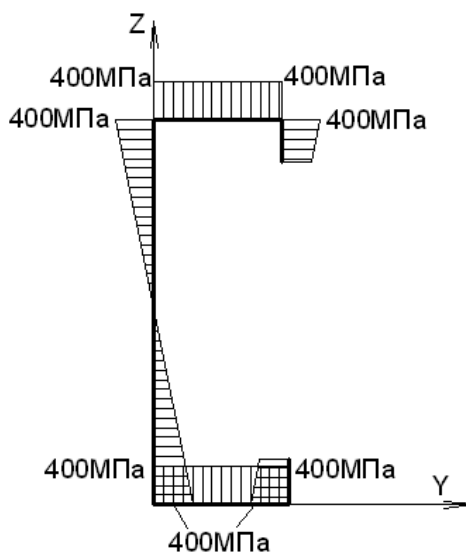


Рисунок 3 — Начальные теоретические напряжения в сечении профиля.

Полная площадь сечения:

$$A_g = t(h_p + b_{p1} + b_{p2} + c_{p1} + c_{p2}) = 1,2 \times (196,1 + 66,1 + 62,1 + 22,05 + 20,05) = 439,7 \text{ мм}^2.$$

Координата центра тяжести нередуцированного сечения:

$$z_{gc,gr} = \frac{S_{y0}}{A_g},$$

где  $S_{y0}$  – суммарный статический момент составных плоских частей профиля относительно оси у-у.

Для определения  $S_{y0}$  необходимо определить центры масс всех плоских участков сечения:

$$z_{gh} = g_r + h_p / 2 = 1,0 + 196,1 / 2 = 99,4 \text{ мм},$$

$$z_{gb1} = g_r + h_p + g_r = 1,35 + 196,1 + 1,35 = 198,8 \text{ мм},$$

$$z_{gb2} = 0 \text{ мм},$$

$$z_{gc1} = g_r + h_p - c_{p1} / 2 = 1,35 + 196,1 - 22,05 / 2 = 186,43 \text{ мм},$$

$$z_{gc2} = g_r + c_{p2} / 2 = 1,35 + 20,05 / 2 = 11,38 \text{ мм}.$$

Тогда,

$$z_{gc,gr} = \frac{S_{y0}}{A_g} = \frac{z_{gh}h_p + z_{gb1}b_{p1} + z_{gb2}b_{p2} + z_{gc1}c_{p1} + z_{gc2}c_{p2}}{A_g} t,$$

$$z_{gc,gr} = \frac{[(196,1 \times 99,4 + 66,1 \times 198,8 + 62,1 \times 0 + 22,05 \times 186,43 + 20,05 \times 11,38)] \times 1,2}{439,7} = 100,90 \text{ мм}.$$

Эффективные геометрические характеристики профиля определяются для учета влияния потери профилем или его сжатыми плоскими частями местной устойчивости и/или устойчивости формы сечения. Эффективные геометрические характеристики сжатой полки и отгиба – «плоских элементов с краевыми элементами жесткости», вычисляются при помощи итеративного процесса согласно алгоритму, приведенному в 5.5.3.2 СН РК EN 1993-1-3. Расчеты производятся в три этапа (см. 5.5.3.2.3 СН РК EN 1993-1-3):

Этап 1:

Определяется начальное эффективное сечение сжатого элемента жесткости, учитывающее влияние потери ним местной устойчивости. При этом используется эффективная ширина полки, определенная из предположения, что она оперта по краям и полностью раскреплена ( $K = \infty$ ), а расчетная прочность не уменьшается.

Начальная эффективная ширина сжатой полки определяется согласно 5.5.2 СН РК EN 1993-1-3 и 4.4 СН РК EN 1993-1-5:

– соотношение напряжений определяется из предположения о линейном распределении напряжений по высоте элемента. При этом на начальном этапе максимальные сжимающее и растягивающее усилия принимаются равными границе текучести ( $y_{com} = f_{yb}/\gamma_{M0}$ ). Для сжатой полки, перпендикулярной оси действия внешних усилий,  $\psi = 1$  (по Таблице 4.1 р.4.4 СН РК EN 1993-1-3, для равномерного сжатия), потому коэффициент, учитывающий потерю устойчивости в зависимости от отношения напряжений по краям пластины и условий их закрепления (элемент опирается по двум краям):

$$k_\sigma = 4;$$

– относительная гибкость:

$$\varepsilon = \sqrt{235 / f_{yb} [H / \text{мм}^2]} = \sqrt{235 / 400} = 0,766;$$

$$\bar{\lambda}_{p,b} = \frac{b_{p1} / t}{28,4\varepsilon\sqrt{k_\sigma}} = \frac{66,1/1,2}{28,4 \times 0,766 \times \sqrt{4}} = 1,266 > 0,673;$$

– понижающий коэффициент при потере устойчивости пластины, по Формуле (4.2) 4.4 СН РК EN 1993-1-5:

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_{p,b} - 0,055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_{p,b}^2} = \frac{1,266 - 0,055 \times (3 + 1)}{1,266^2} = 0,653 < 1,0 ;$$

– начальная эффективная ширина, согласно Таблицы 4.1 р. 4.4 СН РК EN 1993-1-5:

$$b_{eff1} = \rho b_{p1} = 0,653 \times 66,1 = 43,1 \text{ мм} ;$$

$$b_{e11} = b_{e12} = 0,5b_{eff1} = 0,5 \times 43,1 = 21,55 \text{ мм} ;$$

Начальная эффективная ширина сжатого одинарного краевого отгиба определяется согласно 5.5.3.2.5а СН РК EN 1993-1-3:

– коэффициент  $k_\sigma$ , учитывающий потерю устойчивости в зависимости от отношения напряжений по краям пластины и условий их закрепления (консольный элемент), согласно Формуле (5.13b)-(5.13c):

$$\text{при } b_{p,c}/b_p \leq 0,35 \rightarrow k_\sigma = 0,5,$$

$$\text{при } 0,35 < b_{p,c}/b_p \leq 0,6 \rightarrow k_\sigma = 0,5 + 0,83 \sqrt[3]{(b_{p,c}/b_p - 0,35)^2} ;$$

$$b_{p,c}/b_{p1} = 22,05/66,1 = 0,333 < 0,35 \rightarrow k_{\sigma1} = 0,5;$$

– относительная гибкость, по р. 4.4.2 СН РК EN 1993-1-5:

$$\bar{\lambda}_{p,c} = \frac{c_{p1}/t}{28,4\epsilon\sqrt{k_\sigma}} = \frac{22,05/1,2}{28,4 \times 0,766 \times \sqrt{0,5}} = 1,194 > 0,748 ;$$

– понижающий коэффициент при потере устойчивости пластины, по Формуле (4.3) р. 4.4 СН РК EN 1993-1-5:

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_{p,c} - 0,188}{\bar{\lambda}_{p,c}^2} = \frac{1,194 - 0,188}{1,194^2} = 0,706 < 1 ;$$

– начальная эффективная ширина, согласно Формуле (5.13а) р. 5.5.3.2.5а СН РК EN 1993-1-3:

$$c_{eff1} = \rho c_p = 0,706 \times 22,05 = 15,57 \text{ мм} ;$$

– площадь начального эффективного сечения элемента жесткости, по р. 5.5.3.2.6 СН РК EN 1993-1-3, Формула (5.14а):

$$A_{st} = t(b_{e12} + c_{eff1}) = 1,2 \times (21,55 + 15,57) = 44,54 \text{ мм}^2 .$$

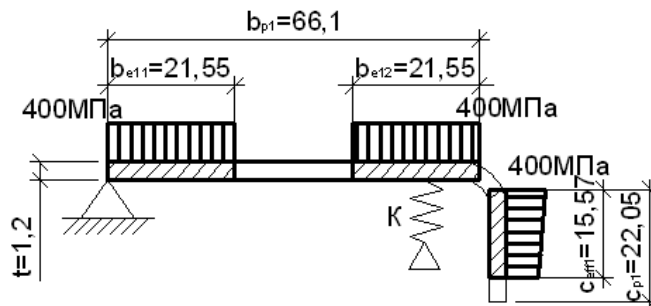


Рисунок 4 — Начальное эффективное сечение и напряжения сжатого краевого элемента жесткости.

3. Эффективные геометрические характеристики сжатых полок и краевых отгибов с учетом влияния местной потери устойчивости и потери устойчивости формы сечения

Этап 2:

Используя начальное эффективное сечение элемента жесткости, определяется коэффициент снижения несущей способности вследствие потери устойчивости формы сечения (общая потеря устойчивости краевого элемента жесткости), с учетом наличия эффекта работы основной части профиля в качестве непрерывной упруго-податливой опоры (см. п. 5.5.3.2.3 СН РК EN 1993-1-3).

Критическое напряжение  $\sigma_{cr}$  потери устойчивости краевого отгиба в упругой стадии, по Формуле (5.15) п. 5.5.3.2.7 СН РК EN 1993-1-3:

$$\sigma_{cr} = \frac{2\sqrt{KEI_{st}}}{A_{st}},$$

где  $K$  – жесткость связи на единицу длины,

$I_{st}$  – момент инерции эффективного сечения отгиба, определенный по эффективной площади  $A_{st}$ , относительно горизонтальной центральной оси эффективного поперечного сечения (см. Рисунок 5).

– жесткость связи на единицу длины, согласно Формуле (5.10b) п. 5.5.3.1.5 СН РК EN 1993-1-3:

$$K = \frac{Et^3}{4(1-\nu^2)} \cdot \frac{1}{b_1^2 h + b_1^3 + 0,5b_1 b_2 h k_f},$$

где  $b_1$  – расстояние от пересечения стенки и полки до центра тяжести эффективной площади краевого отгиба (включая эффективную часть  $b_{e2}$  полки) на верхней полке (см. Рисунок 5),

$$b_1 = b_1 - y_{g,st},$$

где  $y_{g,st}$  – координата центра тяжести эффективной части элемента жесткости (частей с шириной  $c_{eff1}$  и  $b_{e12}$ ) относительно точки пересечения срединных линий полки и краевого отгиба (положительное значение).

$$y_{g,st} = \frac{S_{z0,st}}{A_{st}} = \frac{b_{e12} t (b_{e12} / 2 + g_r)}{(b_{e12} + c_{eff1}) t} = \frac{21,55 \times 1,2 \times (21,55 / 2 + 1,35)}{(21,55 + 15,57) \times 1,2} = 7,04 \text{ мм},$$

$$b_1 = 68,8 - 7,04 = 61,76 \text{ мм};$$

$k_f = 0$  – для случая, когда одна полка сжата, а другая – растянута. То есть, последнее слагаемое знаменателя не учитывается

Тогда,

$$K = \frac{203000 \times 1,2^3}{4(1-0,3^2)} \cdot \frac{1}{61,76^2 \times 198,8 + 61,76^3} = 0,097 \text{ Н / мм}^2.$$

– начальный эффективный момент инерции краевого элемента жесткости:

$$I_{st} = \frac{b_{e12} t^3}{12} + \frac{c_{eff1}^3 t}{12} + b_{e12} z_{g,st}^2 t + c_{eff1} t (g_r + c_{eff1} / 2 - z_{g,st})^2,$$

где  $z_{g,st}$  – координата центра тяжести эффективной части элемента жесткости (частей с шириной  $c_{eff1}$  и  $b_{e12}$ ) относительно точки пересечения срединных линий полки и краевого отгиба (положительное значение).



$$z_{g,st} = \frac{S_{y0,st}}{A_{st}} = \frac{c_{eff1} t (c_{eff1} / 2 + g_r)}{(b_{e12} + c_{eff1}) t} = \frac{15,57 \times 1,2 \times (15,57 / 2 + 1,35)}{(21,55 + 15,57) \times 1,2} = 3,83 \text{ мм},$$

$$I_{st} = \frac{21,55 \times 1,2^3}{12} + \frac{15,57^3 \times 1,2}{12} + 21,55 \times 3,83^2 \times 1,2 + 15,57 \times 1,2 \times (1,35 + 15,57 / 2 - 3,83)^2 = 1285,72 \text{ мм}^4,$$

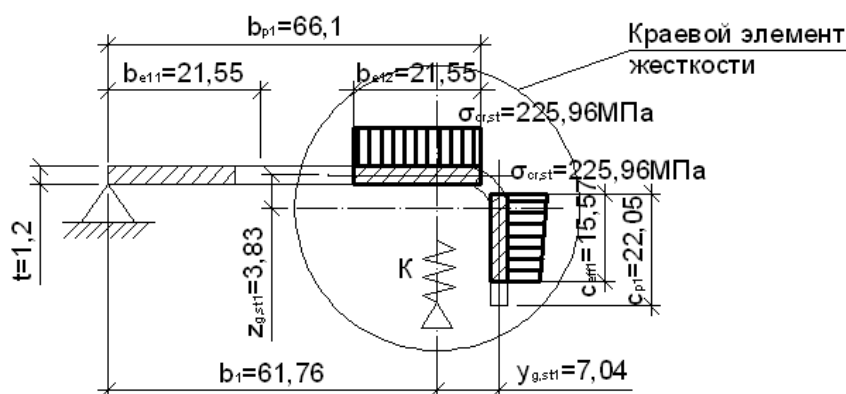
Тогда, критическое напряжение  $\sigma_{cr}$  потери устойчивости верхнего краевого отгиба в упругой стадии:

$$\sigma_{cr,st} = \frac{2 \times \sqrt{0,097 \times 203000 \times 1286}}{44,54} = 225,96 \text{ Н / мм}^2.$$

Коэффициент снижения несущей способности вследствие потери устойчивости формы сечения краевого отгиба  $\chi_d$  (согласно Рисунку 5.10d п. 5.5.3.2.3 СН РК EN 1993-1-3):

– относительная гибкость элемента жесткости, по Формуле (5.12d) п. 5.5.3.1.7 СН РК EN 1993-1-3:

$$\bar{\lambda}_d = \sqrt{f_{yb} / \sigma_{cr,st}} = \sqrt{400 / 225,96} = 1,330.$$



**Рисунок 5 — Начальное критическое напряжение потери устойчивости сжатого краевого отгиба в упругой стадии.**

– понижающий коэффициент определяется по Формулам (5.12a)-(5.12c) 5.5.3.1.7 СН РК EN 1993-1-3, в зависимости от относительной гибкости:

$$\chi_d = 1,0 \text{ при } \bar{\lambda}_d \leq 0,65;$$

$$\chi_d = 1,47 - 0,723 \bar{\lambda}_d \text{ при } 0,65 < \bar{\lambda}_d < 1,38;$$

$$\chi_d = 0,66 / \bar{\lambda}_d \text{ при } \bar{\lambda}_d \geq 1,38.$$

Так как  $0,65 < \bar{\lambda}_d = 1,330 < 1,38$ ,  $\chi_d = 1,47 - 0,723 \times 1,330 = 0,508$ .

Этап 3:

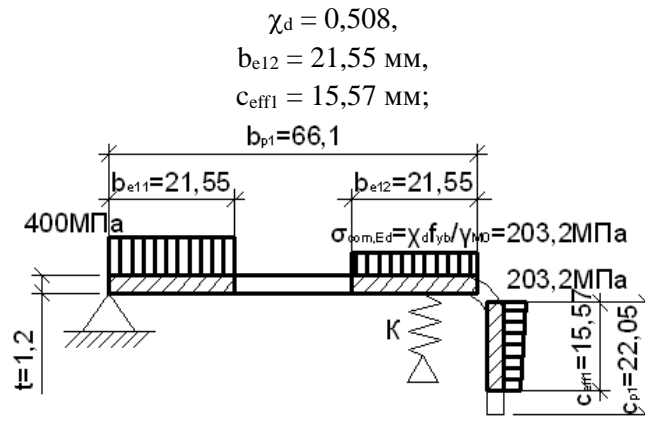
Согласно п. 5.5.3.2.10 СН РК EN 1993-1-3, в случае, если значение коэффициента  $\chi_d$  снижения несущей способности вследствие потери устойчивости формы сечения (плоская форма потери устойчивости элемента жесткости) составляет меньше 1, значение  $\chi_d$  определяется итерационно (см. Рисунок 5.10e п. 5.5.3.2 СН РК EN 1993-1-3). Итерации начинаются с модифицированных значений  $\rho$ , полученных при:

$$\sigma_{com,Ed,i} = \chi_{com,Ed,i-1} f_{yb} / \gamma_{M0}, \text{ то есть:}$$

$$\bar{\lambda}_{p,red} = \bar{\lambda}_p \sqrt{\chi_d} \text{ (Формула (5.16) п.5.5.3.2.10 СН РК EN 1993-1-3).}$$

Таким образом, Итерация №1:

– начальные значения:



**Рисунок 6 — Эффективное сечение и напряжения сжатого краевого элемента жесткости до 1-ой итерации.**

– эффективные участки полки определяются аналогично этапу 1, но с использованием редуцированной относительной гибкости пластины:

$$\bar{\lambda}_{p,b,red} = \bar{\lambda}_{p,b} \sqrt{\chi_d} = 1,266 \times \sqrt{0,508} = 0,902 > 0,673;$$

– понижающий коэффициент при потере устойчивости пластины, по Формуле (4.2) 4.4 СН РК EN 1993-1-5:

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_{p,b,red} - 0,055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_{p,b,red}^2} = \frac{0,902 - 0,055 \times (3 + 1)}{0,902^2} = 0,838 < 1,0;$$

– эффективная ширина, согласно Таблицы 4.1 п. 4.4 СН РК EN 1993-1-5:

$$b_{eff1} = \rho b_{p1} = 0,838 \times 66,1 = 55,39 \text{ мм};$$

$$b_{e11} = b_{e12} = 0,5 b_{eff1} = 0,5 \times 55,39 = 27,70 \text{ мм};$$

– эффективная ширина сжатого одинарного краевого отгиба определяется согласно п. 5.5.3.2.5а СН РК EN 1993-1-3:

– редуцированная относительная гибкость, согласно Формуле (5.16) 5.5.3.2.10 СН РК EN 1993-1-3:

$$\bar{\lambda}_{p,c,red} = \bar{\lambda}_{p,c} \sqrt{\chi_d} = 1,194 \times \sqrt{0,508} = 0,851 > 0,748;$$

– понижающий коэффициент при потере устойчивости пластины, по Формуле (4.3) 4.4 СН РК EN 1993-1-5:

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_{p,c,red} - 0,188}{\bar{\lambda}_{p,c,red}^2} = \frac{0,851 - 0,188}{0,851^2} = 0,915;$$

– эффективная ширина, согласно Формуле (5.13а) п. 5.5.3.2.5а СН РК EN 1993-1-3:

$$c_{eff1} = \rho c_p = 0,915 \times 22,05 = 20,18 \text{ мм};$$

– площадь эффективного сечения элемента жесткости, по 5.5.3.2.6 СН РК EN 1993-1-3, Формула (5.14а):

$$A_{st} = t(b_{e12} + c_{eff1}) = 1,2 \times (27,70 + 20,18) = 57,46 \text{ мм}^2.$$

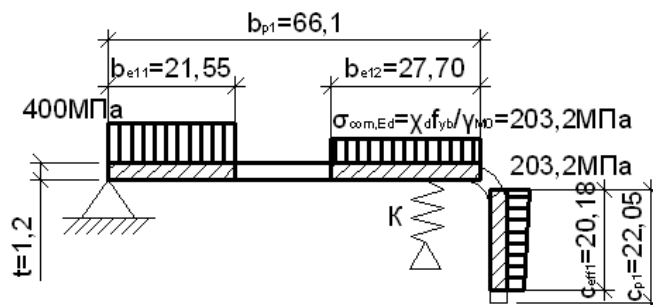


Рисунок 7 — Эффективное сечение и напряжения сжатого краевого элемента жесткости после 1-ой итерации.

Используя полученное эффективное сечение элемента жесткости, определяется новый коэффициент снижения несущей способности вследствие потери устойчивости формы сечения (см. 5.5.3.2.3 СН РК EN 1993-1-3).

Критическое напряжение  $\sigma_{cr}$  потери устойчивости краевого отгиба в упругой стадии, по Формуле (5.15) 5.5.3.2.7 СН РК EN 1993-1-3:

$$\sigma_{cr} = \frac{2\sqrt{KEI_{st}}}{A_{st}},$$

где  $K$  – жесткость связи на единицу длины,

$I_{st}$  – момент инерции эффективного сечения отгиба, определенный по эффективной площади  $A_{st}$ , относительно горизонтальной центральной оси эффективного поперечного сечения (см. Рисунок 8).

– жесткость связи на единицу длины, согласно Формуле (5.10b) 5.5.3.1.5 СН РК EN 1993-1-3:

$$K = \frac{Et^3}{4(1-\nu^2)} \cdot \frac{1}{b_1^2 h + b_1^3 + 0,5b_1 b_2 h k_f},$$

где  $b_1$  – расстояние от пересечения стенки и полки до центра тяжести эффективной площади краевого отгиба (включая эффективную часть  $b_{e2}$  полки) на верхней полке (см. Рисунок 8),

$$b_1 = b_1 - y_{g,st},$$

где  $y_{g,st}$  – координата центра тяжести эффективной части элемента жесткости (частей с шириной  $c_{eff1}$  и  $b_{e12}$ ) относительно точки пересечения срединных линий полки и краевого отгиба (положительное значение).

$$y_{g,st} = \frac{S_{z0,st}}{A_{st}} = \frac{b_{e12}t(b_{e12}/2 + g_r)}{(b_{e12} + c_{eff1})t} = \frac{27,7 \times 1,2 \times (27,7/2 + 1,35)}{(27,77 + 20,18) \times 1,2} = 8,79 \text{ мм},$$

$$b_1 = 68,8 - 8,79 = 60,01 \text{ мм};$$

$k_f = 0$  – для случая, когда одна полка сжата, а другая – растянута. То есть, последнее слагаемое знаменателя не учитывается

Тогда,

$$K = \frac{203000 \times 1,2^3}{4(1-0,3^2)} \cdot \frac{1}{60,01^2 \times 198,8 + 60,01^3} = 0,103 \text{ Н/мм}^2.$$

– начальный эффективный момент инерции краевого элемента жесткости:

$$I_{st} = \frac{b_{e12} t^3}{12} + \frac{c_{eff1}^3 t}{12} + b_{e12} z_{g,st}^2 t + c_{eff1} t \left( g_r + c_{eff1} / 2 - z_{g,st} \right)^2,$$

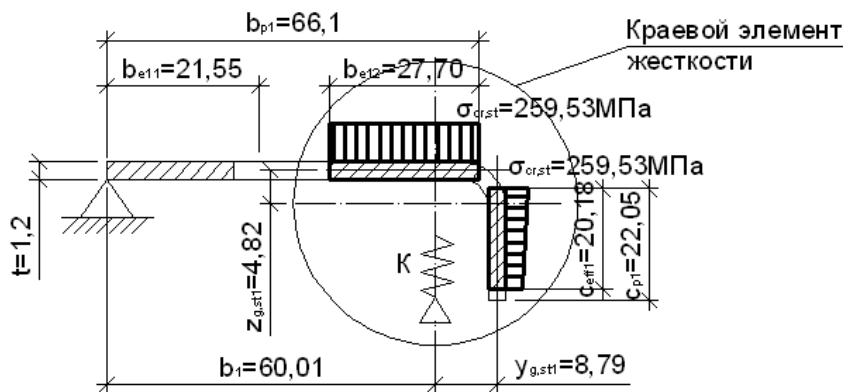
где  $z_{g,st}$  – координата центра тяжести эффективной части элемента жесткости (частей с шириной  $c_{eff1}$  и  $b_{e12}$ ) относительно точки пересечения срединных линий полки и краевого отгиба (положительное значение).

$$z_{g,st} = \frac{S_{y0,st}}{A_{st}} = \frac{c_{eff1} t (c_{eff1} / 2 + g_r)}{(b_{e12} + c_{eff1}) t} = \frac{20,18 \times 1,2 \times (20,18 / 2 + 1,35)}{(27,70 + 20,18) \times 1,2} = 4,82 \text{ мм},$$

$$I_{st} = \frac{27,7 \times 1,2^3}{12} + \frac{20,18^3 \times 1,2}{12} + 27,7 \times 4,82^2 \times 1,2 + 20,18 \times 1,2 \times (1,35 + 20,18 / 2 - 4,82)^2 = 2659,28 \text{ мм}^4.$$

Тогда, критическое напряжение  $\sigma_{cr}$  потери устойчивости верхнего краевого отгиба в упругой стадии:

$$\sigma_{cr,st} = \frac{2 \times \sqrt{0,103 \times 203000 \times 2659}}{57,46} = 259,53 \text{ Н / мм}^2.$$



**Рисунок 8 — Критическое напряжение потери устойчивости сжатого краевого отгиба в упругой стадии после 1-ой итерации.**

Коэффициент снижения несущей способности вследствие потери устойчивости формы сечения краевого отгиба  $\chi_{d,1}$  (согласно Рисунку 5.10d 5.5.3.2.3 СН РК EN 1993-1-3):

– относительная гибкость элемента жесткости, по Формуле (5.12d) 5.5.3.1.7 СН РК EN 1993-1-3:

$$\bar{\lambda}_d = \sqrt{f_{yb} / \sigma_{cr,st}} = \sqrt{400 / 259,53} = 1,241.$$

– понижающий коэффициент определяется по Формулам (5.12a)-(5.12c) 5.5.3.1.7 СН РК EN 1993-1-3, в зависимости от относительной гибкости:

$$\text{так как } 0,65 < \bar{\lambda}_d = 1,241 < 1,38, \quad \chi_{d,1} = 1,47 - 0,723 \times 1,241 = 0,573.$$

– окончательные значения:

$$\begin{aligned} \chi_{d,1} &= 0,573, \\ b_{e12} &= 27,7 \text{ мм}, \\ c_{eff1} &= 20,18 \text{ мм}. \end{aligned}$$

Далее, выполняется проверка сходимости коэффициентов  $\chi_d$  двух последних итераций. Согласно условию е) Рисунка 5.10 5.5.3.2 СН РК EN 1993-1-3, итерации продолжаются до тех пор, пока не выполняются следующие условия:  $\chi_{d,n} \approx \chi_{d,(n-1)}$ , но  $\chi_{d,n} \leq \chi_{d,(n-1)}$ :

$$\chi_d = 0,508 \neq \chi_{d,1} = 0,573 - \text{условие не выполняется,}$$

$$\chi_d = 0,508 < \chi_{d,1} = 0,573 - \text{условие не выполняется.}$$

Таким образом, возникает необходимость в проведении последующей итерации.

Итерация №2:

– начальные значения:

$$\chi_{d,1} = 0,573,$$

$$b_{e12} = 27,7 \text{ мм,}$$

$$c_{eff1} = 20,18 \text{ мм;}$$

– эффективные участки полки определяются аналогично этапу 1, но с использованием редуцированной относительной гибкости пластины:

$$\bar{\lambda}_{p,b,red} = \bar{\lambda}_{p,b} \sqrt{\chi_{d,1}} = 1,266 \times \sqrt{0,573} = 0,958 > 0,673;$$

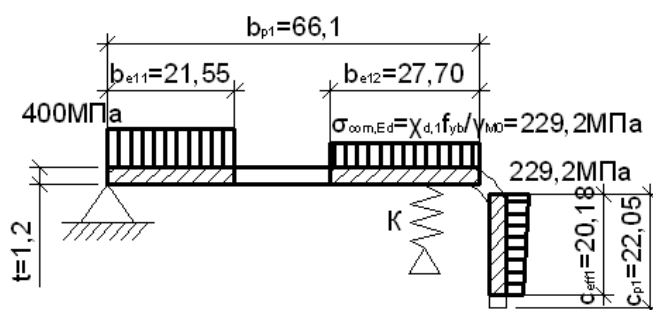


Рисунок 9 — Эффективное сечение и напряжения сжатого элемента жесткости до 2-ой итерации.

– понижающий коэффициент при потере устойчивости пластины, по Формуле (4.2) 4.4 СН РК EN 1993-1-5:

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_{p,b,red} - 0,055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_{p,b,red}^2} = \frac{0,958 - 0,055 \times (3 + 1)}{0,958^2} = 0,804 < 1,0;$$

– эффективная ширина, согласно Таблицы 4.1 4.4 СН РК EN 1993-1-5:

$$b_{eff1} = \rho b_{p1} = 0,804 \times 66,1 = 53,14 \text{ мм;}$$

$$b_{e11} = b_{e12} = 0,5 b_{eff1} = 0,5 \times 53,14 = 26,57 \text{ мм;}$$

– эффективная ширина сжатого одинарного краевого отгиба определяется согласно 5.5.3.2.5а СН РК EN 1993-1-3. Коэффициент  $k_\sigma$ , учитывающий потерю устойчивости в зависимости от отношения напряжений по краям пластины и условий их закрепления (консольный элемент), согласно Формуле (5.13b)-(5.13c):

$$k_\sigma = 0,5;$$

– редуцированная относительная гибкость, согласно Формуле (5.16) 5.5.3.2.10 СН РК EN 1993-1-3:

$$\bar{\lambda}_{p,c,red} = \bar{\lambda}_{p,c} \sqrt{\chi_d} = 1,194 \times \sqrt{0,5} = 0,904 > 0,748;$$

– понижающий коэффициент при потере устойчивости пластины, по Формуле (4.3) 4.4 СН РК EN 1993-1-5:

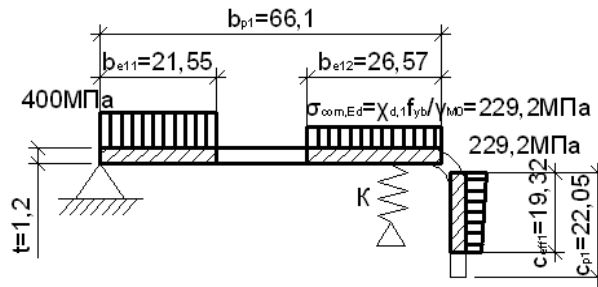
$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_{p,c,red} - 0,188}{\bar{\lambda}_{p,c,red}^2} = \frac{0,904 - 0,188}{0,904^2} = 0,876;$$

– эффективная ширина, согласно Формуле (5.13a) 5.5.3.2.5a СН РК EN 1993-1-3:

$$c_{eff1} = \rho c_p = 0,876 \times 22,05 = 19,32 \text{ мм};$$

– площадь эффективного сечения элемента жесткости, по 5.5.3.2.6 СН РК EN 1993-1-3, Формула (5.14a):

$$A_{st} = t(b_{e12} + c_{eff1}) = 1,2 \times (26,57 + 19,32) = 55,07 \text{ мм}^2.$$



**Рисунок 10 — Эффективное сечение и напряжения сжатого элемента жесткости после 2-ой итерации.**

Используя полученное эффективное сечение элемента жесткости, определяется новый коэффициент снижения несущей способности вследствие потери устойчивости формы сечения (см. 5.5.3.2.3 СН РК EN 1993-1-3).

Критическое напряжение  $\sigma_{cr}$  потери устойчивости краевого отгиба в упругой стадии, по Формуле (5.15) 5.5.3.2.7 СН РК EN 1993-1-3:

$$\sigma_{cr} = \frac{2\sqrt{KEI_{st}}}{A_{st}},$$

где  $K$  – жесткость связи на единицу длины,

$I_{st}$  – момент инерции эффективного сечения отгиба, определенный по эффективной площади  $A_{st}$ , относительно горизонтальной центральной оси эффективного поперечного сечения (см. Рисунок 11).

– жесткость связи на единицу длины, согласно Формуле (5.10b) 5.5.3.1.5 СН РК EN 1993-1-3:

$$K = \frac{Et^3}{4(1-\nu^2)} \cdot \frac{1}{b_1^2 h + b_1^3 + 0,5b_1 b_2 h k_f},$$

где  $b_1$  – расстояние от пересечения стенки и полки до центра тяжести эффективной площади краевого отгиба (включая эффективную часть  $b_{e2}$  полки) на верхней полке (см. Рисунок 11),

$$b_1 = b_1 - y_{g,st},$$

где  $y_{g,st}$  – координата центра тяжести эффективной части элемента жесткости (частей с шириной  $c_{eff1}$  и  $b_{e12}$ ) относительно точки пересечения срединных линий полки и краевого отгиба (положительное значение).

$$y_{g,st} = \frac{S_{z0,st}}{A_{st}} = \frac{b_{e12} t (b_{e12} / 2 + g_r)}{(b_{e12} + c_{eff1}) t} = \frac{26,57 \times 1,2 \times (26,57 + 1,35)}{(26,57 + 19,32) \times 1,2} = 8,47 \text{ мм},$$

$$b_1 = 68,8 - 8,47 = 60,33 \text{ мм};$$

$k_f = 0$  – для случая, когда одна полка сжата, а другая – растянута. То есть, последнее слагаемое знаменателя не учитывается

Тогда,

$$K = \frac{203000 \times 1,2^3}{4(1 - 0,3^2)} \cdot \frac{1}{60,33^2 \times 198,8 + 60,33^3} = 0,102 \text{ Н / мм}^2.$$

– начальный эффективный момент инерции краевого элемента жесткости:

$$I_{st} = \frac{b_{e12} t^3}{12} + \frac{c_{eff1}^3 t}{12} + b_{e12} z_{g,st}^2 t + c_{eff1} t (g_r + c_{eff1} / 2 - z_{g,st})^2,$$

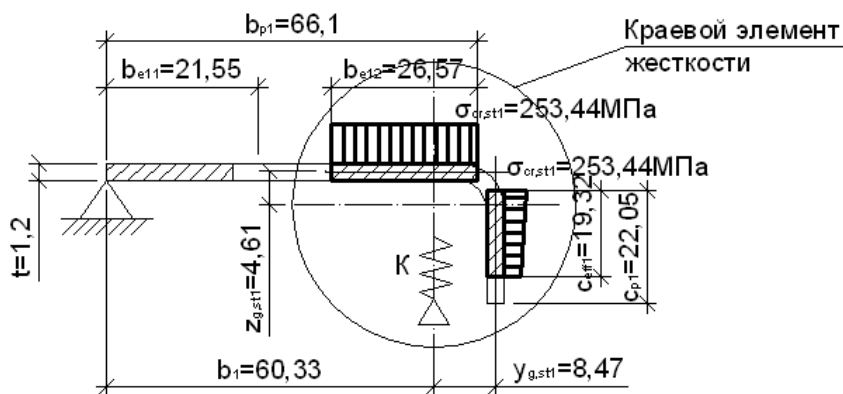
где  $z_{g,st}$  – координата центра тяжести эффективной части элемента жесткости (частей с шириной  $c_{eff1}$  и  $b_{e12}$ ) относительно точки пересечения срединных линий полки и краевого отгиба (положительное значение).

$$z_{g,st} = \frac{S_{y0,st}}{A_{st}} = \frac{c_{eff1} t (c_{eff1} / 2 + g_r)}{(b_{e12} + c_{eff1}) t} = \frac{19,32 \times 1,2 \times (19,32 / 2 + 1,35)}{(26,57 + 19,32) \times 1,2} = 4,61 \text{ мм},$$

$$I_{st} = \frac{26,57 \times 1,2^3}{12} + \frac{19,32^3 \times 1,2}{12} + 26,57 \times 4,61^2 \times 1,2 + 19,32 \times 1,2 \times (1,35 + 19,32 / 2 - 4,61)^2 = 2352,19 \text{ мм}^4.$$

Тогда, критическое напряжение  $\sigma_{cr}$  потери устойчивости верхнего краевого отгиба в упругой стадии:

$$\sigma_{cr,st} = \frac{2 \times \sqrt{0,102 \times 203000 \times 2352}}{55,07} = 253,44 \text{ Н / мм}^2.$$



**Рисунок 11 — Критическое напряжение потери устойчивости сжатого краевого отгиба в упругой стадии после 2-ой итерации.**

Коэффициент снижения несущей способности вследствие потери устойчивости формы сечения краевого отгиба  $\chi_{d,2}$  (согласно Рисунку 5.10d 5.5.3.2.3 СН РК EN 1993-1-3):

– относительная гибкость элемента жесткости, по Формуле (5.12d) 5.5.3.1.7 СН РК EN 1993-1-3:

$$\bar{\lambda}_d = \sqrt{f_{yb} / \sigma_{cr,st}} = \sqrt{400 / 253,44} = 1,256.$$

– понижающий коэффициент определяется по Формулам (5.12a)-(5.12c) 5.5.3.1 п.7 СН РК EN 1993-1-3, в зависимости от относительной гибкости:

так как  $0,65 < \bar{\lambda}_d = 1,256 < 1,38$ ,  $\chi_{d,2} = 1,47 - 0,723 \times 1,256 = 0,562$ .

– окончательные значения:

$$\begin{aligned}\chi_{d,2} &= 0,562, \\ b_{e12} &= 26,57 \text{ мм}, \\ c_{eff1} &= 19,32 \text{ мм}.\end{aligned}$$

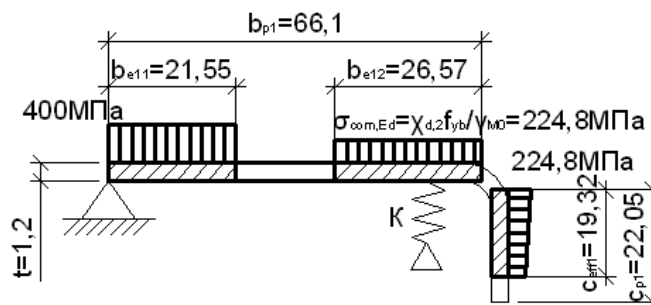


Рисунок 12 — Эффективное сечение и напряжения сжатого краевого элемента жесткости после завершения итерационного процесса.

Проверка сходимости коэффициентов  $\chi_d$  двух последних итераций:

$$\chi_{d,1} = 0,573 \neq \chi_{d,2} = 0,562 \text{ — условие не выполняется,}$$

$$\chi_{d,1} = 0,573 > \chi_{d,2} = 0,562 \text{ — условие выполняется.}$$

Коэффициенты, полученные в двух последних итерациях, отличаются, однако дальнейший расчет приведет к незначительному изменению коэффициента снижения несущей способности, потому дальнейшие итерации в данном примере не проводятся. Таким образом, значения, полученные в последней итерации, можно считать окончательными.

Для определения уменьшенной вследствие учета потери устойчивости формы сечения толщины краевого элемента жесткости необходимо определить напряжения в центре тяжести отгиба:

$$\begin{aligned}\sigma_{c,max} &= f_{yb} / \gamma_{M0} = 400 / 1,0 = 400 \text{ МПа}, \\ \sigma_{t,max} &= -f_{yb} / \gamma_{M0} = -350 / 1,0 = -350 \text{ МПа}, \\ \sigma_{gc,st} &= \sigma_{t,max} + (\sigma_{c,max} - \sigma_{t,max}) \cdot \frac{h_g - t / 2 - z_{g,st}}{h_g} = \\ &= -400,00 + (400 - (-400)) \times \frac{200 - 1,2 / 2 - 4,61}{200} = 379,16 \text{ МПа}.\end{aligned}$$

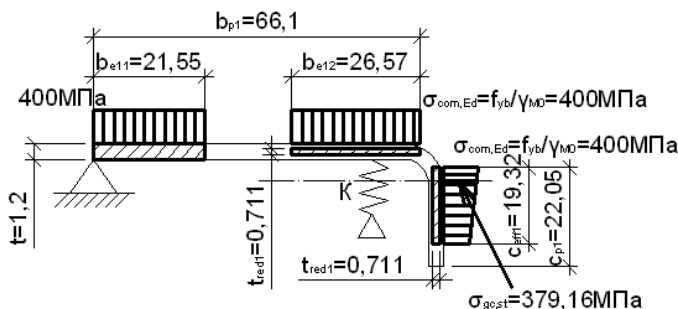


Рисунок 13 — Окончательное эффективное сечение и напряжения сжатого краевого элемента жесткости после завершения итерационного процесса.



Уменьшенная вследствие учета потери устойчивости формы сечения толщина краевого элемента жесткости:

$$\begin{aligned} t_{1,\text{red}} &= t \times A_{\text{st},0} / A_{\text{st}} = 1,2 \times 44,54 / 55,07 = 0,971 \text{ мм}; \\ t_{2,\text{red}} &= t \times \chi_d(f_{yb} / \gamma_{M0}) / \sigma_{\text{gc,st}} = 1,2 \times 0,562 \times (400 / 1,0) / 379,16 = 0,711 \text{ мм}; \\ t_{\text{red}} &= \min(t_{1,\text{red}}; t_{2,\text{red}}) = \min(0,971; 0,711) = 0,711 \text{ мм}. \end{aligned}$$

#### 4. Эффективные геометрические характеристики сжатой стенки профиля

Эффективные участки стенки определяются согласно 5.5.2 СН РК EN 1993-1-3 и 4.4 СН РК EN 1993-1-5:

– соотношение напряжений определяется из предположения о линейном распределении напряжений по высоте элемента. Для вычисления коэффициента соотношения напряжений, необходимо определить напряжения на краях плоского участка стенки профиля, принимая максимальные сжимающие и растягивающие усилия равными пределу текучести материала:

$$\begin{aligned} \sigma_{t,\text{max}} &= f_{yb} / \gamma_{M0} = 400 / 1,0 = 400 \text{ МПа}, \\ \sigma_{c,\text{max}} &= f_{yb} / \gamma_{M0} = 400 / 1,0 = 400 \text{ МПа}, \\ \sigma_{w1} &= \sigma_{t,\text{max}} + (\sigma_{c,\text{max}} - \sigma_{t,\text{max}}) \cdot \frac{t/2 + g_r}{h_g} = -400,00 + (400 - (-400)) \times \frac{1,2/2 + 1,35}{200} = -392,2 \text{ МПа}; \\ \sigma_{w2} &= \sigma_{t,\text{max}} + (\sigma_{c,\text{max}} - \sigma_{t,\text{max}}) \cdot \frac{h_g - t/2 - g_r}{h_g} = \\ &= -400,00 + (400 - (-400)) \times \frac{200 - 1,2/2 - 1,35}{200} = 392,2 \text{ МПа}; \\ \psi &= \frac{\sigma_{w1}}{\sigma_{w2}} = \frac{-392,2}{392,2} = -1,0. \end{aligned}$$

– коэффициент, учитывающий потерю устойчивости в зависимости от отношения напряжений по краям пластины и условий их закрепления (элемент опирается по двум краям), согласно Таблице 4.1 4.4 СН РК EN 1993-1-5:

$$\text{при } \psi = -1,0 \rightarrow k_\sigma = 23,9.$$

– относительная гибкость:

$$\begin{aligned} \varepsilon &= \sqrt{235 / f_{yb} [H / \text{мм}^2]} = \sqrt{235 / 400} = 0,766; \\ \bar{\lambda}_{p,h} &= \frac{h_p / t}{28,4 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}} = \frac{196,1 / 1,2}{28,4 \times 0,766 \times \sqrt{23,9}} = 1,537 > 0,673; \end{aligned}$$

Согласно Формуле (4.4) 4.4 СН РК EN 1993-1-5, относительная гибкость пластины может приниматься равной:

$$\bar{\lambda}_{p,h,\text{red}} = \bar{\lambda}_{p,h} \sqrt{\frac{\sigma_{w2} \gamma_{M0}}{f_{yb}}} = 1,537 \times \sqrt{\frac{392,2 \times 1,0}{400}} = 1,522 > 0,673;$$

– понижающий коэффициент при потере устойчивости пластины, по Формуле (4.2) 4.4 СН РК EN 1993-1-5:

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_{p,h} - 0,055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_{p,h}^2} = \frac{1,522 - 0,055 \times (3 + 1)}{1,522^2} = 0,610 < 1,0;$$

–сжатая и растянутая части стенки, соответственно:

$$h_c = h_p / (1 - \psi) = 196,1 / (1 - (-1)) = 98,05 \text{ мм};$$

$$h_t = h_p - h_c = 196,1 - 98,05 = 98,05 \text{ мм}.$$

– эффективная ширина сжатой части стенки, согласно Таблице 4.1 4.4 СН РК EN 1993-1-5:

$$h_{\text{eff}} = \rho h_c = 0,610 \times 98,05 = 59,81 \text{ мм};$$

$$h_{e1} = 0,6 h_{\text{eff}} = 0,6 \times 59,81 = 35,89 \text{ мм};$$

$$h_{e2} = 0,4 h_{\text{eff}} = 0,4 \times 59,81 = 23,92 \text{ мм};$$

– эффективная площадь сечения, учитывающая влияние потери местной устойчивости и устойчивости формы сечения:

$$A_{\text{eff}} = t(b_{e11} + b_{p2} + h_{e1} + h_{e2} + h_t + c_{p2}) + t_{\text{red}}(b_{e12} + c_{\text{eff}1});$$

$$A_{\text{eff}} = 1,2 \times (21,55 + 62,1 + 35,89 + 23,92 + 98,05 + 20,05) + 0,711 \times (26,57 + 19,32) = 346,5 \text{ мм}^2.$$

Так как полученное значение эффективной площади меньше значения полной площади сечения (профиль не полностью эффективен), влияние радиальных участков профиля на его геометрические характеристики можно не учитывать.

Координата центра тяжести эффективного сечения:

$$z'_{\text{gc}} = \frac{S_{y0}}{A_{\text{eff}}},$$

где  $S_{y0}$  – суммарный статический момент составных плоских частей профиля относительно оси у-у.

Для определения  $S_{y0}$  необходимо определить центры масс всех плоских участков сечения:

$$z_{\text{gh}_t} = g_r + h_t / 2 = 1,35 + 98,05 / 2 = 50,38 \text{ мм},$$

$$z_{\text{gh}_{e1}} = g_r + h_t + h_{e1} / 2 = 1,35 + 98,05 + 35,89 / 2 = 117,35 \text{ мм},$$

$$z_{\text{gh}_{e2}} = g_r + h_p - h_{e2} / 2 = 1,35 + 196,1 - 23,92 / 2 = 185,49 \text{ мм},$$

$$z_{\text{gb}_{e11}} = z_{\text{gb}_{e12}} = g_r + h_p + g_r = 1,35 + 196,1 + 1,35 = 198,8 \text{ мм},$$

$$z_{\text{gb}_2} = 0 \text{ мм},$$

$$z_{\text{gc}_{\text{eff}1}} = g_r + h_p - c_{\text{eff}1} / 2 = 1,35 + 196,1 - 20,18 / 2 = 187,79 \text{ мм},$$

$$z_{\text{gc}_2} = g_r + c_p / 2 = 1,35 + 20,05 / 2 = 11,38 \text{ мм}.$$

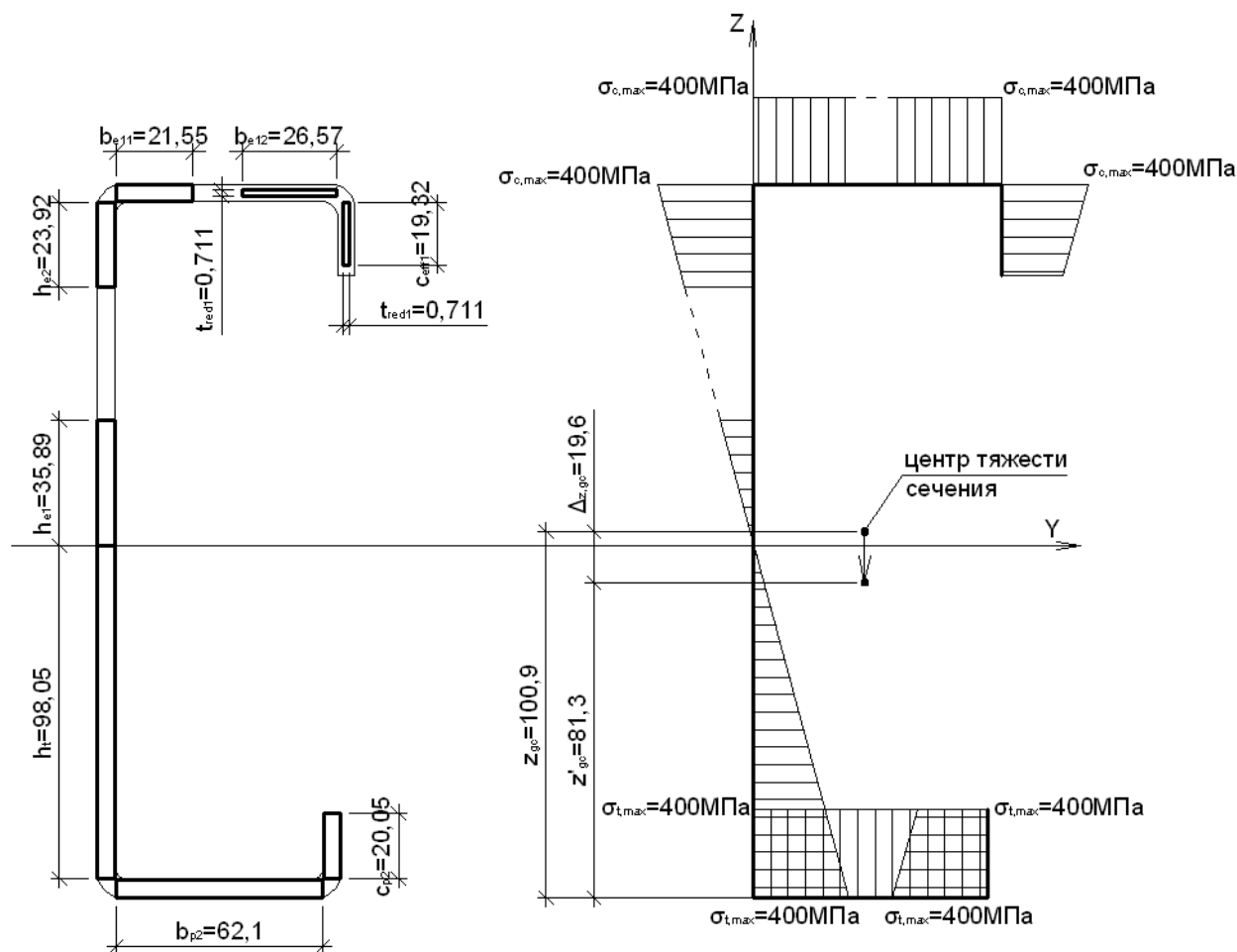


Рисунок 14 — Начальное эффективное сечение профиля, не учитывающее смещение центра тяжести.

Тогда,

$$z'_{gs} = \frac{S_{y0}}{A_{eff}} = \frac{[z_{gh_t} h_t + z_{gh_{e1}} h_{e1} + z_{gh_{e2}} h_{e2} + z_{gb_{e11}} b_{e11} + z_{gb_2} b_2 + z_{gc2} c_2] t + [z_{gc_{eff1}} c_{eff1} + z_{gb_{e12}} b_{e12}] t_{red}}{A_{eff}},$$

$$z'_{gs} = \frac{[50,38 \times 98,05 + 117,35 \times 35,89 + 185,49 \times 23,92 + 198,8 \times 21,55 + 0 \times 62,1 + 11,38 \times 20,05] \times 1,2 + [187,79 \times 20,18 + 198,8 \times 26,57] \times 0,711}{346,5} = 81,30 \text{ мм}$$

— смещение центра тяжести при учете влияния потери местной устойчивости и устойчивости формы сечения:

$$\Delta_{z,gc} = z_{gc} - z'_{gc} = 100,9 - 81,3 = 19,6 \text{ мм}.$$

В связи с изменением положения нейтральной линии сечения (ввиду учета влияния потери местной устойчивости и устойчивости формы сечения), изменяется распределение напряжений по высоте сечения. Что, в свою очередь, изменяет параметры эффективных и неэффективных участков. Для учета данного явления необходимо заново рассчитать эффективные характеристики сжатых участков сечения.

Распределение напряжений принимается линейным по высоте профиля. Максимальное сжимающее напряжение остается равным границе текучести материала. Растягивающее же напряжение уменьшается пропорционально смещению центральной оси.

Так как в сечении рассматриваемого типа краевые элементы жесткости находятся в зоне наибольших напряжений, то перераспределение последних мало изменяет средние напряжения по оси плоских участков загибов. Потому, в подавляющем большинстве случаев, является нерациональным перерасчет эффективных характеристик полок и краевых отгибов с учетом перераспределения напряжений в сечении вследствие смещения нейтральной оси.

Эффективные участки стенки с учетом перераспределения напряжений определяются согласно 5.5.2 СН РК EN 1993-1-3 и 4.4 СН РК EN 1993-1-5:

– соотношение напряжений по высоте элемента:

$$\sigma_{c,max} = f_{yb} / \gamma_{M0} = 400 / 1,0 = 400 \text{ МПа},$$

$$\sigma_{t,max} = \sigma_{c,max} \frac{z_{ten}}{z_{com}},$$

где  $z_{ten}$ ,  $z_{com}$  – координаты наиболее удаленных от центральной оси сечения растянутой и сжатой фибры соответственно:

$$z_{ten} = -t / 2 - z'_{gc} = -1,2 / 2 - 81,30 = -81,90 \text{ мм},$$

$$z_{com} = h_g - t / 2 - z'_{gc} = 200 - 1,2 / 2 - 81,3 = 118,1 \text{ мм};$$

$$\sigma_{t,max} = 400 \times \frac{-81,90}{118,1} = -277,4 \text{ МПа},$$

$$\sigma_{w1} = \sigma_{t,max} + (\sigma_{c,max} - \sigma_{t,max}) \cdot \frac{t / 2 + g_r}{h_g} = -277,4 + (400 - (-277,4)) \times \frac{1,2 / 2 + 1,35}{200} = -270,8 \text{ МПа};$$

$$\begin{aligned} \sigma_{w2} &= \sigma_{t,max} + (\sigma_{c,max} - \sigma_{t,max}) \cdot \frac{h_g - t / 2 - g_r}{h_g} = \\ &= -277,4 + (400 - (-277,4)) \times \frac{200 - 1,2 / 2 - 1,35}{200} = 393,4 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

$$\psi = \frac{\sigma_{w1}}{\sigma_{w2}} = \frac{-270,8}{393,4} = -0,69.$$

– коэффициент, учитывающий потерю устойчивости в зависимости от отношения напряжений по краям пластины и условий их закрепления (элемент опирается по двум краям), согласно Таблице 4.1 4.4 СН РК EN 1993-1-5:

$$\begin{aligned} \text{при } 0 > \psi > -1 \rightarrow k_\sigma &= 7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2 = \\ &= 7,81 - 6,29 \times (-0,69) + 9,78 \times (-0,69)^2 = 16,81. \end{aligned}$$

– относительная гибкость:

$$\bar{\lambda}_{p,h} = \frac{h_p / t}{28,4 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}} = \frac{196,1 / 1,2}{28,4 \times 0,766 \times \sqrt{16,81}} = 1,832 > 0,673;$$

Согласно Формуле (4.4) 4.4 СН РК EN 1993 1-5, относительная гибкость пластины может приниматься равной:

$$\bar{\lambda}_{p,h,red} = \bar{\lambda}_{p,h} \sqrt{\frac{\sigma_{w2} \gamma_{M0}}{f_{yb}}} = 1,832 \times \sqrt{\frac{393,4 \times 1,0}{400}} = 1,817 > 0,673;$$

– понижающий коэффициент при потере устойчивости пластины, по Формуле (4.2) 4.4 СН РК EN 1993-1-5:

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_{p,h} - 0,055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_{p,h}^2} = \frac{1,817 - 0,055 \times (3 + 1)}{1,817^2} = 0,517 < 1,0;$$

– сжатая и растянутая части стенки, соответственно:

$$h_c = h_p / (1 - \psi) = 196,1 / (1 - (-0,69)) = 116,04 \text{ мм};$$

$$h_t = h_p - h_c = 196,1 - 116,04 = 80,06 \text{ мм}.$$

– эффективная ширина сжатой части стенки, согласно Таблице 4.1 п.4.4 СН РК EN 1993-1-5:

$$h_{eff} = \rho h_c = 0,517 \times 116,04 = 60,0 \text{ мм};$$

$$h_{e1} = 0,6 h_{eff} = 0,6 \times 60,0 = 36,0 \text{ мм};$$

$$h_{e2} = 0,4 h_{eff} = 0,4 \times 60 = 24,0 \text{ мм};$$

– эффективная площадь сечения, учитывающая влияние потери местной устойчивости и устойчивости формы сечения:

$$A_{eff} = t(b_{e11} + b_{p2} + h_{e1} + h_{e2} + h_t + c_{p2}) + t_{red}(b_{e12} + c_{eff1});$$

$$A_{eff} = 1,2 \times (21,55 + 62,1 + 36,0 + 24,0 + 80,06 + 20,05) + 0,711 \times (26,57 + 19,32) = 325,14 \text{ мм}^2.$$

Так как полученное значение эффективной площади меньше значения полной площади сечения (профиль не полностью эффективен), влияние радиальных участков профиля на его геометрические характеристики можно не учитывать.

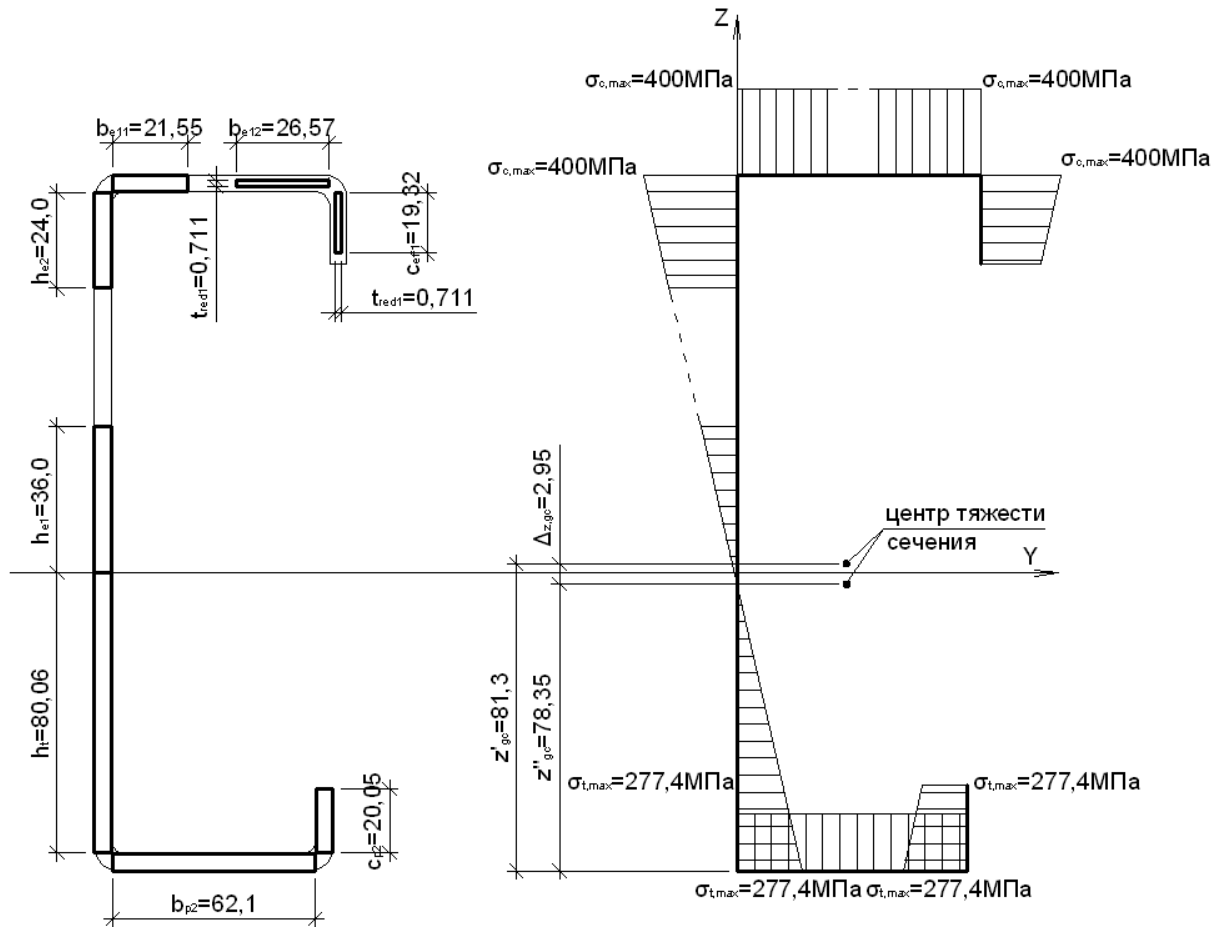


Рисунок 15 — Эффективное сечение профиля после первого смещения центра тяжести.

Координата центра тяжести эффективного сечения:

$$z''_{gc} = \frac{S_{y0}}{A_{eff}},$$

где  $S_{y0}$  – суммарный статический момент составных плоских частей профиля относительно оси у-у.

Для определения  $S_{y0}$  необходимо определить центры масс всех плоских участков сечения:

$$z_{gh_t} = g_r + h_t / 2 = 1,35 + 80,06 / 2 = 41,38 \text{ мм},$$

$$z_{gh_{e1}} = g_r + h_t + h_{e1} / 2 = 1,35 + 80,06 + 36,0 / 2 = 99,41 \text{ мм},$$

$$z_{gh_{e2}} = g_r + h_p - h_{e2} / 2 = 1,35 + 196,1 - 24,0 / 2 = 185,45 \text{ мм},$$

$$z_{gb_{e11}} = z_{gb_{e12}} = g_r + h_p + g_r = 1,35 + 196,1 + 1,35 = 198,8 \text{ мм},$$

$$z_{gb_2} = 0 \text{ мм},$$

$$z_{gc_{eff1}} = g_r + h_p - c_{eff1} / 2 = 1,35 + 196,1 - 20,18 / 2 = 187,79 \text{ мм},$$

$$z_{gc_2} = g_r + c_p / 2 = 1,35 + 20,05 / 2 = 11,38 \text{ мм}.$$

Тогда,

$$z''_{gs} = \frac{S_{y0}}{A_g} = \frac{\left[ z_{gh_t} h_t + z_{gh_{e1}} h_{e1} + z_{gh_{e2}} h_{e2} + z_{gb_{e11}} b_{e11} + z_{gb_2} b_2 + z_{gc_2} c_2 \right] t + \left[ z_{gc_{eff1}} c_{eff1} + z_{gb_{e12}} b_{e12} \right] t_{red}}{A_{eff}},$$

$$z''_{gc} = \frac{\left[ 41,38 \times 80,06 + 99,41 \times 36,0 + 185,45 \times 24,0 + \right. \\ \left. + 198,8 \times 21,55 + 0 \times 62,1 + 11,38 \times 20,05 \right] \times 1,2 \\ + [187,79 \times 20,18 + 198,8 \times 26,57] \times 0,711}{325,14} = 78,35 \text{ мм.}$$

– смещение центра тяжести при учете влияния потери местной устойчивости и устойчивости формы сечения:

$$\Delta_{z,gc} = z'_{gc} - z''_{gc} = 81,3 - 78,35 = 2,95 \text{ мм.}$$

Вследствие изменения эффективных характеристик сечения, центральная ось вновь смещается. Это приводит к новым перераспределениям напряжений, вследствие чего возникает необходимость в последующем перерасчете эффективных характеристик сечения.

Эффективные участки стенки с учетом перераспределения напряжений определяются согласно Раздела 5.5.2 СН РК EN 1993-1-3 и 4.4 СН РК EN 1993-1-5:

– соотношение напряжений по высоте элемента:

$$\sigma_{c,max} = f_{yb} / \gamma_{M0} = 400 / 1,0 = 400 \text{ МПа},$$

$$\sigma_{t,max} = \sigma_{c,max} \frac{z_{ten}}{z_{com}},$$

$$z_{ten} = -t / 2 - z''_{gc} = -1,2 / 2 - 78,35 = -78,95 \text{ мм},$$

$$z_{com} = h_g - t / 2 - z'_{gc} = 200 - 1,2 / 2 - 78,35 = 121,05 \text{ мм};$$

$$\sigma_{t,max} = 400 \times \frac{-78,95}{121,05} = -260,9 \text{ МПа},$$

$$\sigma_{w1} = \sigma_{t,max} + (\sigma_{c,max} - \sigma_{t,max}) \cdot \frac{t / 2 + g_r}{h_g} = -260,9 + (400 - (-260,9)) \times \frac{1,2 / 2 + 1,35}{200} = -254,5 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{w2} = \sigma_{t,max} + (\sigma_{c,max} - \sigma_{t,max}) \cdot \frac{h_g - t / 2 - g_r}{h_g} = \\ = -260,9 + (400 - (-260,9)) \times \frac{200 - 1,2 / 2 - 1,35}{200} = 393,6 \text{ МПа.}$$

$$\psi = \frac{\sigma_{w1}}{\sigma_{w2}} = \frac{-254,5}{393,6} = -0,65.$$

– коэффициент, учитывающий потерю устойчивости в зависимости от отношения напряжений по краям пластины и условий их закрепления (элемент опирается по двум краям), согласно Таблице 4.1 4.4 СН РК EN 1993-1-5:

$$\text{при } 0 > \psi = -0,65 > -1 \rightarrow k_\sigma = 7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2 = \\ = 7,81 - 6,29 \times (-0,65) + 9,78 \times (-0,65)^2 = 16,03.$$

– относительная гибкость:

$$\bar{\lambda}_{p,h} = \frac{h_p / t}{28,4 \epsilon \sqrt{k_\sigma}} = \frac{196,1 / 1,2}{28,4 \times 0,766 \times \sqrt{16,03}} = 1,876 > 0,673;$$

Согласно Формуле (4.4) 4.4 СН РК EN 1993 1-5, относительная гибкость пластины может приниматься равной:

$$\bar{\lambda}_{p,h,red} = \bar{\lambda}_{p,h} \sqrt{\frac{\sigma_{w2} \gamma_{M0}}{f_{yb}}} = 1,876 \times \sqrt{\frac{393,6 \times 1,0}{400}} = 1,861 > 0,673;$$

– понижающий коэффициент при потере устойчивости пластины, по Формуле (4.2) 4.4 СН РК EN 1993-1-5:

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_{p,h} - 0,055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_{p,h}^2} = \frac{1,861 - 0,055 \times (3 + 1)}{1,861^2} = 0,506 < 1,0;$$

– сжатая и растянутая части стенки, соответственно:

$$h_c = h_p / (1 - \psi) = 196,1 / (1 - (-0,65)) = 118,85 \text{ мм};$$

$$h_t = h_p - h_c = 196,1 - 118,85 = 77,25 \text{ мм}.$$

– эффективная ширина сжатой части стенки, согласно Таблице 4.1 4.4 СН РК EN 1993-1-5:

$$h_{eff} = \rho h_c = 0,506 \times 118,85 = 60,14 \text{ мм};$$

$$h_{e1} = 0,6 h_{eff} = 0,6 \times 60,14 = 36,08 \text{ мм};$$

$$h_{e2} = 0,4 h_{eff} = 0,4 \times 60,14 = 24,06 \text{ мм};$$

– эффективная площадь сечения, учитывающая влияние потери местной устойчивости и устойчивости формы сечения:

$$A_{eff} = t(b_{e11} + b_{p2} + h_{e1} + h_{e2} + h_t + c_{p2}) + t_{red}(b_{e12} + c_{eff1});$$

$$A_{eff} = 1,2 \times (21,55 + 62,1 + 36,08 + 24,06 + 80,06 + 20,05) + 0,711 \times (26,57 + 19,32) = 325,31 \text{ мм}^2$$

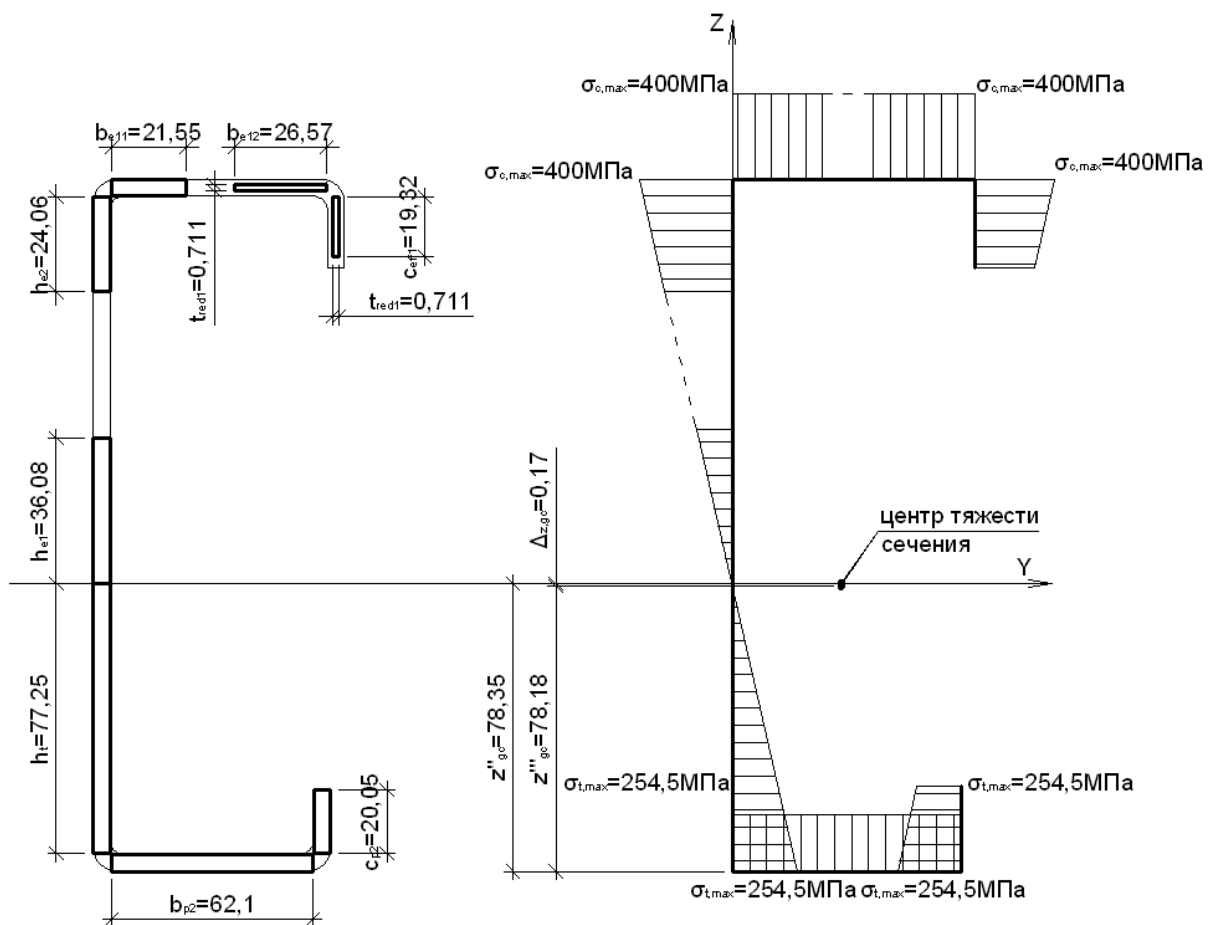


Рисунок 16 — Эффективное сечение профиля после второго смещения центра тяжести.



Так как полученное значение эффективной площади меньше значения полной площади сечения (профиль не полностью эффективен), влияние радиальных участков профиля на его геометрические характеристики можно не учитывать.

Координата центра тяжести эффективного сечения:

$$z_{gc}''' = \frac{S_{y0}}{A_{eff}},$$

где  $S_{y0}$  – суммарный статический момент составных плоских частей профиля относительно оси у-у.

Для определения  $S_{y0}$  необходимо определить центры масс всех плоских участков сечения:

$$\begin{aligned} z_{gh_t} &= g_r + h_t / 2 = 1,35 + 77,25 / 2 = 39,98 \text{ мм}, \\ z_{gh_{e1}} &= g_r + h_t + h_{e1} / 2 = 1,35 + 77,25 + 36,08 / 2 = 96,64 \text{ мм}, \\ z_{gh_{e2}} &= g_r + h_p - h_{e2} / 2 = 1,35 + 196,1 - 24,06 / 2 = 185,42 \text{ мм}, \\ z_{gb_{e11}} &= z_{gb_{e12}} = g_r + h_p + g_r = 1,35 + 196,1 + 1,35 = 198,8 \text{ мм}, \\ z_{gb_2} &= 0 \text{ мм}, \\ z_{gc_{eff1}} &= g_r + h_p - c_{eff1} / 2 = 1,35 + 196,1 - 20,18 / 2 = 187,79 \text{ мм}, \\ z_{gc_2} &= g_r + c_p / 2 = 1,35 + 20,05 / 2 = 11,38 \text{ мм}. \end{aligned}$$

Тогда,

$$\begin{aligned} z_{gs}''' &= \frac{S_{y0}}{A_g} = \frac{\left[ z_{gh_t} h_t + z_{gh_{e1}} h_{e1} + z_{gh_{e2}} h_{e2} + z_{gb_{e11}} b_{e11} + z_{gb_2} b_2 + z_{gc_2} c_2 \right] t + \left[ z_{gc_{eff1}} c_{eff1} + z_{gb_{e12}} b_{e12} \right] t_{red}}{A_{eff}}, \\ z_{gs}''' &= \frac{\left[ 39,98 \times 77,25 + 96,64 \times 36,08 + 185,42 \times 24,06 + \right. \\ &\quad \left. + 198,8 \times 21,55 + 0 \times 62,1 + 11,38 \times 20,05 \right] \times 1,2 \\ &\quad + \left[ 187,79 \times 20,18 + 198,8 \times 26,57 \right] \times 0,711}{325,31} = 78,18 \text{ мм}. \end{aligned}$$

– смещение центра тяжести при учете влияния потери местной устойчивости и устойчивости формы сечения:

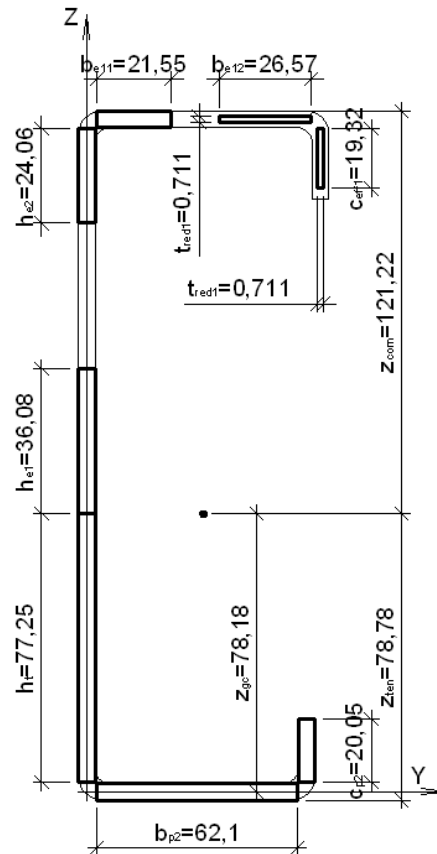
$$\Delta_{z,gc} = z_{gc}'' - z_{gc}''' = 78,35 - 78,18 = 0,17 \text{ мм}.$$

Перемещение центра тяжести сечения вследствие последнего перерасчета эффективных геометрических характеристик сечения является достаточно ничтожным, потому дальнейшие перерасчеты проводить не нужно.

## 5. Геометрические характеристики эффективного сечения

Для определения эффективных геометрических характеристик используются значения, полученные в последних итерациях при вычислении размеров эффективных участков сечения.

Так как полученное значение эффективной площади меньше значения полной площади сечения (профиль не полностью эффективен), влияние радиальных участков профиля на его эффективные геометрические характеристики можно не учитывать.



**Рисунок 17 — Эффективное сечение профиля с учетом влияния потери профилем или его плоскими частями местной устойчивости и/или устойчивости формы сечения.**

– эффективная площадь сечения, учитывающая влияние потери местной устойчивости и устойчивости формы сечения:

$$A_{\text{eff}} = 325,31 \text{ мм}^2;$$

– координата центра тяжести эффективного сечения:

$$z_{\text{gc}} = z'_{\text{gc}} = 78,18 \text{ мм};$$

– эффективный момент инерции сечения относительно оси у-у, проходящей через нижнюю полку:

$$\begin{aligned} I'_{y,\text{eff}} = & \frac{h_t^3 t}{12} + \frac{h_{e1}^3 t}{12} + \frac{h_{e2}^3 t}{12} + \frac{b_{e11} t^3}{12} + \frac{b_{e12} t_{\text{red}}^3}{12} + \frac{b_{e21} t^3}{12} + \frac{b_{e22} t^3}{12} + \frac{c_{\text{eff1}}^3 t_{\text{red}}}{12} + \frac{c_2^3 t}{12} + h_t z_{\text{gh}_t}^2 t + h_{e1} z_{\text{gh}_{e1}}^2 t + \\ & + h_{e2} z_{\text{gh}_{e2}}^2 t + b_{e11} z_{\text{gb}_{e11}}^2 t + b_{e12} z_{\text{gb}_{e12}}^2 t_{\text{red}} + b_{e21} z_{\text{gb}_{e21}}^2 t + b_{e22} z_{\text{gb}_{e22}}^2 t + c_{\text{eff1}} z_{\text{gc}_{\text{eff1}}}^2 t_{\text{red}} + c_2 z_{\text{gc}_2}^2 t; \\ I'_{y,\text{eff}} = & \frac{77,25^3 \times 1,2}{12} + \frac{36,08^3 \times 1,2}{12} + \frac{24,06^3 \times 1,2}{12} + \frac{21,55 \times 1,2^3}{12} + \frac{26,57 \times 0,711^3}{12} + \frac{62,1 \times 1,2^3}{12} + \\ & + \frac{19,32^3 \times 0,711}{12} + \frac{20,05^3 \times 1,2}{12} + 77,25 \times 41,38^2 \times 1,2 + 36,08 \times 99,41^2 \times 1,2 + \\ & + 24,06 \times 185,45^2 \times 1,2 + 21,55 \times 198,8^2 \times 1,2 + 26,57 \times 198,8^2 \times 0,711 + \\ & + 62,1 \times 0^2 \times 1,2 + 19,32 \times 187,79^2 \times 0,711 + 20,05 \times 11,38^2 \times 1,2 = 3889159 \text{ мм}^4; \end{aligned}$$

– эффективный момент инерции сечения относительно центральной оси сечения:

$$I_{y,\text{eff}} = I'_{y,\text{eff}} - A_{\text{eff}} z_{\text{gc}}^2 = 3889159 - 325,31 \times 78,18^2 = 1900828 \text{ мм}^4,$$

– эффективный момент сопротивления сечения:

$$z_{\text{ten}} = -t/2 - z_{\text{gc}} = -1,2/2 - 78,18 = -78,78 \text{ мм},$$

$$z_{\text{com}} = h_g - t/2 - z_{\text{gc}} = 200 - 0,6 - 78,18 = 121,22 \text{ мм};$$

$$W_{y,\text{eff}} = \frac{I_{y,\text{eff}}}{\max(z_{\text{ten}}; z_{\text{com}})} = \frac{1900828}{\max(78,78; 121,22)} = 15681 \text{ мм}^3.$$

### ПРИМЕР 3 Определение эффективных геометрических характеристик холодноформованного трапециевидного листового профиля при изгибе

Исходные данные: необходимо найти эффективное сечение холоднокатаного стального профилированного листа с трапециевидными гофрами, подверженного изгибу относительно горизонтальной оси (гравитационная и подъемная нагрузка), и определить его геометрические характеристики.

Размеры сечения по точкам пересечения срединных линий плоских участков, согласно Рисунка 1:

- высота:  $h_w = 60 \text{ мм}$ ;
  - ширина верхних полок:  $b_{\text{п1}} = 127 \text{ мм}$ ;
  - ширина нижних полок:  $b_{\text{п2}} = 57 \text{ мм}$ ;
  - размер промежуточных продольных элементов жесткости полок по периметру срединной линии:  $b_s = 10 \text{ мм}$ ;
  - длина складки промежуточных элементов жесткости стенок:  $s_{\text{sa}} = 10 \text{ мм}$ ;
  - угол наклона стенки к горизонтали:  $\varphi = 60^\circ$ ;
  - внутренний радиусгиба:  $r = 2,0 \text{ мм}$ .
- Характеристики материала:
- номинальная толщина:  $t_{\text{ном}} = 0,7 \text{ мм}$ ;

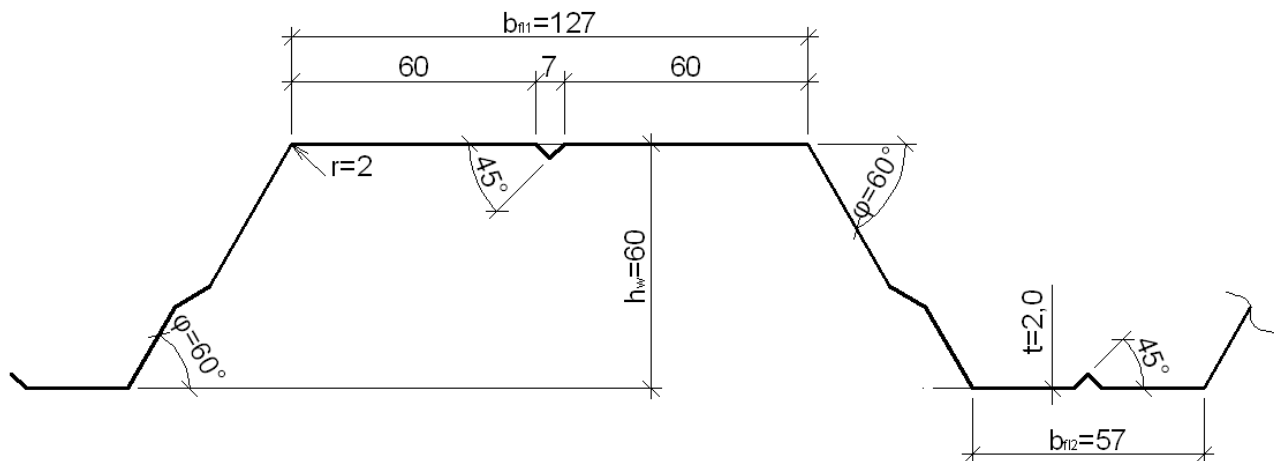


Рисунок 1 — Расчетное сечение листа.

- расчетная толщина равна толщине стального ядра листа, профиль не имеет органических или цинковых покрытий:  $t = t_{\text{cor}} = 0,7 \text{ мм}$  (по Формуле (3.3а) 3.2.4.3 СН РК EN 1993-1-3);
- основной предел текучести:  $f_{yb} = 350 \text{ Н/мм}^2$ ;
- модуль упругости:  $E = 203000 \text{ Н/мм}^2$ ;
- коэффициент Пуассона:  $\nu = 0,3$ ;

– частный коэффициент безопасности  $\gamma_{M0} = 1,0$  (по 2.3 СН РК EN 1993-1-3).

Теоретическая ширина плоских участков в соответствии с 5.1 СН РК EN 1993-1-3 измеряется от средних точек соседних угловых элементов (точка Р на Рисунке 2), учитывая, что углыгиба одинаковы для верхней и нижней полок:

$$b_{п1п1} = 60 - g_{r11} - g_{r12};$$

$$b_{п2п2} = 60 - g_{r21} - g_{r22};$$

$$b_{п2п1} = 25 - g_{r11} - g_{r12};$$

$$b_{п2п2} = 25 - g_{r21} - g_{r22};$$

$$g_r = (r + t_{\text{ном}} / 2) \left( \tan \left( \frac{\varphi}{2} \right) - \sin \left( \frac{\varphi}{2} \right) \right),$$

$$g_{r11} = g_{r21} = (2 + 0,7 / 2) \left( \tan \left( \frac{60^\circ}{2} \right) - \sin \left( \frac{60^\circ}{2} \right) \right) = 0,18 \text{ мм};$$

$$g_{r12} = g_{r22} = (2 + 0,7 / 2) \left( \tan \left( \frac{45^\circ}{2} \right) - \sin \left( \frac{45^\circ}{2} \right) \right) = 0,07 \text{ мм}.$$

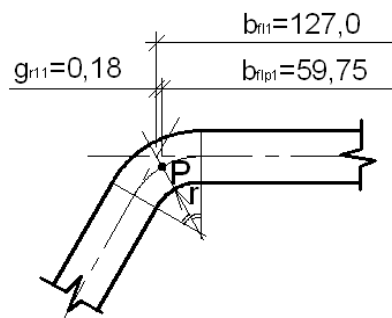


Рисунок 2 — Схема определения теоретической ширины плоских участков сечения.

Тогда,

– ширина плоских участков верхних полок:  $b_{п1п1} = b_{п1п2} = 60 - 0,18 - 0,07 = 59,75 \text{ мм};$

– ширина плоских участков нижних полок:  $b_{п1п1} = b_{п1п2} = 25 - 0,18 - 0,07 = 24,75 \text{ мм}.$

## 2. Проверка соответствия геометрических пропорций условиям 5.2 СН РК EN 1993-1-3

Расчет по СН РК EN 1993-1-3 возможно проводить при выполнении условий Таблицы 5.1 5.2 СН РК EN 1993-1-3:

–  $b/t \leq 500$ :  $b_{п1}/t = 127/0,7 = 181,4 < 500$  – условие выполняется;

$b_{п2}/t = 57/0,7 = 81,4 < 500$  – условие выполняется;

–  $h/t \leq 500 \sin \varphi$ :  $h_w/t = 60/0,7 = 85,7 < 500 \sin(\pi/3) = 433$  – условие выполняется;

–  $45^\circ \leq \varphi \leq 90^\circ$ :  $45^\circ < \varphi = 60^\circ < 90^\circ$  – условие выполняется;

Также, при значениях внутреннего радиусагиба, превышающих  $0,04tE/f_y$ , несущая способность и жесткость элемента не может быть определена расчетом (по 5.1.6 EN 1993-1-3).

$$0,04tE/f_y = 0,04 \times 0,7 \times 203000 / 350 = 16,2 > r = 3 \text{ – условие выполняется.}$$

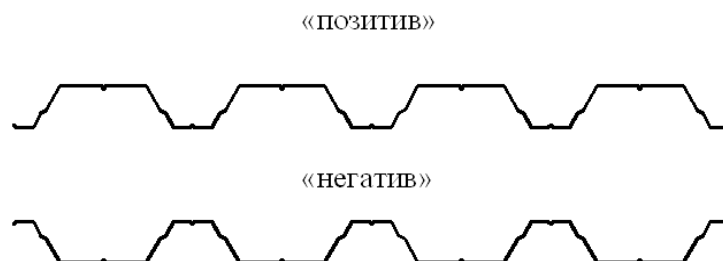
Согласно условию 5.1(3) СН РК EN 1993-1-3, влияние закругления углов профиля на их геометрические характеристики может не учитываться при  $r/t \leq 5$  и  $r/b_p \leq 0,10$ :

- $r/t = 2/0,7 = 2,86 < 5$  – условие выполняется;
- $r/b_{п1р1} = 2/59,75 = 0,03 < 0,10$  – условие выполняется;
- $r/b_{п2р1} = 2/24,75 = 0,08 < 0,10$  – условие выполняется, влияние закругления улов профиля может не учитываться.

При определении эффективных геометрических характеристик сечений, влияние угловгиба учитывается в случае, если теоретические ширины плоских участков профиля при расчете его несущей способности были измерены от точек пересечения срединных линий. Так как в данном примере теоретические ширины плоских участков сечения определялись с учетом закруглений, данное влияние необходимо учитывать только для полностью эффективного профиля.

Эффективные геометрические характеристики профиля определяются для учета влияния потери полками или стенками листа местной устойчивости и/или устойчивости формы сечения (местной потери устойчивости промежуточных элементов жесткости). При этом учитывается также совместная работа полок и стенок профиля под нагрузкой.

Ввиду возможного наличия неэффективных зон в разных частях сечения, очевидно, что направление приложения нагрузки (гравитационная или подъемная) влияет на эффективные геометрические характеристики сечения профилированного листа. Поэтому расчет производится для положений «позитив» (широкими полками вверх, см. Рисунок 3.3) и «негатив» (узкими полками вверх).



**Рисунок 3.3 — Расчетные положения восприятия профилем нагрузки**

Целесообразным является расчет повторяющегося участка сечения профиля (см. Рисунок 4) для определения несущей способности профиля на единицу ширины.



**Рисунок 4 — Расчетные участки листа**

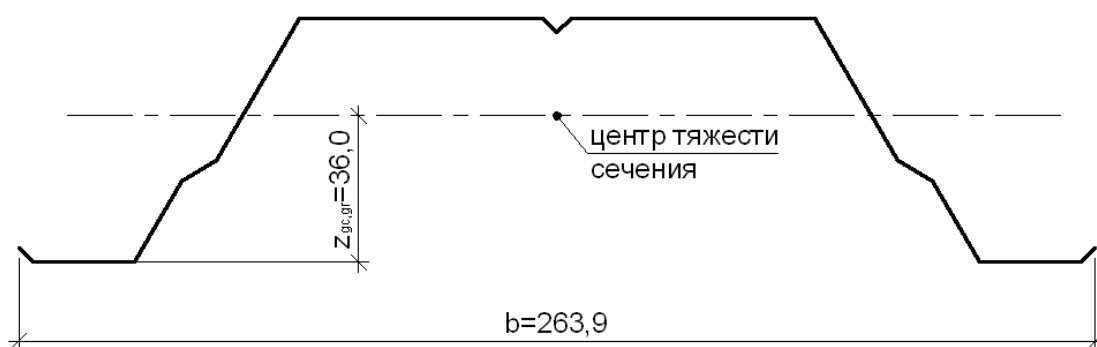
Расчет эффективных геометрических характеристик в положении «позитив»

### 3. Геометрические характеристики полного сечения

В связи с относительной сложностью сечения профиля, целесообразным является определение его геометрических характеристик при помощи программных комплексов. Геометрические характеристики были определены для типового участка сечения листа (см. Рисунок 5), эффективные геометрические характеристики которого вычислялись в ходе расчетов.

- ширина расчетного участка:  $b = 264,8$  мм.
- площадь полного сечения участка:  $A_g = 235,7$  мм<sup>2</sup>;

- момент инерции полного сечения относительно главной горизонтальной оси у-у:  
 $I_{y,gr} = 139005 \text{ мм}^4$ ;
- момент инерции полного сечения относительно главной вертикальной оси z-z:  
 $I_{z,gr} = 1442777 \text{ мм}^4$ ;
- координата центра тяжести сечения по оси z-z:  $z_{gc,gr} = 36,0 \text{ мм}$ .
- момент сопротивления полного сечения относительно главной горизонтальной оси у-у:  
 $W_{y,gr} = 10876 \text{ мм}^3$ ;
- момент сопротивления полного сечения относительно главной вертикальной оси z-z:  
 $W_{z,gr} = 3819 \text{ мм}^3$ ;



**Рисунок 5 — Расчетный участок сечения листа в положении «позитив»**

4. Эффективные геометрические характеристики сжатых полок с промежуточными элементами жесткости с учетом влияния потери местной устойчивости

Эффективные геометрические характеристики сжатой полки – «плоского элемента с промежуточным элементом жесткости», вычисляются при помощи итеративного процесса согласно алгоритму, приведенному в 5.5.3.3 СН РК EN 1993-1-3. Расчеты производятся в три этапа (см. 5.5.3.3.3 СН РК EN 1993-1-3):

Этап 1:

Определяется начальное эффективное сечение сжатой полки с промежуточным элементом жесткости, учитывающее влияние потери ней местной устойчивости. При этом используется эффективная ширина полки, определенная из предположения, что она оперта по краям и полностью раскреплена ( $K = \infty$ ), а расчетная прочность не уменьшается.

Согласно Формуле (5.18) 5.5.3.3 СН РК EN 1993-1-3, эффективная площадь сжатой плоской части сечения профиля с одним элементом жесткости определяется как:

$$A_s = t(b_{e12} + b_{e21} + b_s),$$

где  $b_s$  – развернутая ширина промежуточного элемента жесткости, см. Рисунок 6;

где  $b_{e12}$ ,  $b_{e21}$  – ширины прилегающих к элементу жесткости эффективных зон плоских частей элемента, определенных с допущением, что плоские элементы  $b_{п1р1}$  и  $b_{п1р2}$  оперты по двум сторонам.

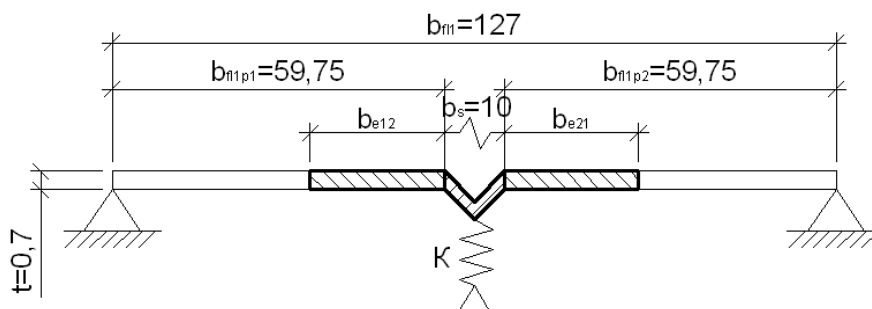


Рисунок 6 — Промежуточный элемент жесткости полки

Начальные эффективные ширины сжатых участков полки определяются согласно 5.5.2 СН РК EN 1993-1-3 и 4.4 СН РК EN 1993-1-5. Так как промежуточный элемент жесткости расположен посередине полки, эффективное сечение ее также будет симметричным:

– соотношение напряжений определяется из предположения о линейном распределении напряжений по высоте элемента. При этом на начальном этапе максимальные сжимающее и растягивающее усилия принимаются равными границе текучести ( $\sigma_{com} = f_{yb}/\gamma_{M0}$ ). Для сжатой полки, перпендикулярной оси действия внешних усилий,  $\psi = 1$  (по Таблице 4.1 4.4 СН РК EN 1993-1-3, для равномерного сжатия), потому коэффициент, учитывающий потерю устойчивости в зависимости от отношения напряжений по краям пластины и условий их закрепления (элемент опирается по двум краям):

$$k_{\sigma} = 4;$$

– относительная гибкость:

$$\varepsilon = \sqrt{235 / f_{yb} [H / \text{мм}^2]} = \sqrt{235 / 350} = 0,819;$$

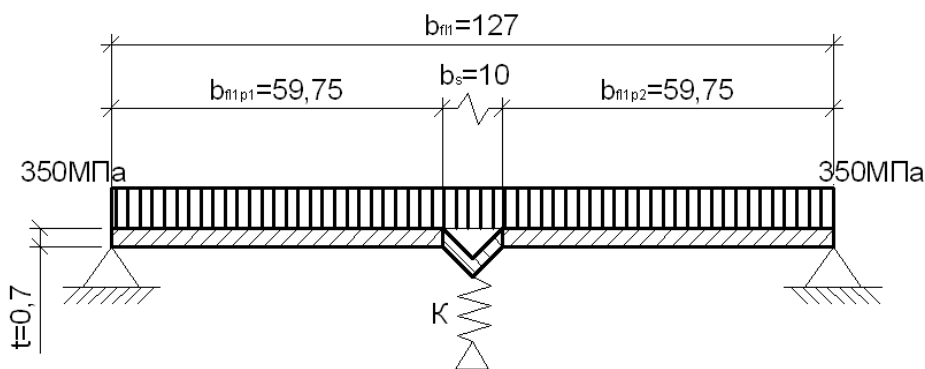


Рисунок 7 — Начальные расчетные напряжения в полке

$$\bar{\lambda}_{p,b} = \frac{b_{пл1} / t}{28,4 \varepsilon \sqrt{k_{\sigma}}} = \frac{59,75 / 0,7}{28,4 \times 0,819 \times \sqrt{4}} = 1,834 > 0,673;$$

– понижающий коэффициент при потере устойчивости пластины, по Формуле (4.2) 4.4 СН РК EN 1993-1-5:

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_{p,b} - 0,055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_{p,b}^2} = \frac{1,834 - 0,055 \times (3 + 1)}{1,834^2} = 0,480 < 1,0;$$

– начальная эффективная ширина, согласно Таблицы 4.1 4.4 СН РК EN 1993-1-5:

$$b_{пл1eff1} = \rho b_{пл1} = 0,480 \times 59,75 = 28,66 \text{ мм};$$

$$b_{e11} = b_{e12} = 0,5b_{fl\text{eff}1} = 0,5 \times 28,66 = 14,33 \text{ мм}.$$

– начальная эффективная ширина плоской части  $b_{p,2}$ , аналогично:

$$b_{fl\text{eff}2} = b_{fl\text{eff}1} = 28,66 \text{ мм};$$

$$b_{e21} = b_{e22} = 0,5b_{\text{eff}2} = 14,33 \text{ мм};$$

– площадь начального эффективного сечения промежуточного элемента жесткости сжатой полки:

$$A_s = t(b_{e12} + b_{e21} + b_s) = 0,7 \times (14,33 + 14,33 + 10) = 27,06 \text{ мм}.$$

5. Эффективные геометрические характеристики сжатых полок с промежуточными элементами жесткости с учетом влияния местной потери устойчивости и потери устойчивости формы сечения

Этап 2:

Используя начальное эффективное сечение сжатой полки, определяется коэффициент снижения несущей способности вследствие потери устойчивости формы сечения (общая потеря устойчивости промежуточного элемента жесткости), с учетом эффекта работы остальной части профиля в качестве непрерывной упругоподатливой опоры (см. 5.5.3.3.3 СН РК EN 1993-1-3).

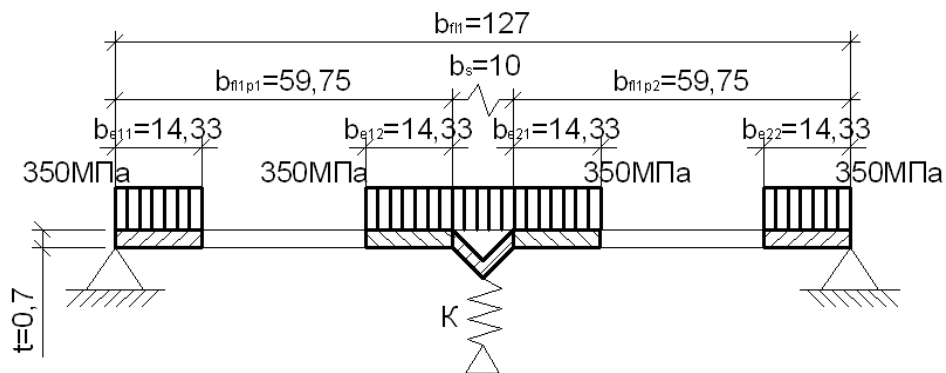


Рисунок 8 — Начальное эффективное сечение и напряжения в сжатой полке.

Критическое напряжение  $\sigma_{cr}$  потери устойчивости промежуточного элемента жесткости в упругой стадии для сжатой полки с одним центрально расположенным элементом жесткости определяется по Формуле (5.22) 5.5.3.4.2.2 СН РК EN 1993-1-3:

$$\sigma_{cr,s} = \frac{4,2k_w E}{A_s} \sqrt{\frac{I_s t^3}{4b_p^2 (2b_p + 3b_s)}},$$

где  $k_w$  – коэффициент, учитывающий частичное защемление от поворота усиленной элементом жесткости полки, создаваемое стенками или другими примыкающими элементами. Значение  $k_w$  может быть определено с учетом длины волны  $l_b$  потерявшей устойчивость сжатой полки согласно Формуле (5.24) СН РК EN 1993-1-3:

$$k_w = k_{w0} \text{ при } l_b / s_w \geq 2,$$

$$k_w = k_{w0} - (k_{w0} - 1) \left[ \frac{2l_b}{s_w} - \left( \frac{l_b}{s_w} \right)^2 \right] \text{ при } l_b / s_w < 2,$$

где  $s_w$  – наклонная высота стенки (см. Рисунок 9);



$$s_w = \frac{60-5}{\sin\left(\frac{\pi}{3}\right)} + 10 = 73,5 \text{ мм};$$

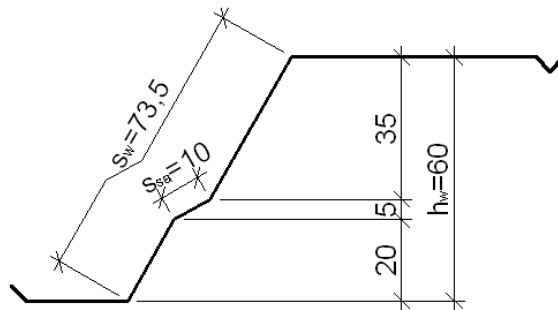


Рисунок 9 — Схема определения геометрических размеров стенки.

Согласно Формуле (5.25)-(5.26) СН РК EN 1993-1-3, для сжатой полки с одним промежуточным элементом жесткости,

$$l_b = 3,07 \times \sqrt[4]{\frac{I_s b_p^2 (2b_p + 3b_s)}{t^3}},$$

$$k_{w0} = \sqrt{\frac{s_w + 2b_d}{s_w + 0,5b_d}},$$

$$b_d = 2b_p + b_s;$$

$$b_p = b_{пл1} + b_{пл2} = 59,75 + 59,75 = 119,5 \text{ мм};$$

$$b_d = 2 \times 119,5 + 10 = 249 \text{ мм};$$

$$k_{w0} = \sqrt{\frac{73,5 + 2 \times 249}{73,5 + 0,5 \times 249}} = 1,70,$$

$A_s$ ,  $I_s$  – площадь поперечного сечения и момент инерции сечения элемента жесткости в соответствии с Рисунком 10:

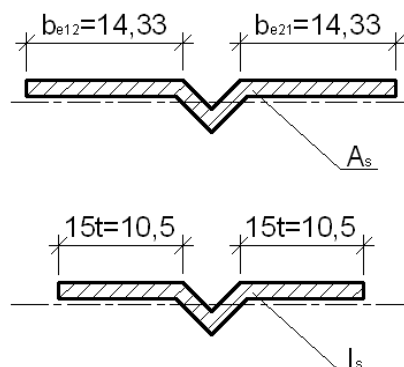


Рисунок 10 — Расчетные сечения для определения площади и момента инерции промежуточного элемента жесткости полки.

$$I_s = 20,71 \text{ мм}^4,$$

$$A_s = 38,66 \text{ мм}^4.$$

$$I_b = 3,07 \times \sqrt[4]{\frac{20,71 \times 119,5^2 \times (2 \times 119,5 + 3 \times 10)}{0,7^3}} = 378,86 \text{ мм};$$

$$I_b / s_w = 378,86 / 73,5 = 5,15;$$

$$k_w = k_{w0} = 1,70.$$

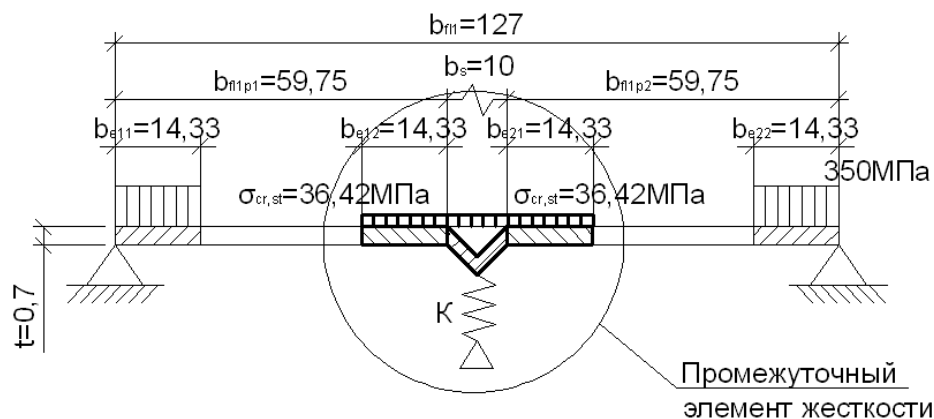
Тогда, критическое напряжение  $\sigma_{cr}$  потери устойчивости промежуточного элемента жесткости в упругой стадии:

$$\sigma_{cr,s} = \frac{4,2 \times 1,70 \times 203000}{27,06} \sqrt{\frac{20,71 \times 0,7^3}{4 \times 119,5^2 (2 \times 119,5 + 3 \times 10)}} = 36,42 \text{ Н / мм}^2.$$

Коэффициент снижения несущей способности вследствие потери устойчивости формы сечения краевого отгиба  $\chi_d$  (согласно Рисунку 5.12d 5.5.3.3.11 СН РК EN 1993-1-3):

– относительная гибкость элемента жесткости, по Формуле (5.12d) 5.5.3.1.7 СН РК EN 1993-1-3:

$$\bar{\lambda}_d = \sqrt{f_{yb} / \sigma_{cr,s}} = \sqrt{350 / 36,42} = 3,100.$$



**Рисунок 11 — Начальное критическое напряжение потери устойчивости промежуточного элемента жесткости полки в упругой стадии.**

– понижающий коэффициент определяется по Формулам (5.12a)-(5.12c) 5.5.3.1.7 СН РК EN 1993-1-3, в зависимости от относительной гибкости:

$$\chi_d = 1,0 \text{ при } \bar{\lambda}_d \leq 0,65;$$

$$\chi_d = 1,47 - 0,723 \bar{\lambda}_d \text{ при } 0,65 < \bar{\lambda}_d < 1,38;$$

$$\chi_d = 0,66 / \bar{\lambda}_d \text{ при } \bar{\lambda}_d \geq 1,38.$$

Так как  $\bar{\lambda}_d = 3,100 > 1,38$ ,  $\chi_d = 0,66 / 3,100 = 0,213$ .

Этап 3:

Согласно 5.5.3.2.10 СН РК EN 1993-1-3, в случае, если значение коэффициента  $\chi_d$  снижения несущей способности вследствие потери устойчивости формы сечения (плоская форма потери устойчивости элемента жесткости) составляет меньше 1, значение  $\chi_d$  определяется итерационно

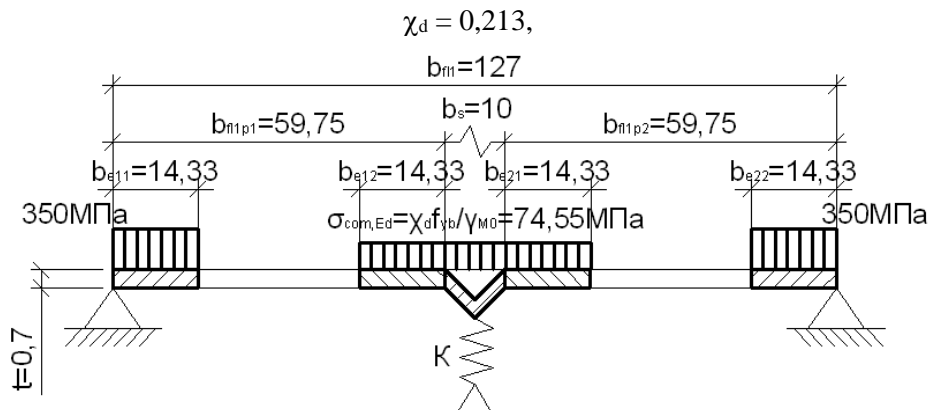
(см. 5.5.3.3.9 СН РК EN 1993-1-3). Итерации начинаются с модифицированных значений  $\rho$ , полученных при:

$$\sigma_{\text{com,Ed,i}} = \chi_{\text{com,Ed,i-1}} f_{yb} / \gamma_{M0}, \text{ то есть:}$$

$$\bar{\lambda}_{p,red} = \bar{\lambda}_p \sqrt{\chi_d} \text{ (см. Формулу (5.20) СН РК EN 1993-1-3).}$$

Таким образом, Итерация №1:

– начальные значения:



**Рисунок 12 — Эффективное сечение и напряжения промежуточного элемента жесткости полки в упругой стадии до 1-ой итерации.**

– эффективные участки полки определяются аналогично этапу 1, но с использованием редуцированной относительной гибкости пластины:

$$\bar{\lambda}_{n.b.red} = \bar{\lambda}_{n.b} \sqrt{\chi_d} = 1,834 \times \sqrt{0,213} = 0,846 > 0,673;$$

– понижающий коэффициент при потере устойчивости пластины, по Формуле (4.2) 4.4 СН РК EN 1993-1-5;

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_{p,b} - 0,055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_{p,b}^2} = \frac{0,846 - 0,055 \times (3 + 1)}{0,846^2} = 0,875 < 1,0;$$

– начальная эффективная ширина, согласно Таблицы 4.1 4.4 СН РК EN 1993-1-5:

$$b_{fl\text{eff}1} = \rho b_{fln1} = 0,875 \times 59,75 = 52,26 \text{ mm};$$

$$b_{e11} = b_{e12} = 0,5b_{fl\text{eff}1} = 0,5 \times 52,26 = 26,13 \text{ mm}.$$

– начальная эффективная ширина плоской части  $b_{p,2}$ , аналогично:

$$b_{fl\text{eff}2} = b_{fl\text{eff}1} = 52,26 \text{ mm};$$

$$b_{e21} = b_{e22} = 0,5b_{\text{eff}2} = 26,13 \text{ мм};$$

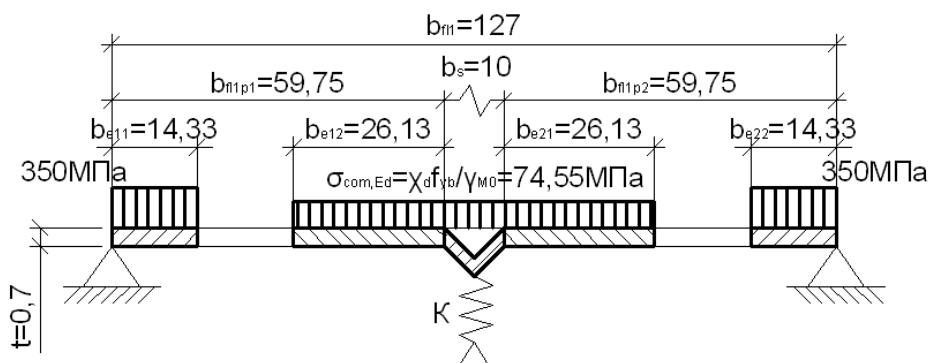
– площадь начального эффективного сечения промежуточного элемента жесткости сжатой полки:

$$A_s = t(b_{e12} + b_{e21} + b_s) = 0,7 \times (26,13 + 26,13 + 10) = 43,58 \text{ mm}.$$

Используя полученное эффективное сечение элемента жесткости, определяется новый коэффициент снижения несущей способности вследствие потери устойчивости формы сечения (см. 5.5.3.2.3 СН РК EN 1993-1-3).

Критическое напряжение  $\sigma_{cr}$  потери устойчивости промежуточного элемента жесткости в упругой стадии для сжатой полки с одним центрально расположенным элементом жесткости определяется по Формуле (5.22) п. 5.5.3.4.2.2 СН РК EN 1993-1-3:

$$\sigma_{cr,s} = \frac{4,2k_w E}{A_s} \sqrt{\frac{I_s t^3}{4b_p^2 (2b_p + 3b_s)}},$$



**Рисунок 13 — Эффективное сечение и напряжения промежуточного элемента жесткости полки в упругой стадии после 1-ой итерации.**

Согласно Формуле (5.25)-(5.26) СН РК EN 1993-1-3, для сжатой полки с одним промежуточным элементом жесткости,

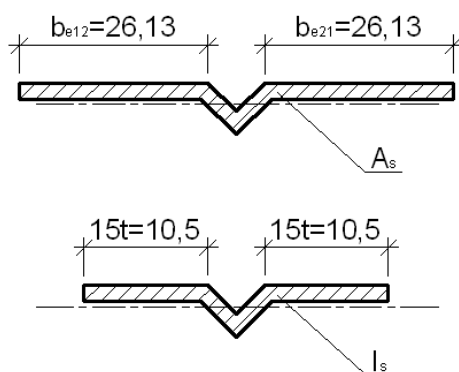
$$s_w = \frac{60-5}{\sin\left(\frac{\pi}{3}\right)} + 10 = 73,5 \text{ мм};$$

$$b_p = b_{пл1} + b_{пл2} = 59,75 + 59,75 = 119,5 \text{ мм};$$

$$b_d = 2 \times 119,5 + 10 = 249 \text{ мм};$$

$$k_{w0} = \sqrt{\frac{73,5 + 2 \times 249}{73,5 + 0,5 \times 249}} = 1,70,$$

$A_s$ ,  $I_s$  — площадь поперечного сечения и момент инерции сечения элемента жесткости в соответствии с Рисунком 14:



**Рисунок 14 — Расчетные сечения для определения площади и момента инерции промежуточного элемента жесткости полки.**

$$I_s = 20,71 \text{ мм}^4,$$

$$A_s = 43,58 \text{ мм}^4.$$

$$I_b = 3,07 \times \sqrt[4]{\frac{20,71 \times 119,5^2 \times (2 \times 119,5 + 3 \times 10)}{0,7^3}} = 378,86 \text{ мм};$$

$$I_b / s_w = 378,86 / 73,5 = 5,15;$$

$$k_w = k_{w0} = 1,70.$$

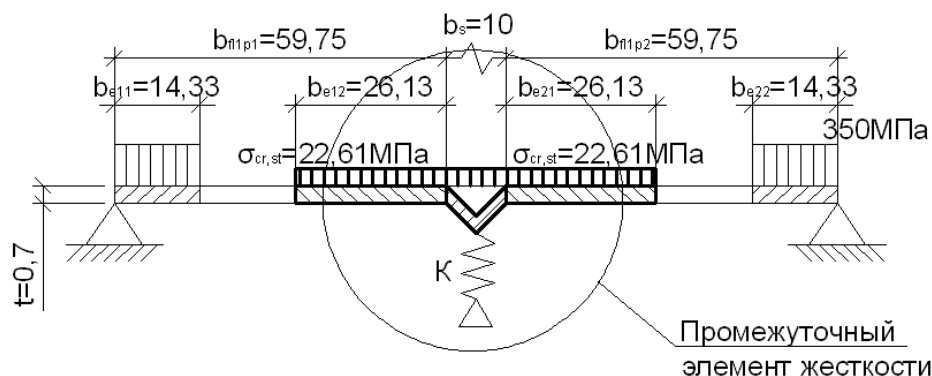
Тогда, критическое напряжение  $\sigma_{cr}$  потери устойчивости промежуточного элемента жесткости в упругой стадии:

$$\sigma_{cr,s} = \frac{4,2 \times 1,70 \times 203000}{43,58} \sqrt{\frac{20,71 \times 0,7^3}{4 \times 119,5^2 (2 \times 119,5 + 3 \times 10)}} = 22,61 \text{ Н / мм}^2.$$

Коэффициент снижения несущей способности вследствие потери устойчивости формы сечения краевого отгиба  $\chi_{d,1}$  (согласно Рисунку 5.12d 5.5.3.3.11 СН РК EN 1993-1-3):

– относительная гибкость элемента жесткости, по Формуле (5.12d) 5.5.3.1.7 СН РК EN 1993-1-3:

$$\bar{\lambda}_d = \sqrt{f_{yb} / \sigma_{cr,s}} = \sqrt{350 / 22,61} = 3,934.$$



**Рисунок 15 — Критическое напряжение потери устойчивости промежуточного элемента жесткости полки в упругой стадии после 1-й итерации.**

– понижающий коэффициент определяется по Формулам (5.12a)-(5.12c) 5.5.3.1.7 СН РК EN 1993-1-3, в зависимости от относительной гибкости:

$$\text{так как } \bar{\lambda}_d = 3,934 > 1,38, \chi_{d,1} = 0,66 / 3,934 = 0,168.$$

– окончательные значения:

$$\chi_{d,1} = 0,168,$$

Далее, выполняется проверка сходимости коэффициентов  $\chi_d$  двух последних итераций. Согласно условию е) Рисунка 5.12 5.5.3.3 СН РК EN 1993-1-3, итерации продолжаются до тех пор, пока не выполняются следующие условия:  $\chi_{d,n} \approx \chi_{d,(n-1)}$ , но  $\chi_{d,n} \leq \chi_{d,(n-1)}$ :

$$\chi_d = 0,178 \neq \chi_{d,1} = 0,168 \text{ – условие не выполняется,}$$

$$\chi_d = 0,178 > \chi_{d,1} = 0,168 \text{ – условие выполняется.}$$

Таким образом, возникает необходимость в проведении последующей итерации.

Итерация №2:

– начальные значения:

$$\chi_{d,1} = 0,168,$$

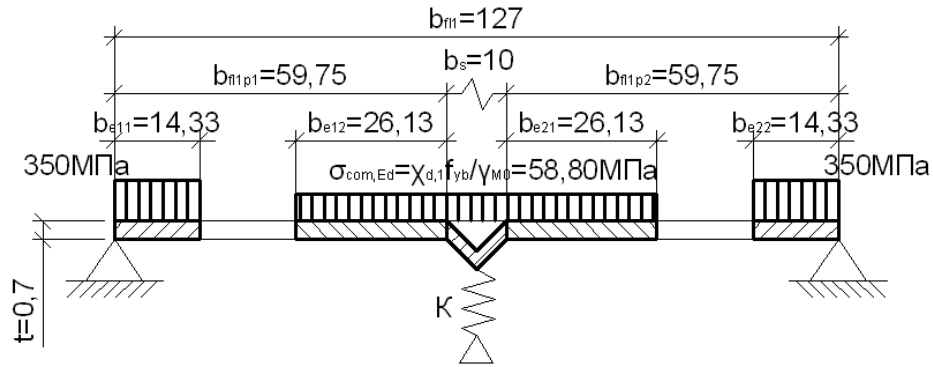


Рисунок 16 — Эффективное сечение и напряжения промежуточного элемента жесткости полки в упругой стадии до 2-й итерации.

– эффективные участки полки определяются аналогично этапу 1, но с использованием редуцированной относительной гибкости пластины:

$$\bar{\lambda}_{p,b,red} = \bar{\lambda}_{p,b} \sqrt{\chi_{d,1}} = 1,834 \times \sqrt{0,168} = 0,751 > 0,673 ;$$

– понижающий коэффициент при потере устойчивости пластины, по Формуле (4.2) 4.4 СН РК EN 1993-1-5:

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_{p,b} - 0,055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_{p,b}^2} = \frac{0,751 - 0,055 \times (3 + 1)}{0,751^2} = 0,941 < 1,0 ;$$

– начальная эффективная ширина, согласно Таблицы 4.1 4.4 СН РК EN 1993-1-5:

$$b_{fl,eff1} = \rho b_{fl,p1} = 0,941 \times 59,75 = 56,25 \text{ мм} ;$$

$$b_{e11} = b_{e12} = 0,5 b_{fl,eff1} = 0,5 \times 56,25 = 28,13 \text{ мм} .$$

– начальная эффективная ширина плоской части  $b_{p,2}$ , аналогично:

$$b_{fl,eff2} = b_{fl,eff1} = 56,25 \text{ мм} ;$$

$$b_{e21} = b_{e22} = 0,5 b_{fl,eff2} = 28,13 \text{ мм} ;$$

– площадь начального эффективного сечения промежуточного элемента жесткости сжатой полки:

$$A_s = t(b_{e12} + b_{e21} + b_s) = 0,7 \times (28,13 + 28,13 + 10) = 46,38 \text{ мм} .$$

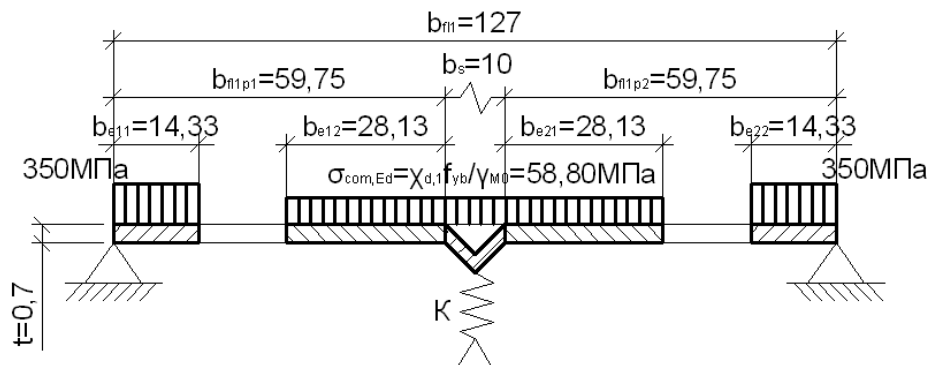


Рисунок 17 — Эффективное сечение и напряжения промежуточного элемента жесткости полки в упругой стадии после 2-й итерации.

Используя полученное эффективное сечение элемента жесткости, определяется новый коэффициент снижения несущей способности вследствие потери устойчивости формы сечения (см. 5.5.3.2.3 СН РК EN 1993-1-3).

Критическое напряжение  $\sigma_{cr}$  потери устойчивости промежуточного элемента жесткости в упругой стадии для сжатой полки с одним центрально расположенным элементом жесткости определяется по Формуле (5.22) 5.5.3.4.2.2 СН РК EN 1993-1-3:

$$\sigma_{cr,s} = \frac{4,2k_w E}{A_s} \sqrt{\frac{I_s t^3}{4b_p^2 (2b_p + 3b_s)}},$$

Согласно Формуле (5.25)-(5.26) СН РК EN 1993-1-3, для сжатой полки с одним промежуточным элементом жесткости,

$$s_w = \frac{60-5}{\sin\left(\frac{\pi}{3}\right)} + 10 = 73,5 \text{ мм};$$

$$b_p = b_{flp1} + b_{flp2} = 59,75 + 59,75 = 119,5 \text{ мм};$$

$$b_d = 2 \times 119,5 + 10 = 249 \text{ мм};$$

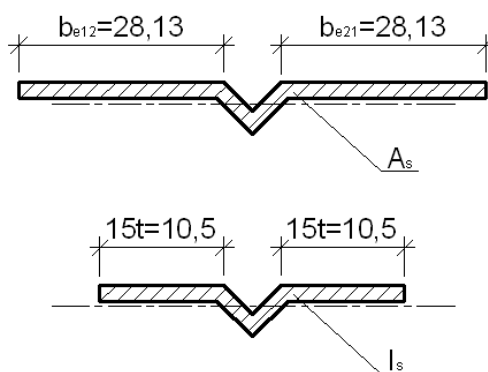
$$k_{w0} = \sqrt{\frac{73,5 + 2 \times 249}{73,5 + 0,5 \times 249}} = 1,70,$$

$A_s$ ,  $I_s$  – площадь поперечного сечения и момент инерции сечения элемента жесткости в соответствии с Рисунком 18:

$$I_s = 20,71 \text{ мм}^4,$$

$$A_s = 46,38 \text{ мм}^2.$$

$$I_b = 3,07 \times \sqrt[4]{\frac{20,71 \times 119,5^2 \times (2 \times 119,5 + 3 \times 10)}{0,7^3}} = 378,86 \text{ мм};$$



**Рисунок 18 — Расчетные сечения для определения площади и момента инерции промежуточного элемента жесткости полки.**

$$I_b / s_w = 378,86 / 73,5 = 5,15;$$

$$k_w = k_{w0} = 1,70.$$

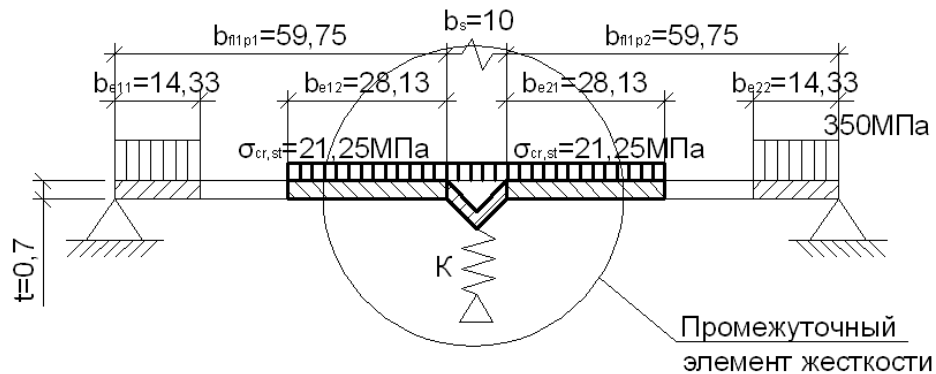
Тогда, критическое напряжение  $\sigma_{cr}$  потери устойчивости промежуточного элемента жесткости в упругой стадии:

$$\sigma_{cr,s} = \frac{4,2 \times 1,70 \times 203000}{46,38} \sqrt{\frac{20,71 \times 0,7^3}{4 \times 119,5^2 (2 \times 119,5 + 3 \times 10)}} = 21,25 \text{ Н / мм}^2.$$

Коэффициент снижения несущей способности вследствие потери устойчивости формы сечения краевого отгиба  $\chi_{d,2}$  (согласно Рисунку 5.12d 5.5.3.3.11 СН РК EN 1993-1-3):

– относительная гибкость элемента жесткости, по Формуле (5.12d) 5.5.3.1.7 СН РК EN 1993-1-3:

$$\bar{\lambda}_d = \sqrt{f_{yb} / \sigma_{cr,s}} = \sqrt{350 / 21,25} = 4,059.$$



**Рисунок 19 — Критическое напряжение потери устойчивости промежуточного элемента жесткости полки в упругой стадии после 2-й итерации.**

– понижающий коэффициент определяется по Формулам (5.12a)-(5.12c) 5.5.3.1.7 СН РК EN 1993-1-3, в зависимости от относительной гибкости:

так как  $\bar{\lambda}_d = 4,059 > 1,38$ ,  $\chi_{d,2} = 0,66 / 4,059 = 0,163$ .

– окончательные значения:

$$\chi_{d,2} = 0,163,$$

Далее, выполняется проверка сходимости коэффициентов  $\chi_d$  двух последних итераций. Согласно условию е) Рисунка 5.12 5.5.3.3 СН РК EN 1993-1-3, итерации продолжаются до тех пор, пока не выполняются следующие условия:  $\chi_{d,n} \approx \chi_{d,(n-1)}$ , но  $\chi_{d,n} \leq \chi_{d,(n-1)}$ :

$$\chi_{d,1} = 0,168 \neq \chi_{d,2} = 0,163 \text{ — условие не выполняется,}$$

$$\chi_{d,1} = 0,168 > \chi_{d,2} = 0,163 \text{ — условие выполняется.}$$

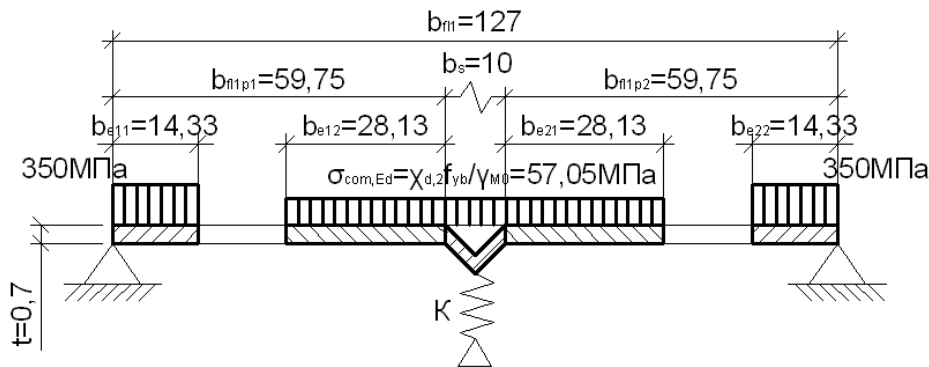
Таким образом, возникает необходимость в проведении последующей итерации.

Итерация №3:

– начальные значения:

$$\chi_d = 0,163,$$





**Рисунок 20 — Эффективное сечение и напряжения промежуточного элемента жесткости полки в упругой стадии до 3-й итерации.**

– эффективные участки полки определяются аналогично этапу 1, но с использованием редуцированной относительной гибкости пластины:

$$\bar{\lambda}_{p,b,red} = \bar{\lambda}_{p,b} \sqrt{\chi_d} = 1,834 \times \sqrt{0,163} = 0,740 > 0,673;$$

– понижающий коэффициент при потере устойчивости пластины, по Формуле (4.2) 4.4 СН РК EN 1993-1-5:

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_{p,b} - 0,055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_{p,b}^2} = \frac{0,740 - 0,055 \times (3 + 1)}{0,740^2} = 0,950 < 1,0;$$

– начальная эффективная ширина, согласно Таблицы 4.1 4.4 СН РК EN 1993-1-5:

$$b_{fl,eff1} = \rho b_{fl,p1} = 0,950 \times 59,75 = 56,74 \text{ мм};$$

$$b_{e11} = b_{e12} = 0,5 b_{fl,eff1} = 0,5 \times 56,74 = 28,37 \text{ мм}.$$

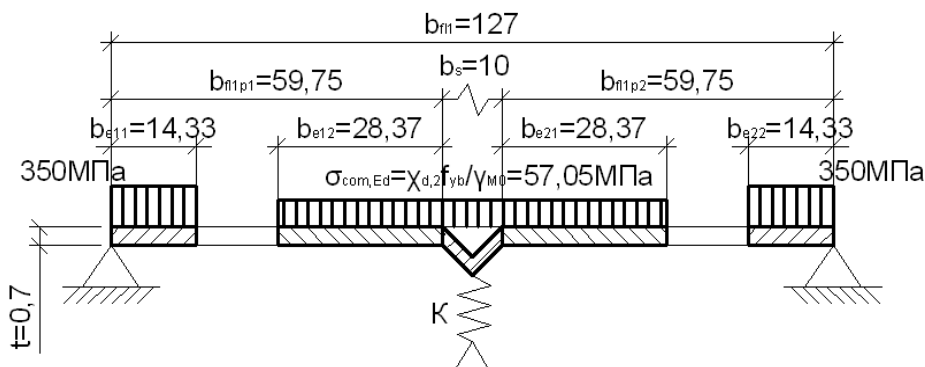
– начальная эффективная ширина плоской части  $b_{p,2}$ , аналогично:

$$b_{fl,eff2} = b_{fl,eff1} = 56,74 \text{ мм};$$

$$b_{e21} = b_{e22} = 0,5 b_{eff2} = 28,37 \text{ мм};$$

– площадь начального эффективного сечения промежуточного элемента жесткости сжатой полки:

$$A_s = t(b_{e12} + b_{e21} + b_s) = 0,7 \times (28,37 + 28,37 + 10) = 46,72 \text{ мм}.$$



**Рисунок 21 — Эффективное сечение и напряжения промежуточного элемента жесткости полки в упругой стадии после 3-й итерации.**

Используя полученное эффективное сечение элемента жесткости, определяется новый коэффициент снижения несущей способности вследствие потери устойчивости формы сечения (см. 5.5.3.2.3 СН РК EN 1993-1-3).

Критическое напряжение  $\sigma_{cr}$  потери устойчивости промежуточного элемента жесткости в упругой стадии для сжатой полки с одним центрально расположенным элементом жесткости определяется по Формуле (5.22) 5.5.3.4.2.2 СН РК EN 1993-1-3:

$$\sigma_{cr,s} = \frac{4,2k_w E}{A_s} \sqrt{\frac{I_s t^3}{4b_p^2(2b_p + 3b_s)}},$$

Согласно Формуле (5.25)-(5.26) СН РК EN 1993-1-3, для сжатой полки с одним промежуточным элементом жесткости,

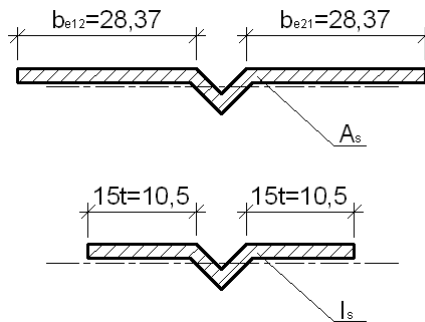
$$s_w = \frac{60-5}{\sin\left(\frac{\pi}{3}\right)} + 10 = 73,5 \text{ мм};$$

$$b_p = b_{flp1} + b_{flp2} = 59,75 + 59,75 = 119,5 \text{ мм};$$

$$b_d = 2 \times 119,5 + 10 = 249 \text{ мм};$$

$$k_{w0} = \sqrt{\frac{73,5 + 2 \times 249}{73,5 + 0,5 \times 249}} = 1,70,$$

$A_s$ ,  $I_s$  – площадь поперечного сечения и момент инерции сечения элемента жесткости в соответствии с Рисунком 22:



**Рисунок 22 — Расчетные сечения для определения площади и момента инерции промежуточного элемента жесткости полки.**

$$I_s = 20,71 \text{ мм}^4,$$

$$A_s = 46,38 \text{ мм}^4.$$

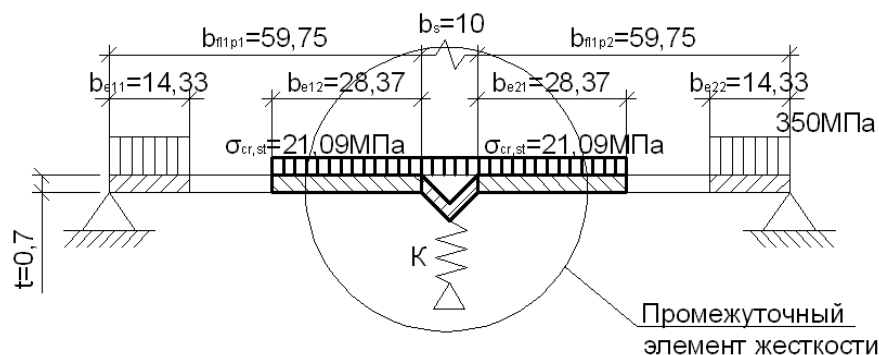
$$I_b = 3,07 \times \sqrt[4]{\frac{20,71 \times 119,5^2 \times (2 \times 119,5 + 3 \times 10)}{0,7^3}} = 378,86 \text{ мм};$$

$$I_b / s_w = 378,86 / 73,5 = 5,15;$$

$$k_w = k_{w0} = 1,70.$$

Тогда, критическое напряжение  $\sigma_{cr}$  потери устойчивости промежуточного элемента жесткости в упругой стадии:

$$\sigma_{cr,s} = \frac{4,2 \times 1,70 \times 203000}{46,72} \sqrt{\frac{20,71 \times 0,7^3}{4 \times 119,5^2 (2 \times 119,5 + 3 \times 10)}} = 21,09 \text{ Н / мм}^2.$$



**Рисунок 23 — Критическое напряжение потери устойчивости промежуточного элемента жесткости полки в упругой стадии после 2-й итерации.**

Коэффициент снижения несущей способности вследствие потери устойчивости формы сечения краевого отгиба  $\chi_{d,3}$  (согласно Рисунку 5.12d 5.5.3.3.11 СН РК EN 1993-1-3):

– относительная гибкость элемента жесткости, по Формуле (5.12d) 5.5.3.1.7 СН РК EN 1993-1-3:

$$\bar{\lambda}_d = \sqrt{f_{yb} / \sigma_{cr,s}} = \sqrt{350 / 21,09} = 4,073.$$

– понижающий коэффициент определяется по Формулам (5.12a)-(5.12c) 5.5.3.1.7 СН РК EN 1993-1-3, в зависимости от относительной гибкости:

так как  $\bar{\lambda}_d = 4,073 > 1,38$ ,  $\chi_{d,3} = 0,66 / 4,073 = 0,162$ .

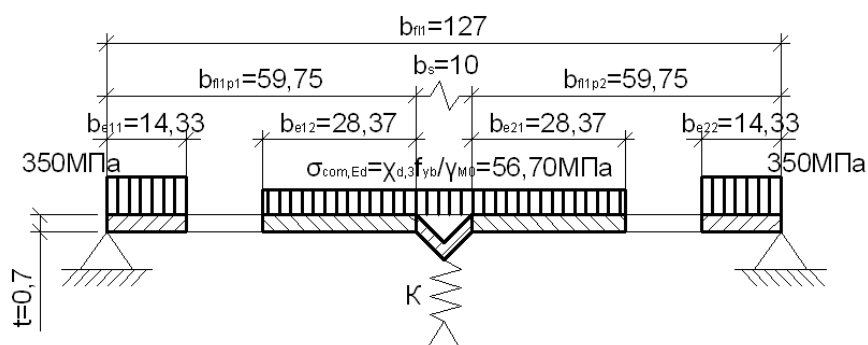
– окончательные значения:

$$\chi_{d,3} = 0,162,$$

Далее, выполняется проверка сходимости коэффициентов  $\chi_d$  двух последних итераций. Согласно условию е) Рисунок 5.12 5.5.3.3 СН РК EN 1993-1-3, итерации продолжаются до тех пор, пока не выполняются следующие условия:  $\chi_{d,n} \approx \chi_{d,(n-1)}$ , но  $\chi_{d,n} \leq \chi_{d,(n-1)}$ :

$$\chi_{d,2} = 0,163 \neq \chi_{d,3} = 0,162 \text{ – условие не выполняется,}$$

$$\chi_{d,2} = 0,163 > \chi_{d,3} = 0,162 \text{ – условие выполняется.}$$



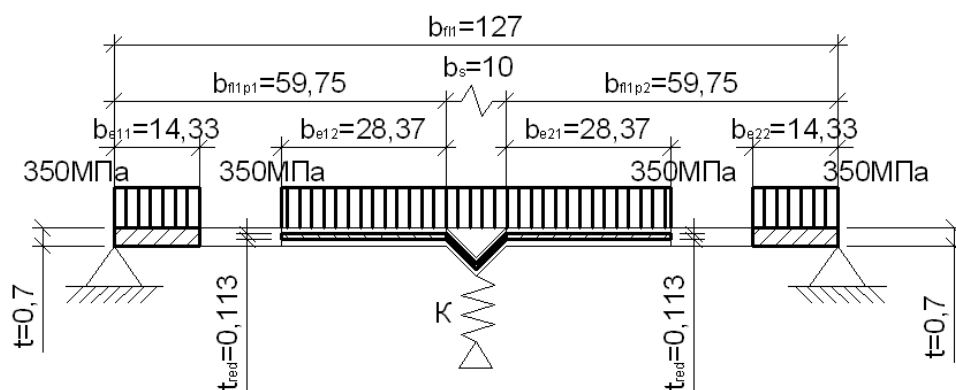
**Рисунок 24 — Эффективное сечение и напряжения в сжатой полке после завершения итерационного процесса.**

Коэффициенты, полученные в двух последних итерациях, отличаются, однако дальнейший расчет приведет к незначительному изменению коэффициента снижения несущей способности, потому дальнейшие итерации в данном примере не проводятся. Таким образом, значения, полученные в последней итерации, можно считать окончательными.

При определении эффективных геометрических характеристик профилированного листа учет влияния потери устойчивости формы сечения сжатой полки производится уменьшением толщины эффективных участков сечения, входящих в состав промежуточных элементов жесткости (см. Рисунок 25).

Уменьшенная вследствие учета потери устойчивости формы сечения толщина краевого элемента жесткости:

$$t_{\text{red}} = \chi_d \times t = 0,162 \times 0,7 = 0,113 \text{ мм.}$$

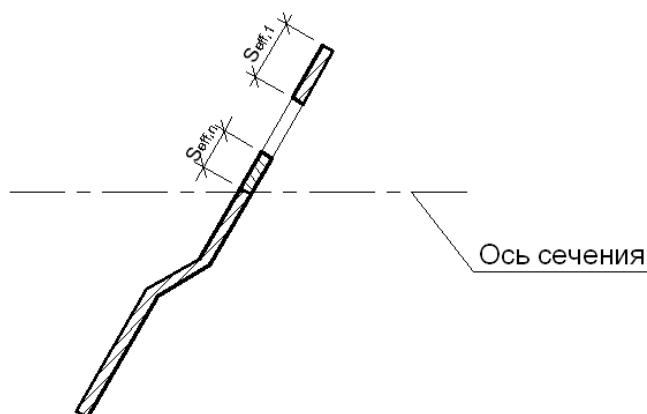


**Рисунок 25 — Окончательное эффективное сечение и напряжения в сжатой полке.**

#### 6. Эффективные геометрические характеристики сжато-растянутой стенки профиля

Положение нейтральной оси определяется используя эффективное сечение полки, но полное сечение стенок. В данном случае промежуточный элемент жесткости стенки находится в растянутой зоне сечения (см. Рисунок 5), потому влияние потери устойчивости формы сечения стенки не учитывается. Но при этом нужно учесть влияние потери местной устойчивости сжатой частью стенки.

Эффективные участки сжатой части стенки определяются согласно 5.5.3.4.3 СН РК EN 1993-1-3 в зависимости от базовой эффективной ширины  $s_{\text{eff},0}$ . При отсутствии сжатого промежуточного элемента жесткости стенки, эффективное сечение стенки состоит из пластины  $s_{\text{eff},1}$ , примыкающей к полке, участка  $s_{\text{eff},n}$ , прилегающего к нейтральной оси сечения листа, и растянутой части стенки (см. Рисунок 26).



**Рисунок 26 — Эффективные участки стенки сечения.**

Значение базовой эффективной ширины определяется согласно Формуле (5.32) 5.5.3.4.3 СН РК EN 1993-1-3:

$$s_{\text{eff},0} = 0,76t \sqrt{\frac{E}{\gamma_{M0} \sigma_{\text{com,Ed}}}},$$

где  $\sigma_{\text{com,Ed}}$  – напряжение в сжатой полке при достижении сечением предела несущей способности. Для упрощения расчета принимается значение в крайней сжатой фибре –  $\sigma_{\text{com,Ed}} = f_{yb}/\gamma_{M0}$ .

Ширины эффективных участков сжатой части стенки определяются для данного случая по Формуле (5.33) СН РК EN 1993-1-3:

$$\begin{aligned} s_{\text{eff},1} &= s_{\text{eff},0}; \\ s_{\text{eff},n} &= 1,5s_{\text{eff},0}; \\ \sigma_{\text{com,Ed}} &= 350/1,0 = 350 \text{ МПа}; \\ s_{\text{eff},0} &= 0,76 \times 0,7 \times \sqrt{\frac{203000}{1,0 \times 350}} = 12,81 \text{ мм}; \\ s_{\text{eff},1} &= 12,81 \text{ мм}; \\ s_{\text{eff},n} &= 1,5 \times 12,81 = 19,22 \text{ мм}. \end{aligned}$$

Согласно 5.5.3.4.3.6 СН РК EN 1993-1-3, случае, когда стенка полностью эффективна ( $s_{\text{eff},1} + s_{\text{eff},n} = 12,81 + 19,22 = 32,03 > s_n = 27,71 \text{ мм}$ ), значения эффективных ширин стенки без сжатых элементов жесткости принимаются по Формулам (5.34):

$$\begin{aligned} s_{\text{eff},1} &= 0,4s_n = 0,4 \times 27,71 = 11,08 \text{ мм}; \\ s_{\text{eff},n} &= 0,6s_n = 0,6 \times 27,71 = 16,63 \text{ мм}. \end{aligned}$$

Таким образом, стенка является полностью эффективной.

## 7. Расчет эффективных геометрических характеристик в положении «негатив».

Геометрические характеристики полного сечения

Геометрические характеристики были определены для типового участка сечения листа (см. Рисунок 3.27), эффективные геометрические характеристики которого вычислялись в ходе расчетов.

- ширина расчетного участка:  $b = 264,8 \text{ мм}$ .
- площадь полного сечения участка:  $A_g = 235,7 \text{ мм}^2$ ;
- момент инерции полного сечения относительно главной горизонтальной оси у-у:  
 $I_{y,\text{gr}} = 139020 \text{ мм}^4$ ;
- момент инерции полного сечения относительно главной вертикальной оси z-z:  
 $I_{z,\text{gr}} = 1239351 \text{ мм}^4$ ;
- координата центра тяжести сечения по оси z-z:  $z_{\text{gc,gr}} = 24,0 \text{ мм}$ .
- момент сопротивления полного сечения относительно главной горизонтальной оси у-у:  
 $W_{y,\text{gr}} = 9342 \text{ мм}^3$ ;
- момент сопротивления полного сечения относительно главной вертикальной оси z-z:  
 $W_{z,\text{gr}} = 3818 \text{ мм}^3$ ;

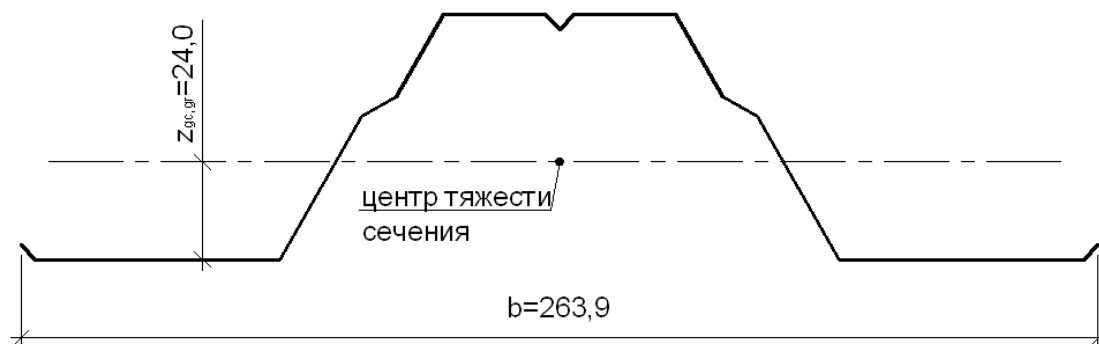


Рисунок 27 — Расчетный участок сечения листа в положении «негатив»

8. Эффективные геометрические характеристики сжатых полок и стенок с промежуточными элементами жесткости с учетом влияния потери местной устойчивости

Эффективные геометрические характеристики сжатой полки – «плоского элемента с промежуточным элементом жесткости», вычисляются при помощи итеративного процесса согласно алгоритму, приведенному в 5.5.3.3 СН РК EN 1993-1-3. Расчеты производятся в три этапа (см. 5.5.3.3.3 СН РК EN 1993-1-3):

Этап 1:

Определяется начальное эффективное сечение сжатой полки с промежуточным элементом жесткости, учитывающее влияние потери ней местной устойчивости. При этом используется эффективная ширина полки, определенная из предположения, что она оперта по краям и полностью раскреплена ( $K = \infty$ ), а расчетная прочность не уменьшается.

Согласно Формуле (5.18) 5.5.3.3 СН РК EN 1993-1-3, эффективная площадь сжатой плоской части сечения профиля с одним элементом жесткости определяется как:

$$A_s = t(b_{e12} + b_{e21} + b_s),$$

где  $b_s$  – развернутая ширина промежуточного элемента жесткости, см. Рисунок 28;

где  $b_{e12}$ ,  $b_{e21}$  – ширины прилегающих к элементу жесткости эффективных зон плоских частей элемента, определенных с допущением, что плоские элементы  $b_{п2п1}$  и  $b_{п2п2}$  оперты по двум сторонам.

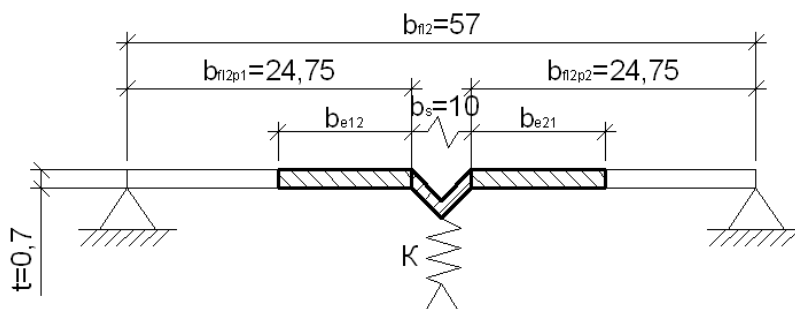
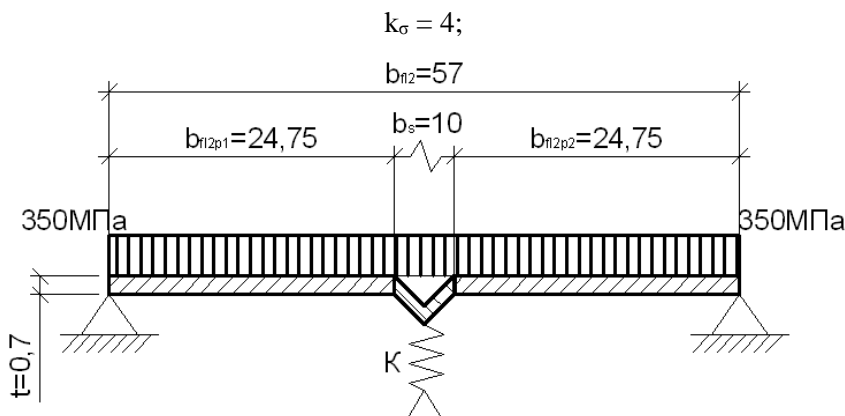


Рисунок 28 — Промежуточный элемент жесткости полки

Начальные эффективные ширины сжатых участков полки определяются согласно 5.5.2 СН РК EN 1993-1-3 и 4.4 СН РК EN 1993-1-5. Так как промежуточный элемент жесткости расположен посередине полки, эффективное сечение ее также будет симметричным:

– соотношение напряжений определяется из предположения о линейном распределении напряжений по высоте элемента. При этом на начальном этапе максимальные сжимающее и растягивающее усилия принимаются равными границе текучести ( $\sigma_{com} = f_{yb}/\gamma_{M0}$ ). Для сжатой полки, перпендикулярной оси действия внешних усилий,  $\psi = 1$  (по Таблице 4.1 4.4 СН РК EN 1993-1-3, для равномерного сжатия), потому коэффициент, учитывающий потерю устойчивости в зависимости от отношения напряжений по краям пластины и условий их закрепления (элемент опирается по двум краям):



**Рисунок 29 — Начальные расчетные напряжения в полке**

– относительная гибкость:

$$\varepsilon = \sqrt{235 / f_{yb} \left[ \text{Н} / \text{мм}^2 \right]} = \sqrt{235 / 350} = 0,819;$$

$$\bar{\lambda}_{p,b} = \frac{b_{fl2p1} / t}{28,4 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}} = \frac{24,75 / 0,7}{28,4 \times 0,819 \times \sqrt{4}} = 0,760 > 0,673;$$

– понижающий коэффициент при потере устойчивости пластины, по Формуле (4.2) 4.4 СН РК EN 1993-1-5:

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_{p,b} - 0,055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_{p,b}^2} = \frac{0,760 - 0,055 \times (3 + 1)}{0,760^2} = 0,935 < 1,0;$$

– начальная эффективная ширина, согласно Таблицы 4.1 4.4 СН РК EN 1993-1-5:

$$b_{fl2eff1} = \rho b_{fl2p1} = 0,935 \times 24,75 = 23,14 \text{ мм};$$

$$b_{e11} = b_{e12} = 0,5 b_{fl2eff1} = 0,5 \times 23,14 = 11,57 \text{ мм}.$$

– начальная эффективная ширина плоской части  $b_{p,2}$ , аналогично:

$$b_{fl2eff2} = b_{fl2eff1} = 23,14 \text{ мм};$$

$$b_{e21} = b_{e22} = 0,5 b_{fl2eff2} = 11,57 \text{ мм};$$

– площадь начального эффективного сечения промежуточного элемента жесткости сжатой полки:

$$A_s = t(b_{e12} + b_{e21} + b_s) = 0,7 \times (11,57 + 11,57 + 10) = 23,20 \text{ мм}.$$

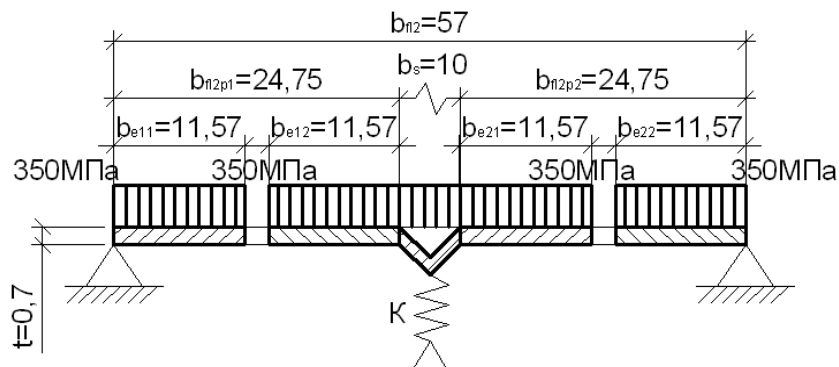


Рисунок 30 — Начальное эффективное сечение и напряжения в сжатой полке.

9. Эффективные геометрические характеристики сжатых полок с промежуточными элементами жесткости с учетом влияния местной потери устойчивости и потери устойчивости формы сечения

Этап 2:

Используя начальное эффективное сечение сжатой полки, определяется коэффициент снижения несущей способности вследствие потери устойчивости формы сечения (общая потеря устойчивости промежуточного элемента жесткости), с учетом эффекта работы остальной части профиля в качестве непрерывной упругоподатливой опоры (см. 5.5.3.3.3 СН РК EN 1993-1-3).

Критическое напряжение  $\sigma_{cr}$  потери устойчивости промежуточного элемента жесткости в упругой стадии для сжатой полки с одним центрально расположенным элементом жесткости определяется по Формуле (5.22) 5.5.3.4.2.2 СН РК EN 1993-1-3:

$$\sigma_{cr,s} = \frac{4,2k_w E}{A_s} \sqrt{\frac{I_s t^3}{4b_p^2 (2b_p + 3b_s)}},$$

где  $k_w$  — коэффициент, учитывающий частичное защемление от поворота усиленной элементом жесткости полки, создаваемое стенками или другими примыкающими элементами. Значение  $k_w$  может быть определено с учетом длины волны  $l_b$  потерявшей устойчивость сжатой полки согласно Формуле (5.24) СН РК EN 1993-1-3:

$$k_w = k_{w0} \text{ при } l_b / s_w \geq 2,$$

$$k_w = k_{w0} - (k_{w0} - 1) \left[ \frac{2l_b}{s_w} - \left( \frac{l_b}{s_w} \right)^2 \right] \text{ при } l_b / s_w < 2,$$

где  $s_w$  — наклонная высота стенки (см. Рисунок 31);

$$s_w = \frac{60 - 5}{\sin\left(\frac{\pi}{3}\right)} + 10 = 73,5 \text{ мм};$$



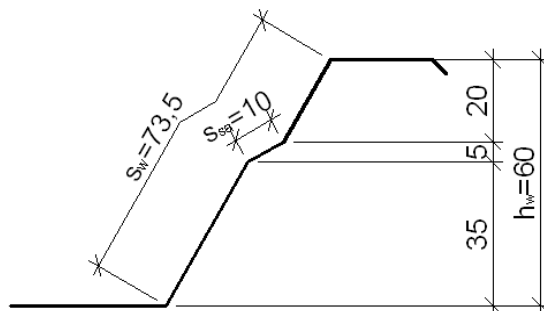


Рисунок 31 — Схема определения геометрических размеров стенки.

Согласно Формулам (5.25)-(5.26) СН РК EN 1993-1-3, для сжатой полки с одним промежуточным элементом жесткости,

$$I_b = 3,07 \times \sqrt[4]{\frac{I_s b_p^2 (2b_p + 3b_s)}{t^3}},$$

$$k_{w0} = \sqrt{\frac{s_w + 2b_d}{s_w + 0,5b_d}},$$

$$b_d = 2b_p + b_s;$$

$$b_p = b_{п2п1} + b_{п2п2} = 24,75 + 24,75 = 49,5 \text{ мм};$$

$$b_d = 2 \times 49,5 + 10 = 109 \text{ мм};$$

$$k_{w0} = \sqrt{\frac{73,5 + 2 \times 109}{73,5 + 0,5 \times 109}} = 1,509,$$

$A_s$ ,  $I_s$  — площадь поперечного сечения и момент инерции сечения элемента жесткости в соответствии с Рисунком 32:

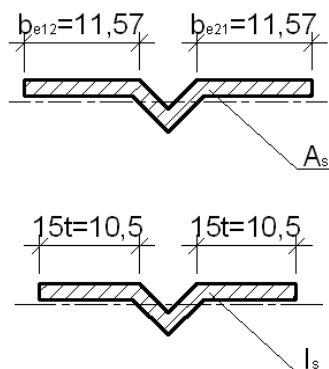


Рисунок 32 — Расчетные сечения для определения площади и момента инерции промежуточного элемента жесткости полки.

$$I_s = 20,71 \text{ мм}^4,$$

$$A_s = 23,2 \text{ мм}^2.$$

$$I_b = 3,07 \times \sqrt[4]{\frac{20,71 \times 49,5^2 \times (2 \times 49,5 + 3 \times 10)}{0,7^3}} = 202,91 \text{ мм};$$

$$l_b / s_w = 202,91 / 73,5 = 2,76 ;$$

$$k_w = k_{w0} = 1,509 .$$

Тогда, критическое напряжение  $\sigma_{cr}$  потери устойчивости промежуточного элемента жесткости в упругой стадии:

$$\sigma_{cr,s} = \frac{4,2 \times 1,509 \times 203000}{23,20} \sqrt{\frac{20,71 \times 0,7^3}{4 \times 49,5^2 (2 \times 49,5 + 3 \times 10)}} = 131,45 \text{ Н / мм}^2 .$$

При наличии промежуточных элементов жесткости как полки, так и стенки, для обоих типов элементов жесткости следует применять уточненное значение критического напряжения в упругой стадии работы  $\sigma_{cr,mod}$  для учета совместной работы составных частей сечения:

$$\sigma_{cr,mod} = \frac{\sigma_{cr,s}}{\sqrt[4]{1 + \left[ \beta_s \frac{\sigma_{cr,s}}{\sigma_{cr,sa}} \right]^4}} ,$$

где  $\sigma_{cr,s}$  – критическое напряжение в упругой стадии для промежуточного элемента жесткости полки с одним элементом жесткости;

$\sigma_{cr,sa}$  – критическое напряжение в упругой стадии для одиночного элемента жесткости стенки;

$A_s$  – эффективная площадь сечения промежуточного элемента жесткости полки;

$A_{sa}$  – эффективная площадь сечения промежуточного элемента жесткости стенки;

$\beta_s$  – коэффициент, для изгибаемого профиля принимаемый равным:

$$\beta_s = 1 - (h_a + 0,5h_{sa})/e_c ,$$

где  $h_a$ ,  $h_{sa}$ ,  $e_c$  – геометрические размеры, определяемые согласно Рисунка 33:

$$h_a = 20 \text{ мм} ;$$

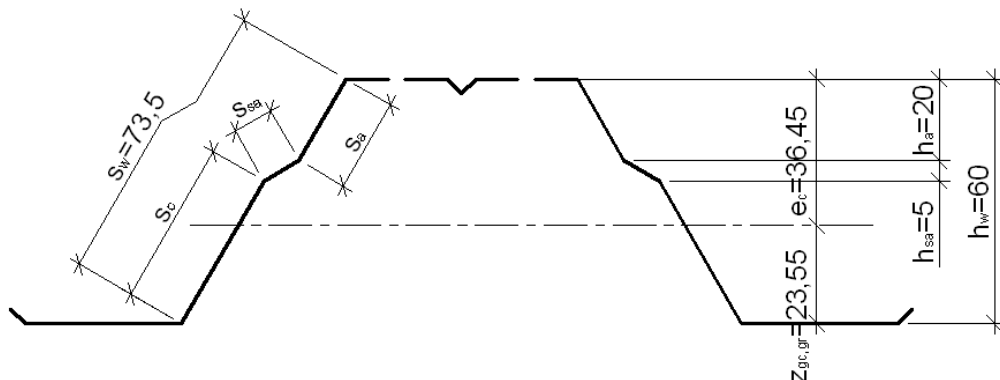
$$h_{sa} = 5 \text{ мм} ;$$

$$e_c = h_w - z'_{gc} ,$$

где  $z'_{gc}$  – координата центра тяжести сечения с учетом эффективного сечения сжатой полки и полного сечения стенок:

$$z'_{gc} = 23,55 \text{ мм} ;$$

$$e_c = 60 - 23,55 = 36,45 \text{ мм} ;$$



**Рисунок 33 — Полное сечение с не полностью эффективными сжатыми полками.**

$$\beta_s = 1 - (20 + 0,5 \times 5) / 36,45 = 0,383$$

Критическое напряжение в упругой стадии для одиночного элемента жесткости стенки  $\sigma_{cr,sa}$  определяется по Формуле (5.39) 5.5.3.4.3 СН РК EN 1993-1-3:

$$\sigma_{cr,sa} = \frac{1,05k_f E \sqrt{I_s t^3 s_1}}{A_{sa} s_2 (s_1 - s_2)},$$

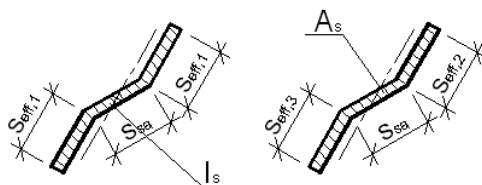
где, для одиночного элемента жесткости (см. Рисунок 33):

$$s_1 = 0,9 \cdot (s_a + s_{sa} + s_c) = 0,9 \times s_w = 0,9 \times 73,5 = 66,16 \text{ мм};$$

$$s_2 = s_1 - s_a - 0,5s_{sa} = 66,16 - 23,09 - 0,5 \times 10 = 38,07 \text{ мм};$$

$k_f$  – коэффициент, учитывающий частичное закрепление стенки от поворота полками. Ввиду отсутствия детальных исследований, допускается принимать равным 1,0, что соответствует условиям шарнирного соединения.

$I_s$  – момент инерции поперечного сечения элемента жесткости, включающего его ширину  $s_{sa}$  и два примыкающих участка стенки шириной  $s_{eff,1}$  каждый, относительно собственной центральной оси, параллельной плоскости элементов стенки (см. Рисунок 34). При определении  $I_s$  возможное различие уклонов плоских элементов стенки по обе стороны от элемента жесткости можно не учитывать.



**Рисунок 34 — Расчетные сечения для определения площади и момента инерции промежуточного элемента жесткости стенки.**

$A_{sa}$  – площадь промежуточного элемента жесткости, определяемая согласно Рисунок 3.34.

Согласно Формуле (5.30) 5.5.3.4.3 СН РК EN 1993-1-3, эффективная площадь единичного сжатого промежуточного элемента жесткости стенки профиля определяется как:

$$A_{sa} = t(s_{eff,2} + s_{eff,3} + s_{sa}),$$

Ширины эффективных участков сжатой части стенки (см. Рисунок 35) определяются для данного случая по Формуле (5.33) СН РК EN 1993-1-3:

$$s_{eff,1} = s_{eff,0};$$

$$s_{eff,2} = (1 + 0,5h_a / e_c) s_{eff,0};$$

$$s_{eff,3} = \left\lfloor 1 + 0,5(h_a + h_{sa}) / e_c \right\rfloor s_{eff,0},$$

$$s_{eff,n} = 1,5s_{eff,0}.$$

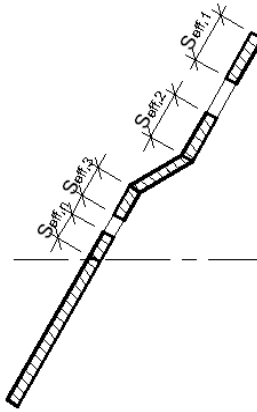


Рисунок 35 — Эффективные участки стенки сечения.

где  $s_{eff,0}$  – базовая эффективная ширина стенки. Значение базовой эффективной ширины определяется согласно Формуле (5.41) 5.5.3.4.3 СН РК EN 1993-1-3:

$$s_{eff,0} = 0,95t \sqrt{\frac{E}{\gamma_{M0} \sigma_{com,Ed}}},$$

где  $\sigma_{com,Ed}$  – напряжение в сжатой полке при достижении сечением предела несущей способности. Так как полки расположены в крайней сжатой части сечения листа,

$$\sigma_{com,Ed} = f_{yb}/\gamma_{M0} = 350/1,0 = 350 \text{ Н/мм}^2;$$

$$s_{eff,0} = 0,95t \sqrt{\frac{203000}{1,0 \times 350}} = 16,02$$

Таким образом,

$$s_{eff,1} = 16,02 \text{ мм};$$

$$s_{eff,2} = (1 + 0,5 \times 20 / 36,45) \times 16,02 = 20,42 \text{ мм};$$

$$s_{eff,3} = \lfloor 1 + 0,5(20 + 5) / 36,45 \rfloor \times 16,02 = 21,51 \text{ мм},$$

$$s_{eff,n} = 1,5 \times 16,02 = 24,03 \text{ мм};$$

Согласно 5.5.3.4.3.6 СН РК EN 1993-1-3, случае, когда участок  $s_a$  стенки полностью эффективен ( $s_{eff,1} + s_{eff,2} = 16,02 + 20,42 = 36,44 > s_a = 23,09 \text{ мм}$ ), значения эффективных ширин стенки без сжатых элементов жесткости принимаются по Формулам (5.35):

$$s_{eff,1} = \frac{s_a}{2 + 0,5h_a / e_c} = \frac{23,09}{2 + 0,5 \times 20 / 36,45} = 10,15 \text{ мм},$$

$$s_{eff,2} = s_a \frac{1 + 0,5h_a / e_c}{2 + 0,5h_a / e_c} = 23,09 \times \frac{1 + 0,5 \times 20 / 36,45}{2 + 0,5 \times 20 / 36,45} = 12,94 \text{ мм};$$

Согласно 5.5.3.4.3.6 СН РК EN 1993-1-3, случае, когда участок  $s_n$  стенки полностью эффективен ( $s_{eff,3} + s_{eff,n} = 21,51 + 24,03 = 45,54 > s_n = 12,70 \text{ мм}$ ), значения эффективных ширин стенки без сжатых элементов жесткости принимаются по Формулам (5.36):

$$s_{eff,3} = s_n \frac{1 + 0,5(h_a + h_{sa}) / e_c}{2,5 + 0,5(h_a + h_{sa}) / e_c} = 12,70 \times \frac{1 + 0,5(20 + 5) / 36,45}{2,5 + 0,5(20 + 5) / 36,45} = 6,0 \text{ мм},$$

$$s_{eff,n} = \frac{1,5s_n}{2,5 + 0,5(h_a + h_{sa}) / e_c} = \frac{1,5 \times 12,70}{2,5 + 0,5(20 + 5) / 36,45} = 6,7 \text{ мм}.$$

$$I_s = 86,95 \text{ мм}^4;$$

$$A_{sa} = 0,7 \times (12,94 + 6,0 + 10) = 20,26 \text{ мм}^2.$$

Тогда:

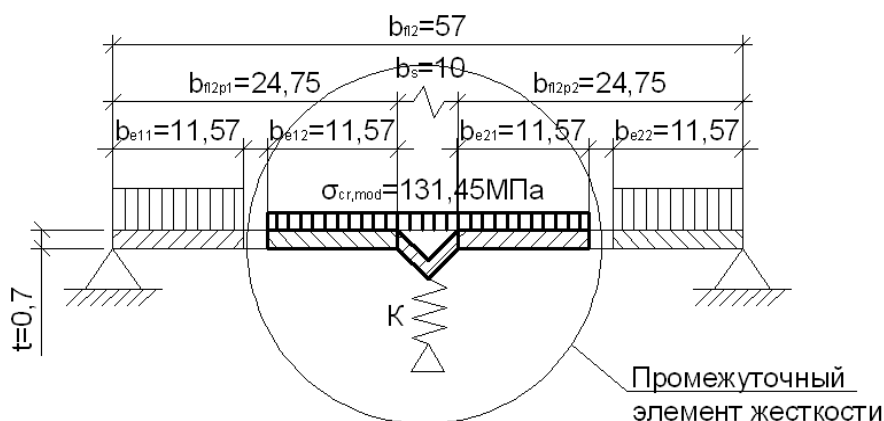
$$\sigma_{cr,sa} = \frac{1,05 \times 1,0 \times 203000 \times \sqrt{86,95 \times 0,7^3 \times 66,16}}{20,26 \times 38,07 \times (66,16 - 38,07)} = 437,0 \text{ Н / мм}^2;$$

$$\sigma_{cr,mod} = \frac{131,45}{\sqrt[4]{1 + \left[ 0,268 \times \frac{131,45}{437,0} \right]^4}} = 131,45;$$

Коэффициент снижения несущей способности вследствие потери устойчивости формы сечения промежуточных элементов жесткости  $\chi_d$  (согласно Рисунку 5.12d 5.5.3.3.11 СН РК EN 1993-1-3):

– относительная гибкость элемента жесткости, по Формуле (5.12d) 5.5.3.1.7 СН РК EN 1993-1-3:

$$\bar{\lambda}_d = \sqrt{f_{yb} / \sigma_{cr,mod}} = \sqrt{350 / 131,45} = 1,632.$$



**Рисунок 36 — Начальное критическое напряжение потери устойчивости промежуточного элемента жесткости полки в упругой стадии.**

– понижающий коэффициент для промежуточных элементов жесткости полки определяется по Формулам (5.12a)-(5.12c) 5.5.3.1.7 СН РК EN 1993-1-3, в зависимости от относительной гибкости:

$$\chi_d = 1,0 \text{ при } \bar{\lambda}_d \leq 0,65;$$

$$\chi_d = 1,47 - 0,723\bar{\lambda}_d \text{ при } 0,65 < \bar{\lambda}_d < 1,38;$$

$$\chi_d = 0,66 / \bar{\lambda}_d \text{ при } \bar{\lambda}_d \geq 1,38.$$

Так как  $\bar{\lambda}_d = 1,632 > 1,38$ ,  $\chi_d = 0,66 / 1,632 = 0,404$ .

Этап 3:

Согласно 5.5.3.3.9 СН РК EN 1993-1-3, в случае, если значение коэффициента  $\chi_d$  снижения несущей способности вследствие потери устойчивости формы сечения (плоская форма потери устойчивости элемента жесткости) составляет меньше 1, значение  $\chi_d$  определяется итерационно (см. 5.5.3.3.9 СН РК EN 1993-1-3). Итерации начинаются с модифицированных значений  $\rho$ , полученных при:

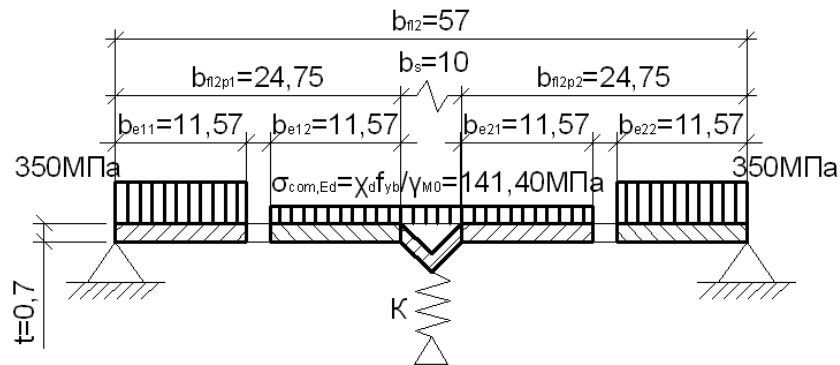


Рисунок 37 — Эффективное сечение и напряжения промежуточного элемента жесткости полки в упругой стадии до 1-ой итерации.

$$\sigma_{com,Ed,i} = \chi_{com,Ed,i-1} f_{yb} / \gamma_{M0}, \text{ то есть:}$$

$$\bar{\lambda}_{p,red} = \bar{\lambda}_p \sqrt{\chi_d} \quad (\text{см. Формулу (5.20) СН РК EN 1993-1-3}).$$

Таким образом, Итерация №1:

– начальные значения:

$$\chi_d = 0,404,$$

– эффективные участки полки определяются аналогично этапу 1, но с использованием редуцированной относительной гибкости пластины:

$$\bar{\lambda}_{p,b,red} = \bar{\lambda}_{p,b} \sqrt{\chi_d} = 0,760 \times \sqrt{0,404} = 0,483 < 0,673 ;$$

– понижающий коэффициент при потере устойчивости пластины, по Формуле (4.2) 4.4 СН РК EN 1993-1-5:

$$\rho = 1,0 ;$$

– начальная эффективная ширина, согласно Таблицы 4.1 4.4 СН РК EN 1993-1-5:

$$b_{fl2eff1} = \rho b_{fl2p1} = 1,0 \times 24,75 = 24,75 \text{ мм};$$

$$b_{e11} = b_{e12} = 0,5 b_{fl2eff1} = 0,5 \times 24,75 = 12,38 \text{ мм} .$$

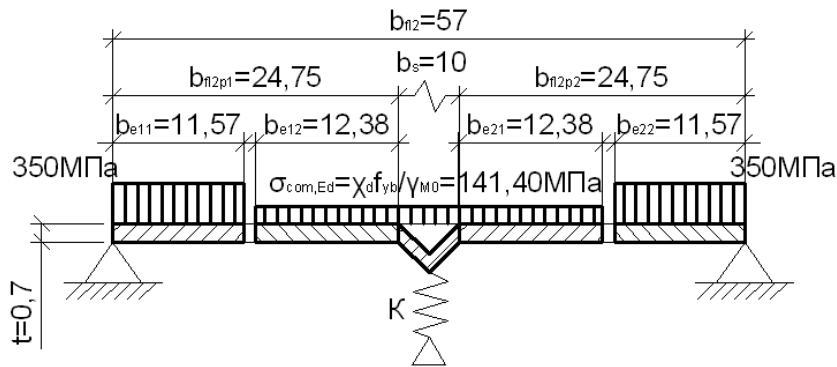
– начальная эффективная ширина плоской части  $b_{p,2}$ , аналогично:

$$b_{fl2eff2} = b_{fl2eff1} = 24,75 \text{ мм};$$

$$b_{e21} = b_{e22} = 0,5 b_{fl2eff2} = 12,38 \text{ мм};$$

– площадь начального эффективного сечения промежуточного элемента жесткости сжатой полки:

$$A_s = t (b_{e12} + b_{e21} + b_s) = 0,7 \times (12,38 + 12,38 + 10) = 24,33 \text{ мм} .$$



**Рисунок 38 — Эффективное сечение и напряжения промежуточного элемента жесткости полки в упругой стадии после 1-ой итерации.**

Используя полученное эффективное сечение элемента жесткости, определяется новый коэффициент снижения несущей способности вследствие потери устойчивости формы сечения (см. 5.5.3.3.3 СН РК EN 1993-1-3).

Критическое напряжение  $\sigma_{cr}$  потери устойчивости промежуточного элемента жесткости в упругой стадии для сжатой полки с одним центрально расположенным элементом жесткости определяется по Формуле (5.22) 5.5.3.4.2.2 СН РК EN 1993-1-3:

$$\sigma_{cr,s} = \frac{4,2k_w E}{A_s} \sqrt{\frac{I_s t^3}{4b_p^2 (2b_p + 3b_s)}},$$

где  $k_w$  — коэффициент, учитывающий частичное защемление от поворота усиленной элементом жесткости полки, создаваемое стенками или другими примыкающими элементами. Значение  $k_w$  может быть определено с учетом длины волны  $l_b$  потерявшей устойчивость сжатой полки согласно Формуле (5.24) СН РК EN 1993-1-3:

$$k_w = k_{w0} \text{ при } l_b / s_w \geq 2,$$

$$k_w = k_{w0} - (k_{w0} - 1) \left[ \frac{2l_b}{s_w} - \left( \frac{l_b}{s_w} \right)^2 \right] \text{ при } l_b / s_w < 2,$$

$$s_w = 73,5 \text{ мм};$$

Согласно Формуле (5.25)-(5.26) СН РК EN 1993-1-3, для сжатой полки с одним промежуточным элементом жесткости,

$$b_p = b_{n2p1} + b_{n2p2} = 24,75 + 24,75 = 49,5 \text{ мм};$$

$$b_d = 2 \times 49,5 + 10 = 109 \text{ мм};$$

$$k_{w0} = \sqrt{\frac{73,5 + 2 \times 109}{73,5 + 0,5 \times 109}} = 1,509,$$

$A_s$ ,  $I_s$  — площадь поперечного сечения и момент инерции сечения элемента жесткости в соответствии с Рисунком 39:

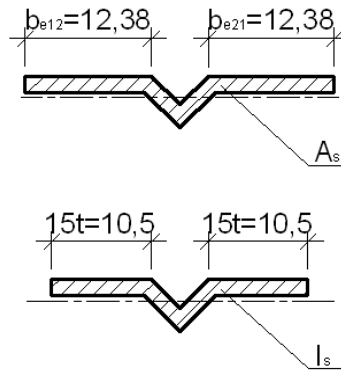


Рисунок 39 — Расчетные сечения для определения площади и момента инерции промежуточного элемента жесткости стенки.

$$I_s = 23,08 \text{ мм}^4,$$

$$A_s = 24,26 \text{ мм}^4.$$

$$I_b = 3,07 \times \sqrt[4]{\frac{23,08 \times 49,5^2 \times (2 \times 49,5 + 3 \times 10)}{0,7^3}} = 208,48 \text{ мм};$$

$$I_b / s_w = 208,48 / 73,5 = 2,84;$$

$$k_w = k_{w0} = 1,509.$$

Тогда, критическое напряжение  $\sigma_{cr}$  потери устойчивости промежуточного элемента жесткости в упругой стадии:

$$\sigma_{cr,s} = \frac{4,2 \times 1,509 \times 203000}{24,26} \sqrt{\frac{23,08 \times 0,7^3}{4 \times 49,5^2 (2 \times 49,5 + 3 \times 10)}} = 132,70 \text{ Н / мм}^2.$$

При наличии промежуточных элементов жесткости как полки, так и стенки, для обоих типов элементов жесткости следует применять уточненное значение критического напряжения в упругой стадии работы  $\sigma_{cr,mod}$  для учета совместной работы составных частей сечения:

$$\sigma_{cr,mod} = \frac{\sigma_{cr,s}}{\sqrt[4]{1 + \left[ \beta_s \frac{\sigma_{cr,s}}{\sigma_{cr,sa}} \right]^4}},$$

где  $\sigma_{cr,s}$  — критическое напряжение в упругой стадии для промежуточного элемента жесткости полки с одним элементом жесткости;

$\sigma_{cr,sa}$  — критическое напряжение в упругой стадии для одиночного элемента жесткости стенки;

$A_s$  — эффективная площадь сечения промежуточного элемента жесткости полки;

$A_{sa}$  — эффективная площадь сечения промежуточного элемента жесткости стенки;

$\beta_s$  — коэффициент, для изгибаемого профиля принимаемый равным:

$$\beta_s = 1 - (h_a + 0,5h_{sa})/e_c,$$

где  $h_a$ ,  $h_{sa}$ ,  $e_c$  — геометрические размеры, определяемые как для полного сечения (полки полностью эффективны):

$$h_a = 20 \text{ мм};$$



$$h_{sa} = 5 \text{ мм};$$

$$e_c = h_w - z_{gc},$$

$$z_{gc} = 24,00 \text{ мм};$$

$$e_c = 60 - 24,0 = 36,0 \text{ мм};$$

$$\beta_s = 1 - (20 + 0,5 \times 5) / 36,0 = 0,375$$

Критическое напряжение в упругой стадии для одиночного элемента жесткости стенки  $\sigma_{cr,sa}$  определяется по Формуле (5.39) 5.5.3.4.3 СН РК EN 1993-1-3:

$$\sigma_{cr,sa} = \frac{1,05k_f E \sqrt{I_s t^3 s_1}}{A_{sa} s_2 (s_1 - s_2)},$$

где, для одиночного элемента жесткости:

$$s_1 = 66,16 \text{ мм};$$

$$s_2 = 38,07 \text{ мм};$$

$k_f = 1,0$  – коэффициент, учитывающий частичное закрепление стенки от поворота полками.

$I_s$  – момент инерции поперечного сечения элемента жесткости, включающего его ширину  $s_{sa}$  и два примыкающих участка стенки шириной  $s_{eff,1}$  каждый, относительно собственной центральной оси, параллельной плоскости элементов стенки (Рисунок 34). При определении  $I_s$  возможное различие уклонов плоских элементов стенки по обе стороны от элемента жесткости можно не учитывать.

$A_{sa}$  – площадь промежуточного элемента жесткости, определяемая согласно Рисунка 34.

Согласно Формуле (5.30) п. 5.5.3.4.3 СН РК EN 1993-1-3, эффективная площадь единичного сжатого промежуточного элемента жесткости стенки профиля определяется как (см. Рисунку 35):

$$A_{sa} = t(s_{eff,2} + s_{eff,3} + s_{sa}),$$

Ширины эффективных участков сжатой части стенки определяются для данного случая по Формуле (5.33) СН РК EN 1993-1-3:

$$s_{eff,1} = s_{eff,0};$$

$$s_{eff,2} = (1 + 0,5h_a / e_c) s_{eff,0};$$

$$s_{eff,3} = \left\lfloor 1 + 0,5(h_a + h_{sa}) / e_c \right\rfloor s_{eff,0},$$

$$s_{eff,n} = 1,5s_{eff,0}.$$

где  $s_{eff,0}$  – базовая эффективная ширина стенки. Значение базовой эффективной ширины определяется согласно Формуле (5.41) 5.5.3.4.3 СН РК EN 1993-1-3:

$$s_{eff,0} = 0,95t \sqrt{\frac{E}{\gamma_{M0} \sigma_{com,Ed}}},$$

где  $\sigma_{com,Ed} = 350 \text{ Н/мм}^2$  – напряжение в сжатой полке при достижении сечением предела несущей способности.

$$s_{eff,0} = 0,95t \sqrt{\frac{203000}{1,0 \times 350}} = 16,02$$

Таким образом,

$$s_{eff,1} = 16,02 \text{ мм};$$

$$s_{eff,2} = (1 + 0,5 \times 20 / 36,0) \times 16,02 = 20,47 \text{ мм};$$

$$s_{\text{eff},3} = \left[ 1 + 0,5(20+5)/36 \right] \times 16,02 = 21,58 \text{ мм},$$

$$s_{\text{eff},n} = 1,5 \times 16,02 = 24,03 \text{ мм};$$

Согласно 5.5.3.4.3.6 СН РК EN 1993-1-3, случае, когда участок  $s_a$  стенки полностью эффективен ( $s_{\text{eff},1} + s_{\text{eff},2} = 16,02 + 20,47 = 36,46 > s_a = 23,09$  мм), значения эффективных ширин стенки без сжатых элементов жесткости принимаются по Формулам (5.35):

$$s_{\text{eff},1} = \frac{s_a}{2 + 0,5h_a/e_c} = \frac{23,09}{2 + 0,5 \times 20/36} = 10,14 \text{ мм},$$

$$s_{\text{eff},2} = s_a \frac{1 + 0,5h_a/e_c}{2 + 0,5h_a/e_c} = 23,09 \times \frac{1 + 0,5 \times 20/36}{2 + 0,5 \times 20/36} = 12,95 \text{ мм};$$

Согласно 5.5.3.4.3.6 СН РК EN 1993-1-3, случае, когда участок  $s_n$  стенки полностью эффективен ( $s_{\text{eff},3} + s_{\text{eff},n} = 21,58 + 24,03 = 45,61 > s_n = 12,70$  мм), значения эффективных ширин стенки без сжатых элементов жесткости принимаются по Формулам (5.36):

$$s_{\text{eff},3} = s_n \frac{1 + 0,5(h_a + h_{sa})/e_c}{2,5 + 0,5(h_a + h_{sa})/e_c} = 12,70 \times \frac{1 + 0,5(20+5)/36}{2,5 + 0,5(20+5)/36} = 6,0 \text{ мм},$$

$$s_{\text{eff},n} = \frac{1,5s_n}{2,5 + 0,5(h_a + h_{sa})/e_c} = \frac{1,5 \times 12,70}{2,5 + 0,5(20+5)/36} = 6,7 \text{ мм}.$$

$$I_s = 86,95 \text{ мм}^4;$$

$$A_{sa} = 0,7 \times (12,94 + 6,0 + 10) = 20,26 \text{ мм}^2.$$

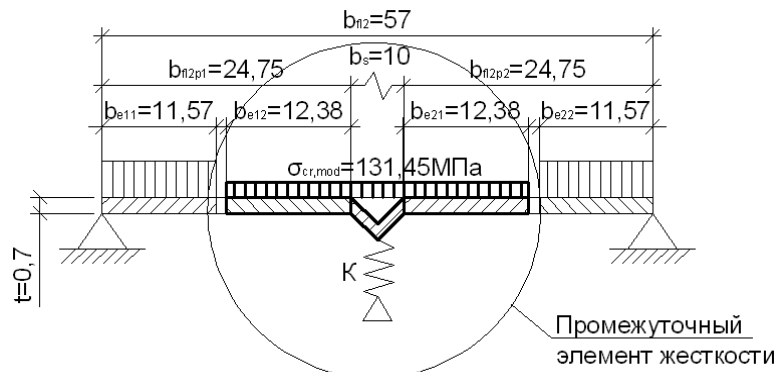
Тогда:

$$\sigma_{\text{cr},sa} = \frac{1,05 \times 1,0 \times 203000 \times \sqrt{86,95 \times 0,7^3 \times 66,16}}{20,26 \times 38,07 \times (66,16 - 38,07)} = 437,0 \text{ Н/мм}^2;$$

$$\sigma_{\text{cr},\text{mod}} = \frac{131,45}{\sqrt[4]{1 + \left[ 0,268 \times \frac{131,45}{437,0} \right]^4}} = 131,45;$$

Коэффициент снижения несущей способности вследствие потери устойчивости формы сечения промежуточных элементов жесткости  $\chi_{d,1}$  (согласно Рисунку 5.12d 5.5.3.3.11 СН РК EN 1993-1-3):

– относительная гибкость элемента жесткости, по Формуле (5.12d) 5.5.3.1.7 СН РК EN 1993-1-3:



**Рисунок 40 — Критическое напряжение потери устойчивости промежуточного элемента жесткости полки в упругой стадии после 1-й итерации.**

$$\bar{\lambda}_d = \sqrt{f_{yb} / \sigma_{cr,mod}} = \sqrt{350 / 131,45} = 1,632 ;$$

– понижающий коэффициент для промежуточных элементов жесткости полки определяется по Формулам (5.12a)-(5.12c) 5.5.3.1.7 СН РК EN 1993-1-3, в зависимости от относительной гибкости:

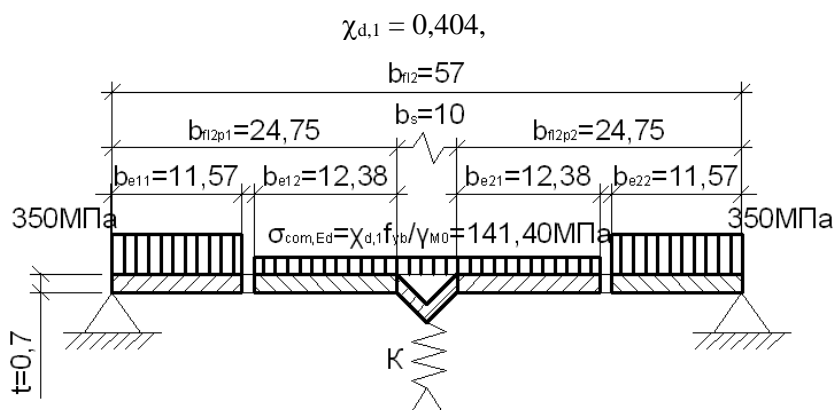
$$\chi_d = 1,0 \text{ при } \bar{\lambda}_d \leq 0,65 ;$$

$$\chi_d = 1,47 - 0,723\bar{\lambda}_d \text{ при } 0,65 < \bar{\lambda}_d < 1,38 ;$$

$$\chi_d = 0,66 / \bar{\lambda}_d \text{ при } \bar{\lambda}_d \geq 1,38 .$$

Так как  $\bar{\lambda}_d = 1,632 > 1,38$ ,  $\chi_{d,1} = 0,66 / 1,632 = 0,404$ .

– окончательные значения:



**Рисунок 41 — Эффективное сечение и напряжения в сжатой полке после завершения итерационного процесса.**

Далее, выполняется проверка сходимости коэффициентов  $\chi_d$  двух последних итераций. Согласно условию е) Рисунка 5.12 5.5.3.3 СН РК EN 1993-1-3, итерации продолжаются до тех пор, пока не выполняются следующие условия:  $\chi_{d,n} \approx \chi_{d,(n-1)}$ , но  $\chi_{d,n} \leq \chi_{d,(n-1)}$ :

$\chi_d = 0,404 = \chi_{d,1} = 0,404$  – условие выполняется, дальнейшие расчеты не нужны.

Коэффициенты, полученные в двух последних итерациях, не отличаются, потому дальнейшие итерации в данном примере не проводятся. Таким образом, значения, полученные в последней итерации, можно считать окончательными.

При определении эффективных геометрических характеристик профилированного листа учет влияния потери устойчивости формы сечения сжатых частей сечения производится уменьшением толщины эффективных участков сечения, входящих в состав промежуточных элементов жесткости (см. Рисунок 42).

В результате использования уточненного значения критического напряжения потери устойчивости, редуцированная толщина элемента жесткости будет одинаковой для стенок и полок. Уменьшенная вследствие учета потери устойчивости формы сечения толщина промежуточных элементов жесткости полки:

$$t_{red,sa} = \chi_d t = 0,404 \times 0,7 = 0,283 \text{ мм.}$$

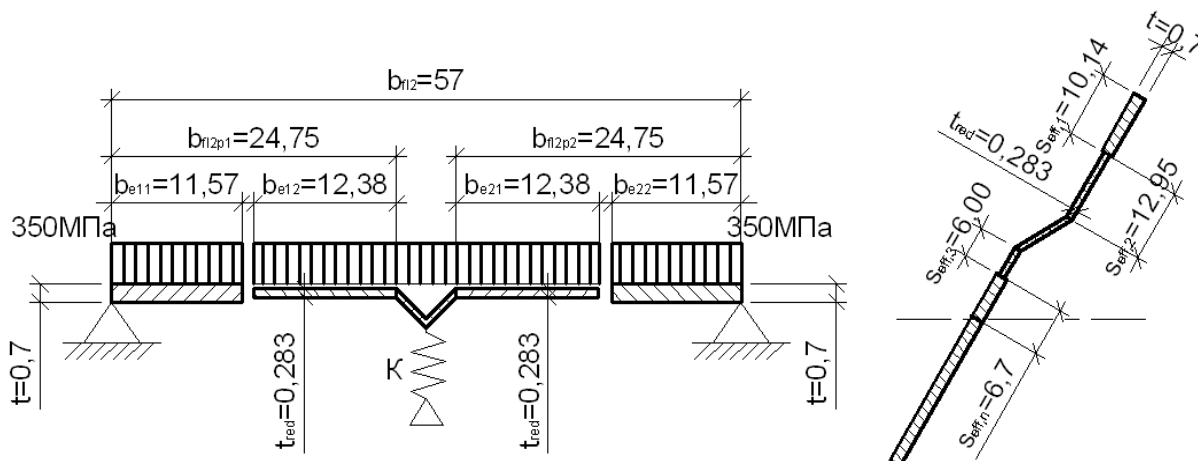


Рисунок 42 — Окончательное эффективное сечение и напряжения в сжатой полке и стенке.

10. Эффективные геометрические характеристики трапециевидного профилированного листа в положении «позитив»

- ширина расчетного участка:  $b = 264,8 \text{ мм}$ .
- эффективная площадь полного сечения расчетного участка:  $A_g = 172,4 \text{ мм}^2$ ;
- момент инерции эффективного сечения расчетного участка относительно главной горизонтальной оси у-у:  $I_{y,gr} = 89954 \text{ мм}^4$ ;
- момент инерции эффективного сечения расчетного участка относительно главной вертикальной оси z-z:  $I_{z,gr} = 1389732 \text{ мм}^4$ ;



Рисунок 43 — Эффективное сечение трапециевидного профилированного профиля в позиции «позитив».

- координата центра тяжести эффективного сечения расчетного участка по оси z-z:  $z_{gc,gr} = 27,31 \text{ мм}$ .
- момент сопротивления эффективного сечения расчетного участка относительно главной горизонтальной оси у-у:  $W_{y,gr} = 10476 \text{ мм}^3$ ;
- момент сопротивления эффективного сечения расчетного участка относительно главной вертикальной оси z-z:  $W_{z,gr} = 3253 \text{ мм}^3$ ;



## 6 ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПЕРВОЙ ГРУППЫ

### 6.1 Несущая способность поперечного сечения

#### 6.1.1 Общие положения

6.1.1.1 Вместо расчета на прочность по предельным состояниям при проектировании могут быть использованы результаты экспериментальных исследований.

ПРИМЕЧАНИЕ Проектирование, основанное на результатах экспериментальных исследований, предпочтительно для оценки несущей способности сечений с относительно высоким отношением  $b_p/t$  при неупругой работе материала, искривлениях стенки или учете влияния сдвига.

6.1.1.2 При выполнении расчетов влияние местной потери устойчивости элементов должно учитываться путем использования геометрических характеристик эффективного сечения, определяемого согласно указаниям 5.5.

6.1.1.3 Проверку элементов на устойчивость следует выполнять согласно указаниям 6.2.

6.1.1.4 Для элементов с поперечным сечением, предрасположенным к изменению начальной формы сечения, должна учитываться возможная потеря устойчивости сжатых и изгибаемых в боковом направлении полок, см. 5.5 и 10.1.

#### 6.1.2 Осевое растяжение

6.1.2.1 Расчетную несущую способность поперечного сечения по прочности при осевом растяжении  $N_{t,Rd}$  следует определять по формуле:

$$N_{t,Rd} = \frac{f_{ya} A_g}{\gamma_{M0}} \leq F_{n,Rd}, \quad (6.1)$$

где  $A_g$  — полная площадь поперечного сечения;

$F_{n,Rd}$  — несущая способность ослабленного сечения в местах установки соответствующего элемента крепления, см. 8.4;

$f_{ya}$  — среднее значение предела текучести, см. 3.2.3.

6.1.2.2 Расчетную несущую способность уголка, прикрепленного одной полкой, при осевом растяжении, или других типов сечения, прикрепленных с эксцентриситетом, следует определять в соответствии со следующими указаниями.

6.1.2.3 Соединительный уголок, показанный на Рисунке 6.1, прикрепляет уголкового элемента к фасонке или другой опорной части. Он должен быть рассчитан на усилие, в 1,2 раза превышающее усилие в выступающей полке уголкового элемента.

6.1.2.4 Крепежные детали, прикрепляющие соединительный уголок к полке уголкового элемента, следует рассчитывать на усилие, в 1,4 раза превышающее усилие в выступающей полке уголкового элемента.

6.1.2.5 Соединительные уголки, прикрепляющие швеллер или другой подобный элемент, следует рассчитывать на усилие, в 1,1 раза превышающее усилие в полках швеллера.

6.1.2.6 Крепежные детали, прикрепляющие соединительный уголок к швеллеру или другим подобным элементам, следует рассчитывать на усилие, в 1,2 раза превышающую усилие в полке швеллера, которую они крепят.

6.1.2.7 При креплении соединительного уголка к фасонке или другой опорной части следует предусматривать не менее двух болтов или заклепок.

6.1.2.8 Длина соединительного уголка должна быть не менее длины нахлестки прикрепляемого элемента с фасонкой или другой опорной частью.

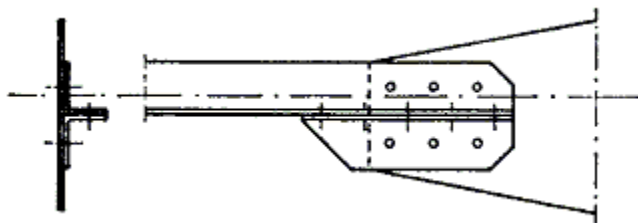


Рисунок 6.1 — Соединительные уголки

**ПРИМЕР 4 Определение несущей способности по прочности холодноформованного профиля  $\Omega$ -образного сечения при осевом растяжении**

Исходные данные: размеры сечения по внешнему обмеру, согласно Рисунка 1:

- полная высота:  $h_g = 70$  мм;
- полная ширина полки:  $b_g = 40$  мм;
- угол наклона стенок:  $\varphi_1 = \varphi_2 = 60^\circ$ ;
- полная ширина боковых отгибов:  $c_g = 15$  мм;
- внутренний радиусгиба:  $r = 4$  мм.

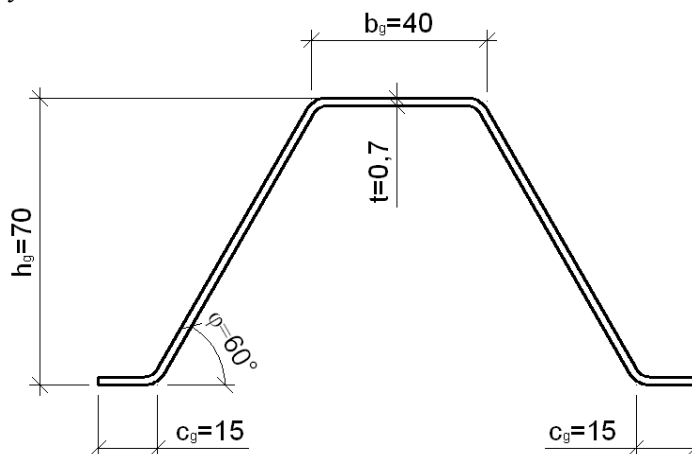


Рисунок 1 – Внешние размеры сечения профиля

Характеристики материала:

- номинальная толщина:  $t_{nom} = 0,7$  мм;
- расчетная толщина равна толщине стального ядра листа, профиль не имеет органических или цинковых покрытий:  $t = t_{cor} = 0,7$  мм (по Формуле (3.3а) 3.2.4.3 СН РК EN 1993-1-3);

- основной предел текучести:  $f_{yb} = 275 \text{ Н/мм}^2$ ;
- временное сопротивление:  $f_u = 430 \text{ Н/мм}^2$ ;
- способ изготовления профиля – холодное прокатывание;
- модуль упругости:  $E = 203000 \text{ Н/мм}^2$ ;
- коэффициент Пуассона:  $\nu = 0,3$ ;
- частный коэффициент безопасности  $\gamma_{M0} = 1,0$  (по 2.3 СН РК EN 1993-1-3).

1. Проверка соответствия геометрических пропорций условиям 5.2 СН РК EN 1993-1-3

Расчет по СН РК EN 1993-1-3 возможно проводить при выполнении условий Таблицы 5.1 5.2 СН РК EN 1993-1-3:

- $45^\circ \leq \varphi \leq 90^\circ$ :  $45^\circ < \varphi = 60^\circ < 90^\circ$  – условие выполняется;
- $b/t \leq 60$ :  $b_g/t = 40/0,7 = 57,1 < 60$  – условие выполняется;
- $c/t \leq 50$ :  $c_g/t = 15/0,7 = 24,4 < 50$  – условие выполняется;
- $h/t \leq 500 \sin \varphi$ :  $h_g/t = 70/0,7 = 100 < 500 \sin(\pi/3) = 433$  – условие выполняется;

Для обеспечения достаточной жесткости и предупреждения потери устойчивости самого краевого элемента жесткости, его размер должен соответствовать условию Формулы (5.2а) 5.2.2 СН РК EN 1993-1-3:

- $c_g/b_g = 15/40 = 0,38$ ;  $0,2 \leq 0,38 \leq 0,6$  – условие выполняется;

Также, при значениях внутреннего радиусагиба, превышающих  $0,04tE/f_y$ , несущая способность и жесткость элемента не может быть определена расчетом (по 5.1.6 СН РК EN 1993-1-3).

$$0,04tE/f_y = 0,04 \times 0,7 \times 203000 / 275 = 20,7 > r = 4 \text{ – условие выполняется.}$$

2. Геометрические характеристики сечения

Полная площадь сечения с учетом влияния закруглений углов:

$$A_g = 124,8 \text{ мм}^2.$$

3. Расчетная несущая способность сечения

Расчетную несущую способность поперечного сечения по прочности при осевом растяжении  $N_{t,Rd}$  следует определять по Формуле (6.1) СН РК EN 1993 1-3:

$$N_{t,Rd} = \frac{f_{ya} A_g}{\gamma_{M0}},$$

где  $f_{ya}$  – средний предел текучести,

$$f_{ya} = f_{yb} + (f_u - f_{yb}) \frac{knt^2}{A_g}, \text{ но } f_{ya} \leq \frac{f_u + f_{yb}}{2} = \frac{430 + 275}{2} = 352,5 \text{ Н/мм}^2,$$

где  $k = 7$  – коэффициент, зависящий от метода изготовления профиля ( $k = 7$  при прокатывании,  $k = 5$  при других способах)

$n = 4$  – количество гибов на  $90^\circ$  в поперечном сечении, радиусом, не превышающем  $5t$  (при этом, если уголгиба не равен  $90^\circ$ , то гиб учитывается как пропорциональная часть отгиба на  $90^\circ$ ).

$$f_{ya} = 275 + (430 - 275) \frac{7 \times 4 \times (60/90) \times 0,7^2}{124,8} = 286,4 \text{ Н/мм}^2 < 352,5 \text{ Н/мм}^2.$$

Расчетная несущая способность:

$$N_{t,Rd} = \frac{f_{ya} A_g}{\gamma_{M0}} = \frac{286,4 \times 124,8}{1,0} = 35743 \text{ Н} = 35,74 \text{ кН}.$$



### 6.1.3 Осевое сжатие

6.1.3.1 Расчетная несущая способность по прочности поперечного сечения при осевом сжатии  $N_{c,Rd}$  определяется следующим образом:

— если эффективная площадь  $A_{eff}$  меньше, чем полная площадь поперечного сечения  $A_g$  (сечение уменьшено вследствие потери местной устойчивости) и/или устойчивости формы сечения,

$$N_{c,Rd} = A_{eff} f_{yb} / \gamma_{M0}; \quad (6.2)$$

— если эффективная площадь  $A_{eff}$  равна полной площади  $A_g$  (когда исключена потеря местной устойчивости или устойчивости формы сечения),

$$N_{c,Rd} = A_g \cdot (f_{yb} + (f_{ya} - f_{yb}) \cdot 4 \cdot (1 - \bar{\lambda}_e / \bar{\lambda}_{e0})) / \gamma_{M0}, \text{ но не более чем } A_g f_{ya} / \gamma_{M0}, \quad (6.3)$$

где  $A_{eff}$  — эффективная площадь поперечного сечения, полученная согласно указаниям 5.5, принимая равномерное сжимающее напряжение равным  $f_{yb}$ ;

$f_{ya}$  — среднее значение предела текучести, см. 3.2.2;

$f_{yb}$  — значение основного предела текучести;

$\bar{\lambda}_{e\max}$  — условная гибкость элемента, которая соответствует наибольшему отношению  $\bar{\lambda}_e / \bar{\lambda}_{e0}$ .

Для плоских элементов  $\bar{\lambda}_e = \bar{\lambda}_p$  и  $\bar{\lambda}_{e0} = 0,673$ , см. 5.5.2.

Для элементов с элементами жесткости  $\bar{\lambda}_e = \bar{\lambda}_d$  и  $\bar{\lambda}_{e0} = 0,65$ , см. 5.5.3.

6.1.3.2 Внутреннее усилие в элементе следует принимать приложенным в центре тяжести полного поперечного сечения. Эта предпосылка приближенная, но может быть использована без последующего анализа. Последующий анализ может установить более реальное положение внутреннего усилия.

6.1.3.3 Расчетная несущая способность определена при действии осевой силы в центре тяжести эффективного поперечного сечения. Если он не совпадает с центром тяжести полного сечения, то должен быть учтен эксцентриситет  $e_N$  относительно центральной оси (Рисунок 6.2), определенный по методике, изложенной в 6.1.9. Если учет этого эксцентриситета приводит к более благоприятному результату при определении напряжений, то он может не учитываться, если расчет выполняется по пределу текучести и в сечении отсутствуют сжимающие напряжения.

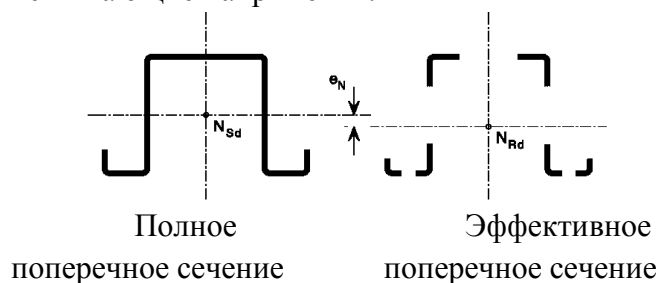
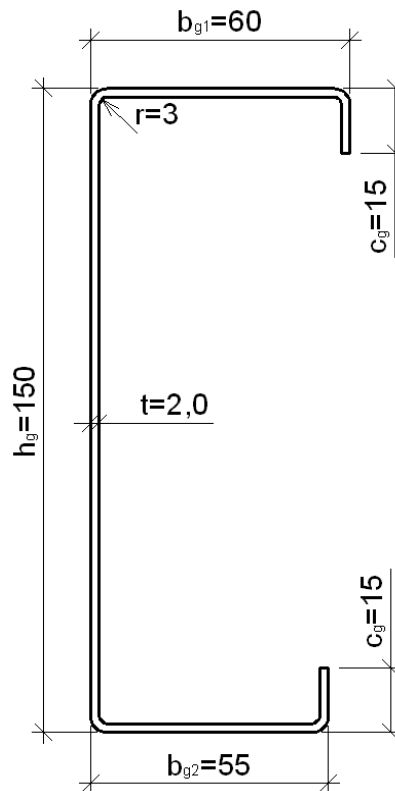


Рисунок 6.2 — Эффективное поперечное сечение при сжатии

**ПРИМЕР 5 Определение несущей способности по прочности холодноформованного профиля С-образного сечения при осевом сжатии**

Исходные данные: размеры сечения по внешнему обмеру, согласно Рисунка 1:

- полная высота:  $h_g = 150$  мм;
- полная ширина верхней полки:  $b_{g1} = 60$  мм;
- полная ширина нижней полки:  $b_{g2} = 55$  мм;
- полная ширина боковых отгибов:  $c_g = 15$  мм;
- внутренний радиусгиба:  $r = 5$  мм.



**Рисунок 1 – Внешние размеры сечения профиля**

Характеристики материала:

- номинальная толщина:  $t_{ном} = 2,0$  мм;
- расчетная толщина равна толщине стального ядра листа, профиль не имеет органических или цинковых покрытий:  $t = t_{cor} = 2,0$  мм (по Формуле (3.3а) 3.2.4.3 СН РК EN 1993-1-3);
- основной предел текучести:  $f_{yb} = 355$  Н/мм<sup>2</sup>;
- модуль упругости:  $E = 203000$  Н/мм<sup>2</sup>;
- коэффициент Пуассона:  $\nu = 0,3$ ;
- частные коэффициенты безопасности:

$$\gamma_{m0} = 1,0 \text{ (по 2.3 СН РК EN 1993-1-3);}$$

$$\gamma_G = 1,35 \text{ (по EN 1990) – для постоянных нагрузок;}$$

$$\gamma_Q = 1,50 \text{ (по EN 1990) – для временных нагрузок.}$$

Нагрузки:

- постоянная нагрузка – вес перекрытия:  $q_G = 2,0$  кН/м<sup>2</sup>;
- временная нагрузка:  $q_Q = 5,0$  кН/м<sup>2</sup>;
- шаг стоек:  $S = 1,2$  м;
- пролет балок перекрытия:  $L = 12$  м;

– сосредоточенная вертикальная нагрузка на стойку от веса вышерасположенных конструкций:  $Q = 30 \text{ кН}$ .

1. Проверка соответствия геометрических пропорций условиям 5.2 СН РК EN 1993-1-3

Расчет по СН РК EN 1993-1-3 возможно проводить при выполнении условий Таблицы 5.1

Раздела 5.2 СН РК EN 1993-1-3:

- $b/t \leq 60$ :  $b_{g1}/t = 60/2,0 = 30,0 < 60$  – условие выполняется;
- $c/t \leq 50$ :  $c_g/t = 15/2,0 = 7,5 < 50$  – условие выполняется;
- $h/t \leq 500$ :  $h_g/t = 150/2,0 = 75,0 < 500$  – условие выполняется.

Для обеспечения достаточной жесткости и предупреждения потери устойчивости самого краевого элемента жесткости, его размер должен соответствовать условию Формулы (5.2a) 5.2.2 СН РК EN 1993-1-3:

- $c_g/b_{g1} = 15/60 = 0,25$ ;  $0,2 \leq 0,25 \leq 0,6$  – условие выполняется;
- $c_g/b_{g2} = 15/55 = 0,27$ ;  $0,2 \leq 0,27 \leq 0,6$  – условие выполняется.

Также, при значениях внутреннего радиуса гiba, превышающих  $0,04tE/f_y$ , несущая способность и жесткость элемента не может быть определена расчетом (по 5.1.6 СН РК EN 1993-1-3).

$$0,04tE/f_y = 0,04 \times 2,0 \times 203000/355 = 45,7 > r = 5 \text{ – условие выполняется.}$$

2. Геометрические характеристики сечения

Полная площадь сечения:

$$A_g = 545,9 \text{ мм}^2.$$

Координаты центра тяжести нередуцированного сечения:

$$y_{gc,gr} = 15,57 \text{ мм};$$

$$z_{gc,gr} = 75,36 \text{ мм}.$$

Эффективная площадь сечения с учетом влияния потери местной устойчивости и/или устойчивости формы сечения:

$$A_{eff} = 381,9 \text{ мм}^2.$$

Координаты центра тяжести эффективного сечения:

$$y_{gc,eff} = 18,21 \text{ мм};$$

$$z_{gc,eff} = 75,22 \text{ мм}.$$

Эффективные моменты инерции сечения при изгибе относительно соответствующих осей:

$$W_{y,eff} = 23864 \text{ мм};$$

$$W_{z,eff} = 4710 \text{ мм}.$$

Согласно 6.1.3.2 СН РК EN 1993-1-3, при определении эффективных геометрических характеристик сжатых элементов усилия приняты приложенными в центре тяжести полного сечения.

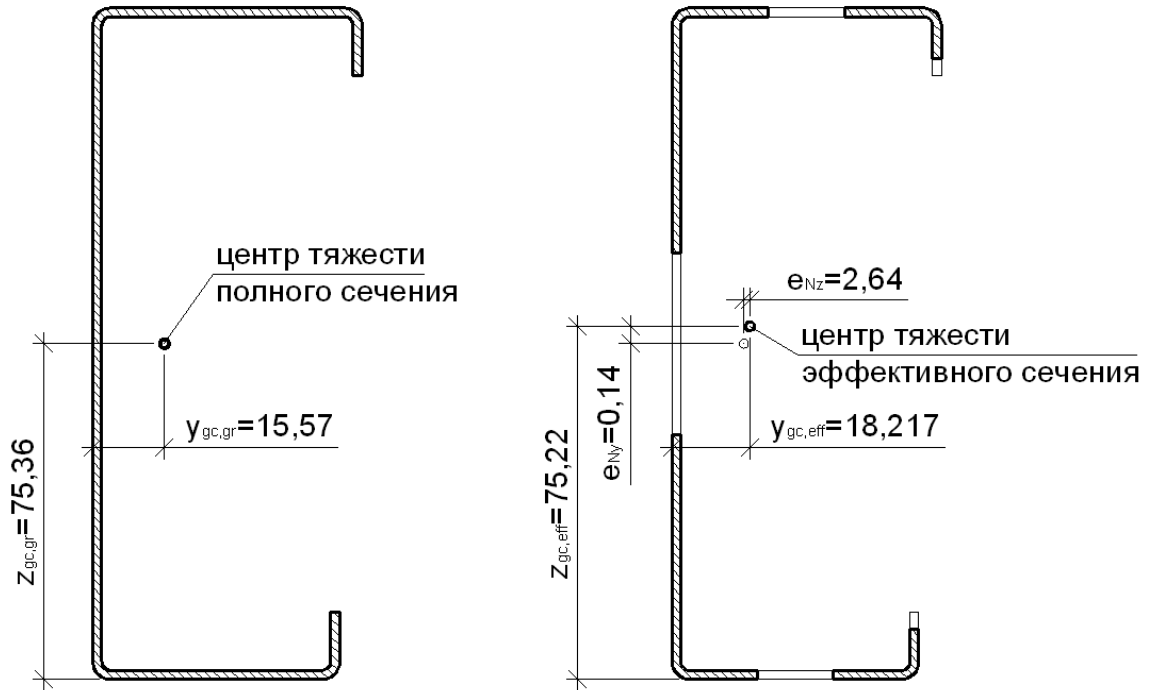
3. Расчетная несущая способность сечения

Расчетная несущая способность по прочности поперечного сечения при осевом сжатии  $N_{c,Rd}$  при эффективной площади  $A_{eff} = 381,9 \text{ мм}^2 < A_g = 545,9 \text{ мм}^2$ , определяется по Формуле (6.2) СН РК EN 1993-1-3:

$$N_{c,Rd} = \frac{f_{yb} A_{eff}}{\gamma_{M0}} = \frac{355 \times 381,9}{1,0} = 135569,1 \text{ Н} = 135,6 \text{ кН}.$$

Так как центры тяжести эффективного и полного поперечных сечений не совпадают, то, согласно 6.1.3.3 СН РК EN 1993-1-3, должен быть учтен эксцентриситет приложения сжимающих

усилий  $e_N$ . Учет данного влияния проводится согласно 6.1.9 СН РК EN 1993-1-3, то есть элемент рассчитывается как сжато-изгибаемый в двух плоскостях. При этом, если расчет производится с целью выяснения максимальной несущей способности профиля (а не, например, выполняется проверка прочности сечения при действии определенных существующих усилий) при максимальных напряжениях, эквивалентных границе текучести, то позитивное влияние эксцентриситета приложения усилий на несущую способность сечений не должно учитываться.



**Рисунок 2 – Эксцентриситеты приложения осевой нагрузки, возникающие вследствие смещения центра тяжести сечения**

Согласно Формуле (6.25) СН РК EN 1993-1-3, в таких случаях должно выполняться условие:

$$\frac{N_{c,Ed}}{N_{c,Rd}} + \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd}} + \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd}} \leq 1,$$

где  $N_{c,Ed}$  – расчетное осевое сжимающее усилие;

$$N_{c,Ed} = (\gamma_G q_G + \gamma_Q q_Q) SL / 2 + Q = (1,35 \times 2,0 + 1,50 \times 5,0) \times 1,2 \times 12 / 2 + 30 = 103440 \text{ Н};$$

$M_{y,Ed} = 0$ ,  $M_{z,Ed} = 0$  – расчетные изгибающие моменты относительно соответствующей оси от действия внешних усилий;

$\Delta M_{y,Ed}$ ,  $\Delta M_{z,Ed}$  – расчетные изгибающие моменты относительно соответствующей оси, возникающие в результате эксцентриситета приложения осевых сжимающих усилий;

$$\Delta M_{y,Ed} = N_{c,Ed} e_{Ny},$$

$$\Delta M_{z,Ed} = N_{c,Ed} e_{Nz},$$

где  $e_{Ny}$  – смещение центральной оси у-у в результате учета влияния потери местной устойчивости и/или устойчивости формы сечения;

$$e_{Ny} = |z_{gc,gr} - z_{gc,eff}| = |75,36 - 75,22| = 0,14 \text{ мм};$$

$e_{Nz}$  — смещение центральной оси z-z в результате учета влияния потери местной устойчивости и/или устойчивости формы сечения;

$$e_{Nz} = |y_{gc,gr} - y_{gc,eff}| = |15,57 - 18,21| = 2,64 \text{ мм};$$

$$\Delta M_{y,Ed} = 135569 \times 0,14 = 18980 \text{ Нмм},$$

$$\Delta M_{z,Ed} = 135569 \times 2,64 = 357902 \text{ Нмм},$$

$M_{cy,Ed}$ ,  $M_{cz,Ed}$  — расчетные сопротивления сечения изгибу (несущая способность на изгиб) относительно соответствующей оси;

$$M_{cy,Ed} = W_{y,eff} f_{yb} / \gamma_{M0} = 23864 \times 355 / 1,0 = 8471720 \text{ Нмм};$$

$$M_{cz,Ed} = W_{z,eff} f_{yb} / \gamma_{M0} = 4710 \times 355 / 1,0 = 1672050 \text{ Нмм}.$$

Таким образом,

$$N_{c,Ed} = 103440 \text{ Н} < N_{t,Rd} = 135569 \text{ Н};$$

$$\frac{103440}{135569} + \frac{0 + 18980}{8471720} + \frac{0 + 357902}{1672050} = 0,979 < 1.$$

Условие (6.25) выполняется, следовательно, прочность элемента обеспечена.

Таким образом, значение расчетной несущей способности сжатого сечения, определенное по Формуле (6.2) СН РК EN 1993-1-3, не является окончательным. Для проверки прочности элемента необходимо проводить расчет по Формуле (6.25) СН РК EN 1993-1-3, с использованием реальных значений усилий.

## 6.1.4 Изгиб

### 6.1.4.1 Несущая способность сечения при упругой и упруго-пластической работе сжатой полки

6.1.4.1.1 Расчетная несущая способность поперечного сечения при изгибе относительно одной из главных осей  $M_{c,Rd}$  определяется следующим образом (см. Рисунок 6.3):

— если момент сопротивления эффективного сечения  $W_{eff}$  меньше, чем момент сопротивления полного упругого сечения  $W_{el}$ ,

$$M_{c,Rd} = W_{eff} f_{yb} / \gamma_{M0}; \quad (6.4)$$

— если момент сопротивления эффективного сечения  $W_{eff}$  равен моменту сопротивления полного упругого сечения  $W_{el}$ ,

$$M_{c,Rd} = f_{yb} \cdot (W_{el} + (W_{pl} - W_{el}) \cdot 4 \cdot (1 - \bar{\lambda}_{e,max} / \bar{\lambda}_{e0})) / \gamma_{M0}, \text{ но не более чем } W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}, \quad (6.5)$$

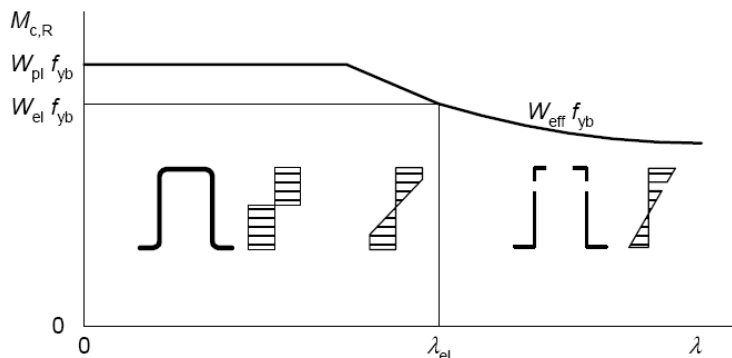
где  $\bar{\lambda}_{e,max}$  — условная гибкость элемента, соответствующая наибольшему значению отношения  $\bar{\lambda}_e / \bar{\lambda}_{e0}$ .

Для плоских элементов, опертых по двум сторонам,  $\bar{\lambda}_e = \bar{\lambda}_p$  и  $\lambda_{el} = 0,5 + \sqrt{0,25 - 0,055 \cdot (3 + \psi)}$ , где  $\psi$  — соотношение напряжений, см. 5.5.2.

Для плоских элементов, опертых по одной стороне (свес),  $\bar{\lambda}_e = \bar{\lambda}_p$  и  $\bar{\lambda}_{e0} = 0,673$ , см. 5.5.2.

Для элементов с элементами жесткости  $\bar{\lambda}_e = \bar{\lambda}_d$  и  $\bar{\lambda}_{e0} = 0,65$ , см. 5.5.3.

Зависимость несущей способности при изгибе от условной гибкости элемента приведена на Рисунке 6.3.



**Рисунок 6.3 — Зависимость предельного изгибающего момента от условной гибкости**

6.1.4.1.2 Формула (6.5) применима при соблюдении следующих условий:

- а) изгибающий момент действует только относительно одной из главных осей поперечного сечения;
- б) элемент не подвержен кручению или крутильной, изгибно-крутильной формам потери устойчивости, или потери устойчивости плоской формы изгиба, или потери устойчивости формы сечения;
- с) угол  $\phi$  между стенкой (см. Рисунок 6.6) и полкой более  $60^\circ$ .

6.1.4.1.3 Если условия п.6.1.4.1.2 удовлетворяются не полностью, то для определения предельного расчетного изгибающего момента для поперечного сечения может быть использована следующая формула:

$$M_{c,Rd} = W_{el} f_{yb} / \gamma_{M0}, \quad (6.6)$$

где  $M_{c,Rd}$  — предельный момент, воспринимаемый поперечным сечением.

6.1.4.1.4 Эффективный момент сопротивления  $W_{eff}$  должен определяться на основе эффективного поперечного сечения, испытывающего изгиб только относительно главной оси, при максимальном напряжении  $\sigma_{\max,Ed}$ , равном  $f_{yb}/\gamma_{M0}$ , допуская при этом, что влияние потери местной устойчивости и устойчивости формы сечения учтено согласно 5.5. Если рассматривается эффект от сдвигового запаздывания, должно быть сделано допущение, касающееся учета этого эффекта.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Эффект сдвигового запаздывания — неравномерное распределение напряжений по поперечному сечению стержня. Данный эффект также возникает при отсутствии закрепления некоторых частей поперечного сечения стержня, например, при креплении уголкового профиля к фасонке одной полкой.

6.1.4.1.5 Отношение  $\psi = \sigma_2/\sigma_1$ , используемое для определения эффективных участков стенки, может быть получено с использованием сечения, состоящего из эффективной площади сжатой полки и полной площади стенки (см. Рисунок 6.4).

6.1.4.1.6 При начальном развитии текучести в сжатом волокне поперечного сечения, кроме учета требований 6.1.4.2, значение  $W_{eff}$  следует определять с учетом линейного распределения напряжений в поперечном сечении.

6.1.4.1.7 При изгибе относительно двух осей используется следующий критерий:

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd}} + \frac{M_{z,Rd}}{M_{cz,Rd}} \leq 1, \quad (6.7)$$

где  $M_{y,Ed}$  — изгибающий момент, действующий относительно оси у-у;

$M_{z,Ed}$  — изгибающий момент, действующий относительно оси z-z;

$M_{cy,Rd}$  — предельный момент, воспринимаемый поперечным сечением, относительно оси у-у;

$M_{cz,Rd}$  — предельный момент, воспринимаемый поперечным сечением, относительно оси z-z.

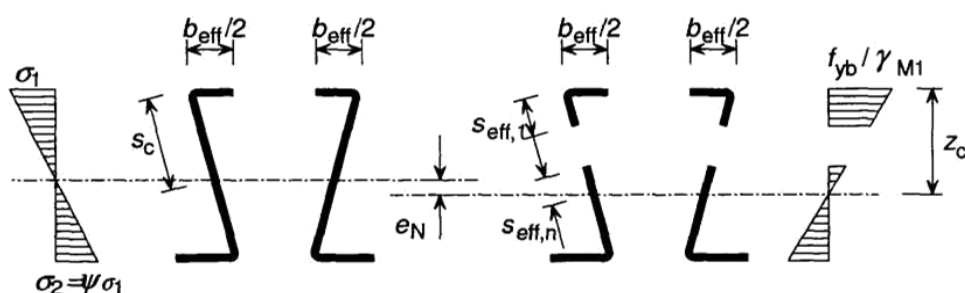


Рисунок 6.4 — Эффективное поперечное сечение для определения предельного изгибающего момента

6.1.4.1.8 Если при выполнении статического расчета принято допущение о перераспределении изгибающих моментов, то оно должно быть подтверждено результатами испытаний в соответствии с Разделом 9, при выполнении условий согласно 7.2.

**6.1.4.2 Несущая способность сечения при упругой и упруго-пластической работе только растянутой полки**

6.1.4.2.1 Если изгибающий момент действует только относительно одной главной оси поперечного сечения и текучесть появляется сначала в крайнем растянутом волокне, то пластическая работа растянутой зоны может быть учтена без ограничений деформаций до тех пор, пока максимальное сжимающее напряжение  $\sigma_{com,Ed}$  не достигнет  $f_{yb}/\gamma_{M0}$ . В настоящем разделе рассматривается только изгиб. Для случая совместного действия осевой нагрузки и изгиба должны быть использованы рекомендации согласно 6.1.8 или 6.1.9.

6.1.4.2.2 В этом случае эффективный момент сопротивления  $W_{pp,eff}$  сечения при ограниченных пластических деформациях определяется на основе билинейного распределения напряжений в растянутой зоне, но линейного — в сжатой.

6.1.4.2.3 При отсутствии более точного расчета, эффективная ширина  $b_{eff}$  элемента под действием напряжений разного знака определяется по 5.5.2 на основе  $b_c$  при билинейном распределении напряжений (см. Рисунок 6.5), принимая при этом  $\psi = -1$ .

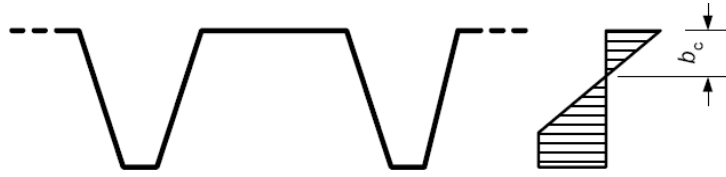


Рисунок 6.5 — Величина  $b_c$  для определения эффективной ширины

6.1.4.2.4 Выполнение статического расчета с учетом перераспределения изгибающих моментов должно быть подтверждено результатами испытаний в соответствии с Разделом 9 при условии выполнения условий согласно 7.2.

#### 6.1.4.3 Влияние сдвигового запаздывания

6.1.4.3.1 При расчете по предельным состояниям влияние сдвигового запаздывания должно учитываться следующим образом:

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

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Применяемый метод может быть установлен в Национальном Приложении. Если в СН РК EN 1993-2 – СН РК EN 1993-6 не установлено иное, то рекомендуется применять метод, указанный в Примечании 3.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Одновременное действие потери устойчивости пластины и сдвигового запаздывания допускается рассчитывать с учетом эффективной площади сечения  $A_{eff}$  по формуле, согласно СН РК EN 1993-1-5:

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

где  $A_{c,eff}$  — эффективная<sup>р</sup> площадь поперечного сечения сжатого пояса при потере устойчивости пластины от действия нормальных напряжений (см. 4.4 и 4.5 СН РК EN 1993-1-5);

$\beta_{ult}$  — понижающий коэффициент эффективной<sup>с</sup> ширины для учета сдвигового запаздывания в предельном состоянии при определении несущей способности,  $\beta_{ult}$  допускается принимать равным  $\beta$  согласно Таблице 3.1 СН РК EN 1993-1-5, с заменой  $\alpha_0$  на  $\alpha_0^*$  по формуле:

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

здесь  $t_f$  — толщина пояса.

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

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

где  $\beta$  и  $k$  принимаются согласно Таблице 3.1 СН РК EN 1993-1-5.



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

### 6.1.5 Сдвиг

6.1.5.1 Несущая способность поперечного сечения на сдвиг  $V_{b,Rd}$  определяется по формуле:

$$V_{b,Rd} = \frac{\frac{h_w}{\sin \phi} \cdot t f_{bv}}{\gamma_{M0}}, \quad (6.8)$$

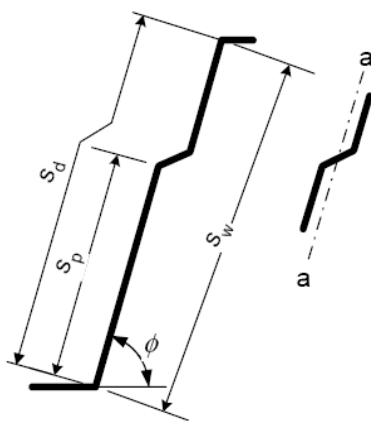
где  $f_{bv}$  — критическое напряжение при сдвиге, учитывающее потерю устойчивости стенки, приведенное в Таблице 6.1;

$h_w$  — высота стенки между срединными плоскостями полок (см. Рисунок 5.1с);

$\phi$  — угол наклона стенки относительно полок (см. Рисунок 6.6).

**Таблица 6.1 — Критическое напряжение  $f_{bv}$  при сдвиге**

Условная гибкость стенки	Стенка без элемента жесткости на опоре	Стенка с элементом жесткости на опоре *
$\bar{\lambda}_w \leq 0,83$	$0,58 f_{yb}$	$0,58 f_{yb}$
$0,83 < \bar{\lambda}_w < 1,40$	$0,48 f_{yb} / \bar{\lambda}$	$0,48 f_{yb} / \bar{\lambda}$
$\bar{\lambda}_w \geq 1,40$	$0,67 f_{yb} / \bar{\lambda}_w^2$	$0,48 f_{yb} / \bar{\lambda}$
* Элементы жесткости на опоре, такие как ребра жесткости, установленные для предотвращения искривлений стенки и рассчитанные на восприятие опорной реакции.		



**Рисунок 6.6 — Стенка с продольным элементом жесткости**

6.1.5.2 Условная гибкость стенки должна определяться следующим образом:

— для стенок без продольных элементов жесткости

$$\bar{\lambda}_w = 0,346 \cdot \frac{S_w}{t} \cdot \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}}, \quad (6.10a)$$

— для стенок с продольными элементами жесткости (см. Рисунок 6.6)

$$\bar{\lambda}_w = 0,346 \cdot \frac{s_d}{t} \cdot \sqrt{\frac{5,34}{k_t} \cdot \frac{f_{yb}}{E}}, \text{ но } \bar{\lambda}_w \geq 0,346 \cdot \frac{s_p}{t} \cdot \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}}, \quad (6.10b)$$

$$\text{где } k_t = 5,34 + \frac{2,10}{t} \cdot \left( \frac{\sum I_s}{s_d} \right)^{1/3};$$

$I_s$  — момент инерции сечения отдельного продольного элемента жесткости, определенный по 5.5.3.4.3.7, относительно оси  $a-a$ , как показано на Рисунке 6.6;

$s_d$  — общая наклонная высота стенки, как показано на Рисунке 6.6;

$s_p$  — наклонная высота наибольшего плоского участка стенки (см. Рисунок 6.6);

$s_w$  — наклонная высота стенки, показанная на Рисунке 6.6, между средними точками углов (см. Рисунок 5.1с).

### 6.1.6 Кручение

6.1.6.1 Если нагрузки приложены с эксцентриситетом относительно центра сдвига поперечного сечения, то должно учитываться влияние кручения.

6.1.6.2 При определении влияния крутящего момента положение центральной оси, центра изгиба и введенного центра вращения принимается полное поперечное сечение.

6.1.6.3 Нормальные напряжения от осевой силы  $N_{Ed}$  и изгибающих моментов  $M_{y,Ed}$  и  $M_{z,Ed}$  должны определяться с использованием соответствующих эффективных поперечных сечений, рассмотренных в 6.1.2 – 6.1.4. Касательные напряжения от поперечных сил, касательные напряжения от свободного кручения (по Сен-Венану), нормальные и касательные напряжения от деформации определяются с использованием геометрических характеристик полного сечения.

6.1.6.4 В поперечных сечениях, подверженных кручению, должны быть выполнены следующие условия (при использовании в данном случае среднего значения предела текучести, см. 3.2.2):

$$\sigma_{tot,Ed} \leq f_{ya} / \gamma_{M0}, \quad (6.11a)$$

$$\tau_{tot,Ed} \leq \frac{f_{ya} / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}, \quad (6.11b)$$

$$\sqrt{\sigma_{tot,Ed}^2 + 3\tau_{tot,Ed}^2} \leq 1,1 \frac{f_{ya}}{\gamma_{M0}}, \quad (6.11c)$$

где  $\sigma_{tot,Ed}$  — расчетное суммарное нормальное напряжение, рассчитанное для соответствующего рассматриваемого эффективного поперечного сечения;

$\tau_{tot,Ed}$  — расчетное суммарное касательное напряжение, рассчитанное для полного поперечного сечения.

6.1.6.5 Суммарное нормальное напряжение  $\sigma_{tot,Ed}$  и суммарное касательное напряжение  $\tau_{tot,Ed}$  определяется по формулам:

$$\sigma_{tot,Ed} = \sigma_{N,Ed} + \sigma_{M_y,Ed} + \sigma_{M_z,Ed} + \sigma_{w,Ed}, \quad (6.12a)$$

$$\tau_{tot,Ed} = \tau_{V_y,Ed} + \tau_{V_z,Ed} + \tau_{t,Ed} + \tau_{w,Ed}, \quad (6.12b)$$

где  $\sigma_{My,Ed}$  — нормальное напряжение от изгибающего момента  $M_{y,Ed}$  (определяется для эффективного поперечного сечения);

$\sigma_{Mz,Ed}$  — нормальное напряжение от изгибающего момента  $M_{z,Ed}$  (определяется для эффективного поперечного сечения);

$\sigma_{N,Ed}$  — нормальное напряжение от осевой силы  $N_{Ed}$  (определяется для эффективного поперечного сечения);

$\sigma_{w,Ed}$  — нормальные напряжения от деформации (определяется для полного поперечного сечения);

$\tau_{Vy,Ed}$  — сдвигающее напряжение от поперечной силы  $V_{y,Ed}$  (определяется для полного поперечного сечения);

$\tau_{Vz,Ed}$  — сдвигающее напряжение от поперечной силы  $V_{z,Ed}$  (определяется для полного поперечного сечения);

$\tau_{t,Ed}$  — касательное напряжение от свободного кручения (по Сен-Венану) (определяется для полного поперечного сечения);

$\tau_{w,Ed}$  — касательное напряжение от деформации (определяется для полного поперечного сечения).

## 6.1.7 Местные поперечные силы

### 6.1.7.1 Общие положения

6.1.7.1.1Р Для исключения смятия, искривления и потери устойчивости стенки при действии опорной реакции или другой местной поперечной силы, приложенной к полке, значение поперечной силы  $F_{Ed}$  должно удовлетворять условию

$$F_{Ed} \leq R_{w,Rd}, \quad (6.13)$$

где  $R_{w,Rd}$  — несущая способность стенки при местном поперечном воздействии.

2. Несущая способность стенки при местном поперечном воздействии определяется следующим образом:

а) для стенки без элементов жесткости:

— для поперечного сечения с одной стенкой — по 6.1.7.2;

— для любого другого случая, включая профилированные листы — по 6.1.7.3;

б) для стенки с элементами жесткости — по 6.1.7.4.

6.1.7.1.3 Если местная нагрузка или опорная реакция передается через ребро жесткости, установленное для предотвращения искривления стенки и рассчитанное на восприятие местной поперечной силы, то местную прочность стенки на поперечную силу не требуется проверять.

6.1.7.1.4 В балках двутаврового сечения, состоящего из двух швеллеров, или подобного сечения, состоящего из двух элементов с соединенными стенками, элементы крепления стенок должны быть расположены как можно ближе к полкам балки.

### 6.1.7.2 Поперечные сечения с одной стенкой без элементов жесткости

6.1.7.2.1 Для поперечного сечения с одной стенкой без элементов жесткости (см. Рисунок 6.7) несущая способность стенки при местном поперечном воздействии может быть определена в соответствии с указаниями 6.1.7.2.2, если поперечное сечение отвечает следующим критериям:

$$h_w / t \leq 200, \quad (6.14a)$$

$$r / t \leq 6, \quad (6.14b)$$

$$45^\circ \leq \phi \leq 90^\circ, \quad (6.14c)$$

где  $h_w$  — высота стенки между срединными плоскостями полков;

$r$  — внутренний радиус углов;

$\phi$  — угол наклона стенки относительно полков (в градусах).

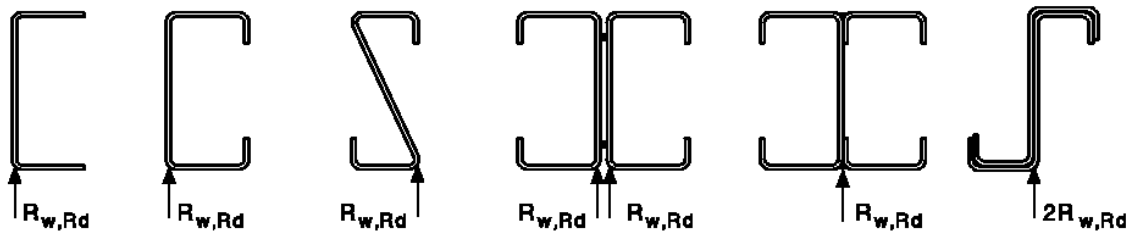


Рисунок 6.7 — Примеры профилей с одной стенкой

6.1.7.2.2 Для поперечных сечений, удовлетворяющих критериям 6.1.7.2.1, несущая способность стенки при местном поперечном воздействии  $R_{w,Rd}$  определяется по формулам, приведенным на Рисунке 6.8.

6.1.7.2.3 Значения коэффициентов  $k_1 - k_5$  определяются следующим образом:

$$k_1 = 1,33 - 0,33k;$$

$$k_2 = 1,15 - 0,15r/t, \quad \text{но } 0,50 \leq k_2 \leq 1,0;$$

$$k_3 = 0,7 + 0,3(\phi/90)^\circ;$$

$$k_4 = 1,22 - 0,22k;$$

$$k_5 = 1,06 - 0,06r/t, \quad \text{но } k_5 \leq 1,0,$$

где  $k = f_{yb} / 228$  ( $f_{yb}$  — в Н/мм<sup>2</sup>).

6.1.7.2.4 Если поворот стенки исключается за счет соответствующего закрепления или вследствие геометрии сечения (например, в двутавровых балках, см. четвертый и пятый профили на Рисунке 6.7), то несущая способность стенки при местном поперечном воздействии  $R_{w,Rd}$  может быть определена следующим образом:

а) для одиночной силы или опорной реакции:

і)  $c < 1,5h_w$  (на свободном конце или около него)

для сечений с полками с элементами жесткости и без них

$$R_{w,Rd} = \frac{k_7 \cdot \left[ 8,8 + 1,1 \cdot \sqrt{\frac{s_s}{t}} \right] \cdot t^2 f_{yb}}{\gamma_{M1}}; \quad (6.16a)$$

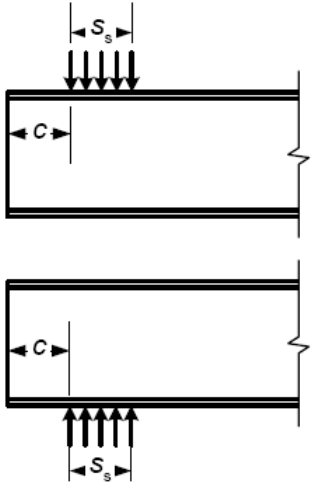
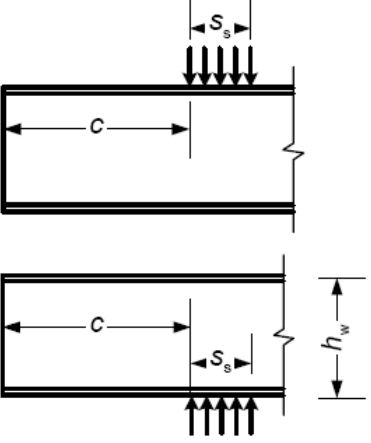
	<p>а) Для одиночной местной нагрузки или опорной реакции</p> <p>i) <math>c \leq 1,5 h_w</math> — от свободного края</p> <p>— для профилей с полками с элементами жесткости</p> $R_{w,Rd} = \frac{k_1 k_2 k_3 \cdot \left[ 9,04 - \frac{h_w/t}{60} \right] \cdot \left[ 1 + 0,01 \frac{s_s}{t} \right] \cdot t^2 f_{yb}}{\gamma_{M1}} \quad (6.15a)$ <p>— для профилей с полками без элементов жесткости:</p> <p>если <math>s_s/t \leq 60</math></p> $R_{w,Rd} = \frac{k_1 k_2 k_3 \cdot \left[ 5,92 - \frac{h_w/t}{132} \right] \cdot \left[ 1 + 0,01 \frac{s_s}{t} \right] \cdot t^2 f_{yb}}{\gamma_{M1}} \quad (6.15b)$ <p>если <math>s_s/t &gt; 60</math></p> $R_{w,Rd} = \frac{k_1 k_2 k_3 \cdot \left[ 5,92 - \frac{h_w/t}{132} \right] \cdot \left[ 0,71 + 0,015 \frac{s_s}{t} \right] \cdot t^2 f_{yb}}{\gamma_{M1}} \quad (6.15c)$
	<p>ii) <math>c &gt; 1,5 h_w</math> от свободного края</p> <p>если <math>s_s/t \leq 60</math></p> $R_{w,Rd} = \frac{k_3 k_4 k_5 \cdot \left[ 14,7 - \frac{h_w/t}{49,5} \right] \cdot \left[ 1 + 0,007 \frac{s_s}{t} \right] \cdot t^2 f_{yb}}{\gamma_{M1}} \quad (6.15d)$ <p>если <math>s_s/t &gt; 60</math></p> $R_{w,Rd} = \frac{k_3 k_4 k_5 \cdot \left[ 14,7 - \frac{h_w/t}{49,5} \right] \cdot \left[ 0,75 + 0,011 \frac{s_s}{t} \right] \cdot t^2 f_{yb}}{\gamma_{M1}} \quad (6.15e)$

Рисунок 6.8а — Местные нагрузки и опорные реакции — поперечные сечения с одной стенкой

ii)  $c > 1,5 h_w$  (далеко от свободного конца):

для сечений с полками с элементами жесткости и без них

$$R_{w,Rd} = \frac{k_5^* k_6 \cdot \left[ 13,2 + 2,87 \cdot \sqrt{\frac{s_s}{t}} \right] \cdot t^2 f_{yb}}{\gamma_{M1}}; \quad (6.16b)$$

b) для противодействующих нагрузок или реакций:

i)  $c < 1,5 h_w$  (на свободном конце или около него):

для сечений с полками с элементами жесткости и без них

$$R_{w,Rd} = \frac{k_{10}k_{11} \cdot \left[ 8,8 + 1,1 \cdot \sqrt{\frac{s_s}{t}} \right] \cdot t^2 f_{yb}}{\gamma_{M1}}; \quad (6.16c)$$

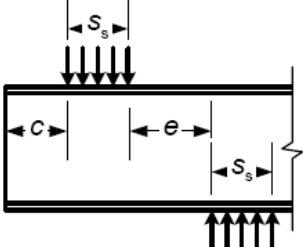
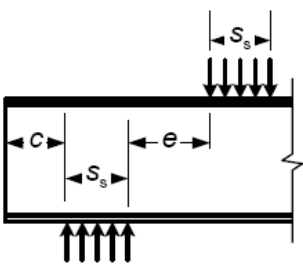
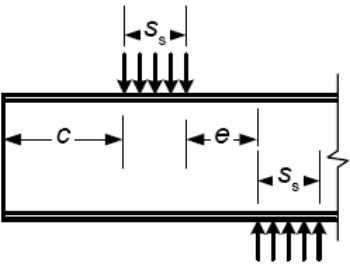
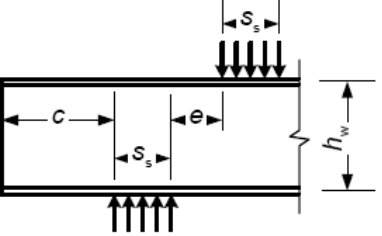
 	<p>б) Для двух противодействующих местных поперечных сил, расположенных между собой ближе, чем <math>1,5h_w</math>:</p> <p>i) <math>c \leq 1,5h_w</math> — от свободного края:</p> $R_{w,Rd} = \frac{k_1 k_2 k_3 \cdot \left[ 6,66 - \frac{h_w/t}{64} \right] \cdot \left[ 1 + 0,01 \frac{s_s}{t} \right] \cdot t^2 f_{yb}}{\gamma_{M1}} \quad (6.15f)$
 	<p>ii) <math>c &gt; 1,5h_w</math> от свободного края:</p> $R_{w,Rd} = \frac{k_3 k_4 k_5 \cdot \left[ 21,0 - \frac{h_w/t}{16,3} \right] \cdot \left[ 1 + 0,0013 \cdot \frac{s_s}{t} \right] \cdot t^2 f_{yb}}{\gamma_{M1}} \quad (6.15g)$

Рисунок 6.8b — Местные нагрузки и опорные реакции — поперечные сечения с одной стенкой

ii)  $c > 1,5 h_w$  (нагрузки или реакции далеко от свободного края)  
для сечений с полками с элементами жесткости и без них

$$R_{w,Rd} = \frac{k_8 k_9 \cdot \left[ 13,2 + 2,87 \cdot \sqrt{\frac{s_s}{t}} \right] \cdot t^2 f_{yb}}{\gamma_{M1}}, \quad (6.16d)$$

где значения коэффициентов  $k_5^* - k_{11}$  должны определяться следующим образом:

$$k_5^* = 1,49 - 0,53k, \text{ но } k_5^* \geq 0,6;$$

$$k_6 = 0,88 - 0,12t/1,9;$$

$$k_7 = 1 + s_s/t/750 \text{ при } s_s/t < 150; \quad k_7 = 1,20 \text{ при } s_s/t > 150;$$

$$k_8 = 1/k \text{ при } s_s/t < 66,5; \quad k_8 = (1,10 - s_s/t/665)/k \text{ при } s_s/t > 66,5;$$

$$k_9 = 0,82 + 0,15t/1,9;$$

$$k_{10} = (0,98 - s_s/t/865)/k;$$

$$k_{11} = 0,64 + 0,31t/1,9;$$

здесь  $k = f_{yb}/228$  ( $f_{yb}$  — в Н/мм<sup>2</sup>);

$s_s$  — номинальная длина нагружаемого участка.

В случае двух равных и противоположно направленных местных поперечных нагрузок, распределенных на неодинаковой длине, принимается меньшее значение  $s_s$ .

### 6.1.7.3 Поперечные сечения с двумя и более стенками без элементов жесткости

6.1.7.3.1 В поперечных сечениях с двумя и более стенками, включая профилированные листы (см. Рисунок 6.9), несущая способность стенки без элементов жесткости при местном поперечном воздействии должна определяться по указаниям 6.1.7.3.2, при следующих условиях:

— если расстояние  $s$  от нагруженного участка до свободного края (см. Рисунок 6.10) не менее 40 мм;

— если поперечное сечение удовлетворяет следующим критериям:

$$r/t \leq 10, \quad (6.17a)$$

$$h_w/t \leq 200 \sin \phi, \quad (6.17b)$$

$$45^\circ \leq \phi \leq 90^\circ, \quad (6.17c)$$

где  $h_w$  — высота стенки между срединными плоскостями полок;

$r$  — внутренний радиус углов;

$\phi$  — угол наклона стенки относительно полок (в градусах).

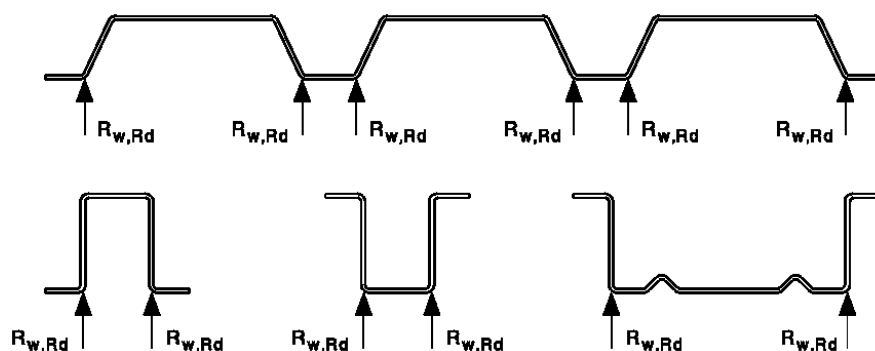


Рисунок 6.9 — Примеры профилей с двумя и более стенками

6.1.7.3.2 Если все условия, указанные в 6.1.7.3.1, удовлетворяются, то несущая способность  $R_{w,Rd}$  каждой стенки профиля при местном поперечном воздействии определяется по формуле:

$$R_{w,Rd} = \alpha t^2 \sqrt{f_{yb} E} \cdot (1 - 0,1 \sqrt{r/t}) \cdot [0,5 + \sqrt{0,02 l_a / t}] \cdot (2,4 + (\varphi / 90)^2) / \gamma_{M1}, \quad (6.18)$$

где  $l_a$  — эффективная длина нагруженного участка для соответствующей категории, см. п.6.1.7.3.3;

$\alpha$  — коэффициент для соответствующей категории, см. 6.1.7.3.3.

6.1.7.3.3 Значения  $l_a$  и  $\alpha$  должны быть приняты по указаниям 6.1.7.3.4 и 6.1.7.3.5 соответственно. Максимальное расчетное значение  $l_a = 200$  мм. Для опоры холодноформованного профиля с одной стенкой или круглой трубы значение  $s_s$  принимается равным 10 мм. Соответствующая категория (1 или 2) в зависимости от расстояния  $e$  между местной нагрузкой и ближайшей опорой или расстояния  $c$  от опорной реакции или местной нагрузки до свободного края (см. Рисунок 6.10).

6.1.7.3.4 Значение эффективной длины нагружения  $l_a$  должно определяться следующим образом:

а) для категории 1

$$l_a = 10 \text{ мм}, \quad (6.19a)$$

б) для категории 2

$$l_a = s_s \text{ при } \beta_v \leq 0,2, \quad (6.19b)$$

$$l_a = 10 \text{ мм при } \beta_v \geq 0,3. \quad (6.19c)$$

При  $0,2 < \beta_v < 0,3$  — линейной интерполяцией по значениям  $l_a$  при  $\beta_v = 0,2$  и  $0,3$ ,

$$\text{где } \beta_v = \frac{|V_{Ed,1}| - |V_{Ed,2}|}{|V_{Ed,1}| + |V_{Ed,2}|}.$$

$|V_{Ed,1}|$  и  $|V_{Ed,2}|$  — абсолютные значения поперечных сил на каждой стороне от местной нагрузки или опорной реакции и  $|V_{Ed,1}| \geq |V_{Ed,2}|$ .

6.1.7.3.5 Значения коэффициента  $\alpha$  должны быть приняты следующими:

а) для категории 1:

$$\text{— профилированные листы} \quad \text{— } 0,075; \quad (6.20a)$$

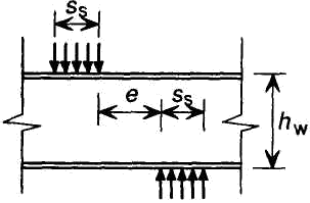
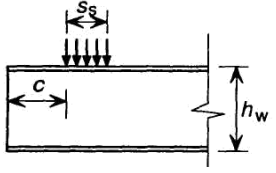
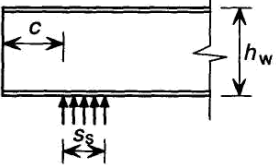
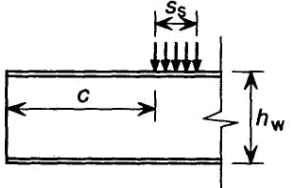
$$\text{— кассетные и шляпные профили} \quad \text{— } 0,057; \quad (6.20b)$$

б) для категории 2:

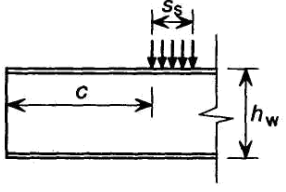
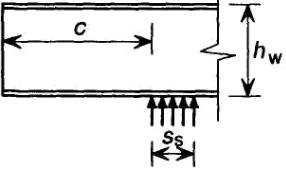
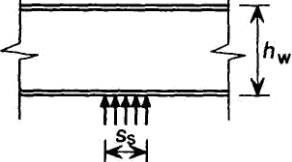
$$\text{— профилированные листы} \quad \text{— } 0,15; \quad (6.20c)$$

$$\text{— кассетные и шляпные профили} \quad \text{— } 0,115. \quad (6.20d)$$



	<p>Категория 1</p> <p>Местная нагрузка приложена на расстоянии <math>e \leq 1,5h_w</math> от ближайшей опоры</p>
	<p>Категория 1</p> <p>Местная нагрузка приложена на расстоянии <math>c \leq 1,5h_w</math> от свободного края</p>
	<p>Категория 1</p> <p>Реакция на крайней опоре приложена на расстоянии <math>c \leq 1,5h_w</math> от свободного края</p>
	<p>Категория 2</p> <p>Местная нагрузка приложена на расстоянии <math>e &gt; 1,5h_w</math> от ближайшей опоры</p>

**Рисунок 6.10, лист 1 — Местные нагрузки и опорные реакции — категории профилей с двумя и более стенками**

	<p>Категория 2</p> <p>Местная нагрузка приложена на расстоянии <math>c &gt; 1,5h_w</math> от свободного края</p>
	<p>Категория 2</p> <p>Реакция на крайней опоре приложена на расстоянии <math>c &gt; 1,5h_w</math> от свободного края</p>
	<p>Категория 2</p> <p>Реакция на промежуточной опоре</p>

**Рисунок 6.10, лист 2**

#### 6.1.7.4 Стенки с элементами жесткости

6.1.7.4.1 Несущая способность стенки с элементами жесткости при местном поперечном воздействии может быть определена по указаниям 6.1.7.4.2 для поперечных

сечений с продольными элементами жесткости, образованными двойным изгибом стенки в противоположные стороны относительно линии, соединяющей точки пересечения срединных линий стенки и полок (см. Рисунок 6.11), таким образом, чтобы выполнялось условие

$$2 < \frac{e_{\max}}{t} < 12, \quad (6.21)$$

где  $e_{\max}$  — больший эксцентриситет точек сгиба стенки относительно прямой линии, соединяющей концы стенки.

6.1.7.4.2 Для сечений со стенками с элементами жесткости, удовлетворяющими условиям 6.1.7.4.1, несущая способность стенки при местном поперечном воздействии может быть определена умножением ее соответствующих значений для аналогичной стенки без элементов жесткости, приведенной в 6.1.7.2 или 6.1.7.3, на коэффициент  $k_{a,s}$ :

$$k_{a,s} = 1,45 - 0,05 e_{\max}/t, \text{ но } k_{a,s} \leq 0,95 + 35\,000 t^2 e_{\min}/(b_d^2 s_p), \quad (6.22)$$

где  $b_d$  — развернутая ширина нагруженной полки (см. Рисунок 6.10);

$e_{\min}$  — меньший эксцентриситет точек сгиба относительно прямой линии, соединяющей концы стенки;

$s_p$  — наклонная высота плоского участка стенки, ближайшего к нагруженной полке (см. Рисунок 6.10).

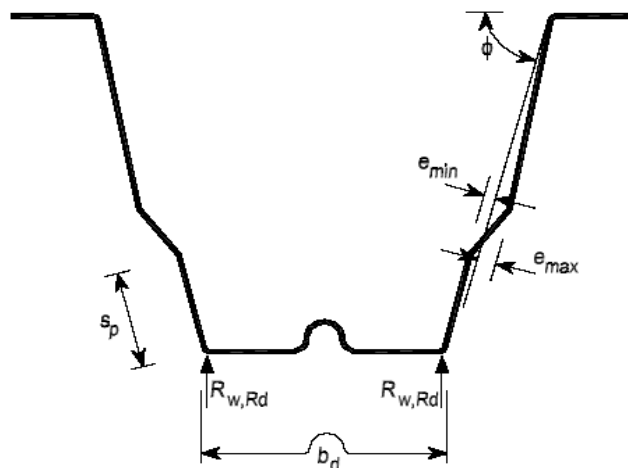


Рисунок 6.11 — Стенка с элементами жесткости

#### ПРИМЕР 6 Проверка прочности и деформативности холодногнутого изгибаемого элемента

Исходные данные: дана равномерно нагруженная балка перекрытия, изготовленная из С-образного холодногнутого профиля, обе полки которой раскреплены из плоскости действия усилий, а весь элемент — от кручения.

Размеры сечения по внешнему обмеру, согласно Рисунку 1:

- полная высота:  $h_g = 200$  мм;
- полная ширина полок:  $b_g = 70$  мм;
- полная ширина боковых отгибов:  $s_g = 20$  мм;
- внутренний радиусгиба:  $r = 5$  мм.

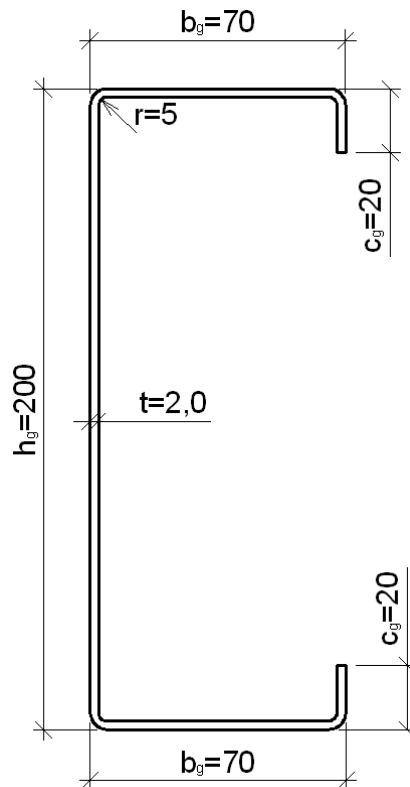


Рисунок 1 — Внешние размеры сечения профиля.

Характеристики материала:

- номинальная толщина:  $t_{nom} = 2,0$  мм;
- расчетная толщина равна толщине стального ядра листа, профиль не имеет органических или цинковых покрытий:  $t = t_{cor} = 2,0$  мм (по Формуле (3.3a) 3.2.4.3 СН РК EN 1993-1-3);
- основной предел текучести:  $f_{yb} = 420$  Н/мм<sup>2</sup>;
- модуль упругости:  $E = 203000$  Н/мм<sup>2</sup>;
- коэффициент Пуассона:  $\nu = 0,3$ ;
- частные коэффициенты безопасности (по 2.3 СН РК EN 1993-1-3):

$$\gamma_{M0} = 1,0;$$

$$\gamma_{M1} = 1,0;$$

по СН РК EN 1990:

$$\gamma_G = 1,35 \text{ (для постоянных нагрузок);}$$

$$\gamma_Q = 1,50 \text{ (для временных нагрузок).}$$

Размеры балки:

- пролет  $L = 6$  м;
- шаг балок  $S = 0,6$  м;
- ширина площадки опирания  $s_s = 100$  мм.

Нагрузки

- собственный вес балки  $q_{G,beam} = 0,06$  кН/м;
- собственный вес конструкций перекрытия:  $0,5$  кН/м<sup>2</sup>,  
 $q_{G,ceiling} = 0,5 \times 0,6 = 0,3$  кН/м;
- суммарная постоянная нагрузка:  
 $q_G = q_{G,beam} + q_{G,ceiling} = 0,06 + 0,3 = 0,36$  кН/м;
- временная нагрузка:  $2,50$  кН/м<sup>2</sup>,

$$q_Q = 2,50 \times 0,6 = 1,5 \text{ кН/м.}$$

Размеры сечения по срединным линиям:

- высота:  $h = h_g - t_{\text{ном}} = 200 - 2 = 198 \text{ мм};$
- ширина полки:  $b = b_g - t_{\text{ном}} = 70 - 2 = 68 \text{ мм};$
- ширина боковых отгибов:  $c = c_g - t_{\text{ном}}/2 = 20 - 2/2 = 19 \text{ мм}.$

### 1. Проверка соответствия геометрических пропорций условиям п. 5.2 СН РК EN 1993-1-3

Расчет по СН РК EN 1993-1-3 возможно проводить при выполнении условий Таблицы 5.1 Раздела 5.2 СН РК EN 1993-1-3:

- $b/t \leq 60$ :  $b/t = 68/2,0 = 34 < 60$  – условие выполняется;
- $c/t \leq 50$ :  $c/t = 20/2,0 = 10 < 50$  – условие выполняется;
- $h/t \leq 500$ :  $h/t = 200/2,0 = 100 < 500$  – условие выполняется.

Для обеспечения достаточной жесткости и предупреждения потери устойчивости самого краевого элемента жесткости, его размер должен соответствовать условию Формулы (5.2a) 5.2.2 СН РК EN 1993-1-3:

- $c/b = 20/68 = 0,29$ ;  $0,2 \leq 0,29 \leq 0,6$  – условие выполняется;

Также, при значениях внутреннего радиусагиба, превышающих  $0,04tE/f_y$ , несущая способность и жесткость элемента не может быть определена расчетом (по 5.1.6 СН РК EN 1993-1-3).

$$0,04tE/f_y = 0,04 \times 5 \times 203000/420 = 38,67 < r = 5 \text{ – условие выполняется.}$$

### 2. Геометрические характеристики сечения

- момент инерции полного (нередуцированного) сечения относительно центральной оси:

$$I_{y,gr} = 4298926 \text{ мм}^4;$$

- момент инерции эффективного сечения профиля, учитывающего влияние потери местной устойчивости и устойчивости формы сечения, относительно центральной оси:

$$I_{y,eff} = 3945311 \text{ мм}^4;$$

- момент сопротивления полного сечения относительно центральной оси:

$$W_{y,g} = 42980 \text{ мм}^3;$$

- момент сопротивления эффективного сечения профиля, учитывающего влияние потери местной устойчивости и устойчивости формы сечения, относительно центральной оси:

$$W_{y,eff} = 37256 \text{ мм}^3.$$

### 3. Расчетная комбинация нагрузок для проверки по предельным состояниям первой группы (по прочности)

- расчетная погонная нагрузка (по СН РК EN 1990):

$$q_d = \gamma_G q_G + \gamma_Q q_Q = 1,35 \times 0,36 + 1,50 \times 1,50 = 2,74 \text{ кН/м};$$

- максимальный приложенный изгибающий момент относительно оси у-у (посередине пролета):

$$M_{y,Ed} = q_d L^2 / 8 = 2,74 \times 6^2 / 8 = 12,33 \text{ кНм.}$$

### 4. Проверка прочности сечения элемента при изгибе

Расчетная несущая способность сечения профиля при изгибе относительно главной оси определяется согласно 6.1.4.1 СН РК EN 1993 1-3. Для не полностью эффективного сечения (при  $W_{y,g} \neq W_{y,eff}$ ):

$$M_{cy,Rd} = W_{y,eff} f_{yb} / \gamma_{M0} = 37256 \times 10^{-9} \times 420 \times 10^3 / 1,0 = 15,65 \text{ кНм.}$$

Проверка прочности сечения (условие (6.12) 6.2.5 СН РК EN 1993 1-1):

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd}} = \frac{12,33}{15,65} = 0,788 < 1,$$

проверка выполняется, потому сечение удовлетворяет условию прочности при изгибе.

#### 5. Проверка прочности сечения на сдвиг

Расчетное сдвигающее усилие:

$$V_{Ed} = q_d L / 2 = 2,74 \times 6 / 2 = 8,22 \text{ кН.}$$

Расчетная несущая способность поперечного сечения на сдвиг в пластической стадии при отсутствии кручения (элемент раскреплен из плоскости изгиба) определяется по Формуле (6.18) 6.2.6 СН РК EN 1993 1-1:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_{yb} / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}},$$

где  $A_v$  – площадь среза,

$$A_v = \frac{h_w}{\sin \phi} t,$$

$h_w = h = 198 \text{ мм}$  – высота стенки профиля;

$\phi = 90^\circ$  – угол наклона стенки к оси изгиба;

$$A_v = \frac{198}{\sin(90^\circ)} \times 2,0 = 3,96 \text{ мм}^2;$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{396,0 \times 10^{-6} \times (420 \times 10^3 \times \sqrt{3})}{1,0} = 96,0 \text{ кН.}$$

Расчетная несущая способность поперечного сечения на сдвиг (при потере устойчивости стенки) определяется по Формуле (6.8) 6.1.5 СН РК EN 1993 1-3:

$$V_{b,Rd} = \frac{\frac{h_w}{\sin \phi} t f_{bv}}{\gamma_{M0}},$$

где  $f_{bv}$  – критическое напряжение при сдвиге, учитывающее потерю устойчивости стенки, приведенное в Таблице 6.1 6.1.5 СН РК EN 1993 1-3, для стенки без элементов жесткости на опоре, таких как ребра жесткости, установленных для предотвращения искривлений стенки и рассчитанных на восприятие опорной реакции. Значение  $f_{bv}$  зависит от условной гибкости стенки  $\bar{\lambda}_w$ , определяемой согласно Формулам (6.10a)-(6.10b):

Для стенок без продольных элементов жесткости,

$$\bar{\lambda}_w = 0,346 \frac{s_w}{t} \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}},$$

где  $s_w = h = 198 \text{ мм}$  – высота стенки профиля (наклонная для не вертикальных стенок),

$$\bar{\lambda}_w = 0,346 \times \frac{198}{2,0} \times \sqrt{\frac{420}{203000}} = 1,56;$$

при  $\bar{\lambda}_w = 1,56 > 1,40$ ,  $f_{bv} = 0,67f_{yb} / \bar{\lambda}_w^2 = 0,67 \times 420 / 1,56^2 = 115,6 \text{ Н/мм}^2$ ;

$$V_{b,Rd} = \frac{\frac{198 \times 10^{-3}}{\sin(90^\circ)} \times 2 \times 10^{-3} \times 115,6 \times 10^3}{1,0} = 45,8 \text{ кН},$$

Несущая способность поперечного сечения на срез:

$$V_{c,Rd} = \min(V_{pl,Rd}; V_{b,Rd}) = \min(96,0; 45,8) = 45,8 \text{ кН}.$$

Проверка прочности сечения (условие (6.17) 6.2.6 СН РК EN 1993 1-1):

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = \frac{8,22}{45,8} = 0,179 < 1,$$

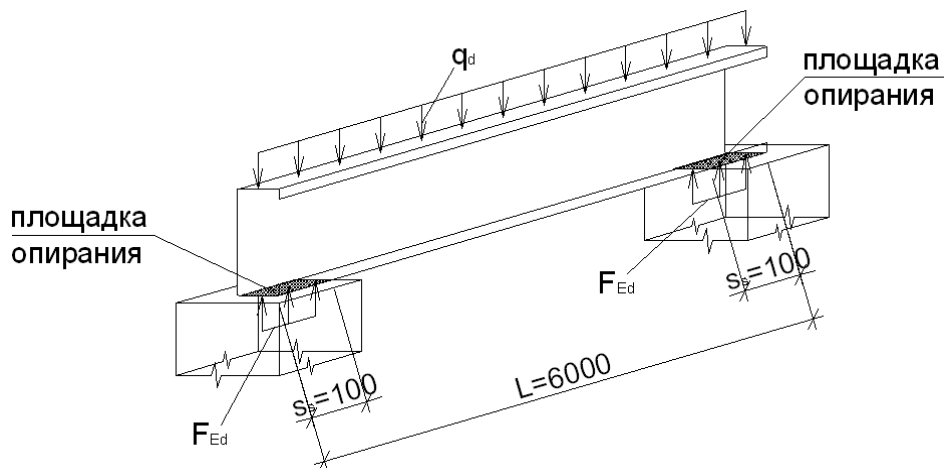
проверка выполняется, потому сечение удовлетворяет условию прочности на сдвиг.

#### 6. Несущая способность сечения при действии местных поперечных сил

Для исключения смятия, искривления и потери устойчивости стенки при действии опорной реакции или другой местной поперечной силы, приложенной к полке, значение поперечной силы  $F_{Ed}$  не должно превышать значения несущей способности стенки при местном поперечном воздействии.

В рассматриваемом случае сосредоточенные поперечные усилия к балке приложены только в виде опорных реакций:

$$F_{Ed} = q_d L / 2 = 2,74 \times 6 / 2 = 8,22 \text{ кН}.$$



**Рисунок 2 – Условия опирания элемента**

Для поперечного сечения с одной стенкой без элементов продольных жесткости несущая способность стенки при местном поперечном воздействии может быть определена в соответствии с указаниями Рисунка 6.7 п. 6.1.7.2 СН РК EN 1993 1-3, если поперечное сечение отвечает критериям (6.14a)-(6.14c):

$$h_w/t = 198/2 = 99 < 200 \text{ – условие выполняется,}$$

$$r/t = 5/2 = 2,5 < 6 \text{ – условие выполняется,}$$

$$45^\circ < \phi = 90^\circ = 90^\circ \text{ – условие выполняется.}$$

При соотношении  $s_s/t = 100/2 = 50 < 60$  и условии, что единичная сосредоточенная нагрузка приложена близко к краю элемента ( $c = 0 \text{ мм} < 1,5h_w = 1,5 \times 198 = 297 \text{ мм}$ ), несущая способность стенки при местном поперечном воздействии определяется по Формуле (6.15b) 6.1.7.2 СН РК EN 1993-1-3:

$$R_{w,Rd} = \frac{k_1 k_2 k_3 \left[ 5,92 - \frac{h_w/t}{132} \right] \left[ 1 + 0,01 \frac{s_s}{t} \right] t^2 f_{yb}}{\gamma_{M1}},$$

где  $k_1, k_2, k_3$  – коэффициенты, определяемые согласно 6.1.7.2.3 СН РК EN 1993 1-3:

$$k = f_{yb} [\text{Н/мм}^2] / 228 = 420/228 = 1,842;$$

$$k_1 = 1,33 - 0,33k = 1,33 - 0,33 \times 1,842 = 0,722; 0,5 < k_1 = 0,722 < 1,0;$$

$$k_2 = 1,15 - 0,15r/t = 1,15 - 0,15 \times 5/2,0 = 0,775;$$

$$k_3 = 0,7 + 0,3(\phi/90)^2 = 0,7 + 0,3 \times (90/90)^2 = 1,0.$$

Тогда,

$$R_{w,Rd} = \frac{0,722 \times 0,775 \times 1 \times \left[ 5,92 - \frac{198/2,0}{132} \right] \times \left[ 1 + 0,01 \frac{100}{2,0} \right] \times 2,0^2 \times 420}{1,0} = 7290 \text{ Н} = 7,29 \text{ кН}.$$

Проверка прочности сечения (условие (6.13) 6.1.7.1 СН РК EN 1993 1-3):

$$F_{Ed} = 8,22 \text{ кН} > R_{w,Rd} = 7,29 \text{ кН},$$

проверка не выполняется, потому сечение не удовлетворяет условию прочности при местном поперечном воздействии.

7. Расчетная комбинация нагрузок для проверки по предельным состояниям второй группы (по деформативности)

– расчетная погонная нагрузка (по СН РК EN 1990):

$$q_{d,ser} = q_G + q_Q = 0,36 + 1,50 = 1,86 \text{ кН/м};$$

– максимальный приложенный изгибающий момент относительно оси у-у (посередине пролета):

$$M_{y,Ed,ser} = q_{d,ser} L^2 / 8 = 1,86 \times 6^2 / 8 = 8,37 \text{ кНм}.$$

8. Эффективные геометрические характеристики сечения для расчета по предельным состояниям второй группы

Момент инерции эффективного сечения профиля для ГСП, согласно Формулы (7.1) 7.1.3 СН РК EN 1993-1-3:

$$I_{y,eff} = I_{y,gr} - \frac{\sigma_{gr}}{\sigma} (I_{y,gr} - I(\sigma)_{eff}),$$

где  $\sigma_{gr}$  – максимальные сжимающие напряжения при расчете по ГСП,

$$\sigma_{gr} = \frac{M_{y,Ed,ser}}{W_{y,g}} = \frac{8,37 \times 10^6}{42980} = 194,7 \text{ Н/мм}^2;$$

$$\sigma = f_{yb} = 420 \text{ Н/мм}^2;$$

$$I(\sigma)_{eff} = I_{y,eff} = 3945311 \text{ мм}^4;$$

Тогда,

$$I_{y, \text{fic}} = 4298926 - \frac{194,7}{420} \times (4298926 - 3945311) = 4135000 \text{ мм}^4.$$

#### 9. Проверка деформативности элемента

Максимальный вертикальный прогиб балки:

$$\delta = \frac{5}{384} \frac{q_{d, \text{ser}} L^4}{EI_{\text{fic}}} = \frac{5}{384} \times \frac{1,86 \times 6000^4}{203000 \times 4135000} = 37,39 \text{ мм} = \frac{L}{160}.$$

Согласно 7.2.1 СН РК EN 1993-1-1, предельные значения вертикальных прогибов следует устанавливать для каждого конкретного проекта и согласовывать с заказчиком. Также, предельные значения вертикальных прогибов могут быть установлены в Национальном Приложении.

#### 10. Выводы о соответствии балки требованиям норм о прочности и деформативности

Согласно выполненным расчетам, балка удовлетворяет условиям прочности при изгибе и действии срезающих усилий, однако не удовлетворяет условию прочности при действии сосредоточенной реакции на опоре. Для эксплуатации элемента необходимо принять меры по усилению опорной части балки. Например, увеличением ширины площадки опирания элемента  $s_s$  со 100 до 150 мм:

При соотношении  $s_s/t = 150/2 = 75 > 60$  и условии, что единичная сосредоточенная нагрузка приложена близко к краю элемента ( $c = 0 \text{ мм} < 1,5h_w = 1,5 \times 198 = 297 \text{ мм}$ ), несущая способность стенки при местном поперечном воздействии определяется по Формуле (6.15с) 6.1.7.2 СН РК EN 1993-1-3:

$$R_{w, Rd} = \frac{k_1 k_2 k_3 \left[ 5,92 - \frac{h_w / t}{132} \right] \left[ 0,71 + 0,015 \frac{s_s}{t} \right] t^2 f_{yb}}{\gamma_{M1}},$$

Тогда,

$$R_{w, Rd} = \frac{0,722 \times 0,775 \times 1 \times \left[ 5,92 - \frac{198/2,0}{132} \right] \times \left[ 0,71 + 0,015 \frac{150}{2,0} \right] \times 2,0^2 \times 420}{1,0} = 8918 \text{ Н} = 8,92 \text{ кН}$$

Проверка прочности сечения (условие (6.13) п. 6.1.7.1 СН РК EN 1993 1-3):

$$F_{Ed} = 8,22 \text{ кН} < R_{w, Rd} = 8,92 \text{ кН},$$

проверка выполняется, то есть элемент удовлетворяет условию прочности при местном поперечном воздействии при условии увеличения ширины площадки опирания до 150 мм.

Также необходимо согласовать условие соответствия расчетного прогиба балки ( $L/160$ ) допустимому.

### 6.1.8 Совместное действие растяжения и изгиба

6.1.8.1 Поперечные сечения при совместном действии осевого растяжения  $N_{Ed}$  и изгибающих моментов  $M_{y, Ed}$  и  $M_{z, Ed}$  должны удовлетворять критерию

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t, Rd}} + \frac{M_{y, Ed}}{M_{cy, Rd, ten}} + \frac{M_{z, Ed}}{M_{cz, Rd, ten}} \leq 1, \quad (6.23)$$

где  $N_{t, Rd}$  — расчетное предельное усилие для поперечного сечения при равномерном растяжении (6.1.2);



$M_{cy,Rd,ten}$  — несущая способность поперечного сечения при максимальном растягивающем напряжении от момента, действующего только относительно оси у-у (6.1.4);

$M_{cz,Rd,ten}$  — несущая способность поперечного сечения при максимальном растягивающем напряжении от момента, действующего только относительно оси z-z (6.1.4).

6.1.8.2 Если выполняются условия  $M_{cy,Rd,com} \leq M_{cy,Rd,ten}$  или  $M_{cz,Rd,com} \leq M_{cz,Rd,ten}$  (где  $M_{cy,Rd,com}$  и  $M_{cz,Rd,com}$  — несущая способность поперечного сечения при максимальном сжимающем напряжении от момента только относительно соответствующей оси), то должно быть также выполнено условие

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd,com}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd,com}} - \frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1. \quad (6.24)$$

#### ПРИМЕР 7 Проверка прочности сечения холодноформованного профиля при совместном действии растяжения и изгиба

Исходные данные: необходимо проверить прочность сечения растянуто-изогнутого холодноформованного тонкостенного профиля С-образного сечения.

Размеры сечения по внешнему обмеру:

- полная высота:  $h_g = 100$  мм;
- полная ширина верхней полки:  $b_{g1} = 50$  мм;
- полная ширина нижней полки:  $b_{g2} = 46$  мм;
- полная ширина боковых отгибов:  $c_g = 10$  мм;
- внутренний радиусгиба:  $r = 3$  мм.

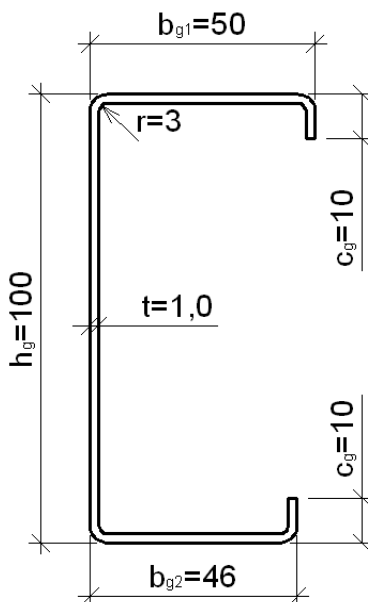


Рисунок 1 – Внешние размеры сечения профиля

Характеристики материала:

- номинальная толщина:  $t_{nom} = 1,0$  мм;
- расчетная толщина равна толщине стального ядра листа, профиль не имеет органических или цинковых покрытий:  $t = t_{cor} = 1,0$  мм (по Формуле (3.3a) 3.2.4.3 СН РК EN 1993-1-3);

- основной предел текучести:  $f_{yb} = 235 \text{ Н/мм}^2$ ;
- временное сопротивление:  $f_u = 360 \text{ Н/мм}^2$ ;
- способ изготовления профиля – холодное прокатывание;
- модуль упругости:  $E = 203000 \text{ Н/мм}^2$ ;
- коэффициент Пуассона:  $\nu = 0,3$ ;
- частный коэффициент безопасности  $\gamma_{M0} = 1,0$  (по 2.3 СН РК EN 1993-1-3);

Нагрузки:

- максимальный изгибающий момент в вертикальной плоскости:  $M_{y,Ed} = 200 \text{ Нм}$ ;
- максимальный изгибающий момент в горизонтальной плоскости:  $M_{z,Ed} = 60 \text{ Нм}$  (места действия максимальных изгибающих моментов совпадают);
- осевое растягивающее усилие:  $N_{t,Ed} = 30 \text{ кН}$ .

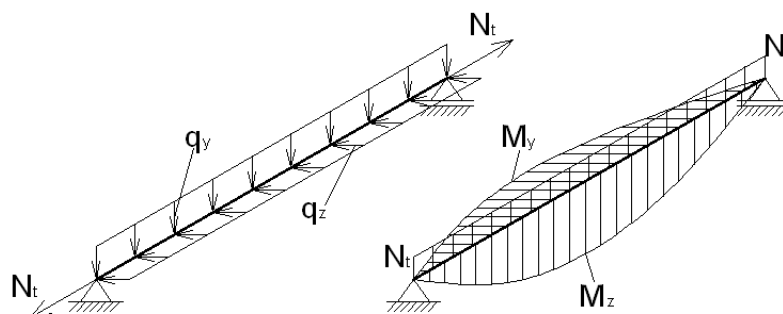


Рисунок 2 – Расчетная схема элемента

## 2. Проверка соответствия геометрических пропорций условиям 5.2 СН РК EN 1993-1-3

Расчет по СН РК EN 1993-1-3 возможно проводить при выполнении условий Таблицы 5.1 5.2 СН РК EN 1993-1-3:

- $b/t \leq 60$ :  $b_{g1}/t = 50/1,0 = 50 < 60$  – условие выполняется;
- $c/t \leq 50$ :  $c_g/t = 12/1,0 = 12 < 50$  – условие выполняется;
- $h/t \leq 500$ :  $h_g/t = 100/1,0 = 100 < 500$  – условие выполняется.

Для обеспечения достаточной жесткости и предупреждения потери устойчивости самого краевого элемента жесткости, его размер должен соответствовать условию Формулы (5.2a) 5.2.2 СН РК EN 1993-1-3:

- $c_g/b_{g1} = 10/50 = 0,20$ ;  $0,2 = 0,20 \leq 0,6$  – условие выполняется;
- $c_g/b_{g2} = 10/46 = 0,22$ ;  $0,2 \leq 0,22 \leq 0,6$  – условие выполняется.

Также, при значениях внутреннего радиусагиба, превышающих  $0,04tE/f_y$ , несущая способность и жесткость элемента не может быть определена расчетом (по 5.1.6 СН РК EN 1993-1-3).

$$0,04tE/f_y = 0,04 \times 1,0 \times 203000 / 235 = 34,6 > r = 3 \text{ – условие выполняется.}$$

## 3. Геометрические характеристики сечения

Полная площадь сечения:

$$A_g = 204 \text{ мм}^2.$$

Эффективные моменты сопротивления сечения при изгибе относительно соответствующих осей:

$$W_{y,eff} = 5881 \text{ мм};$$

$$W_{z,eff} = 1465 \text{ мм}.$$

## 4. Проверка прочности сечения

Согласно Формуле (6.23) СН РК EN 1993-1-3, для элементов, подверженных осевому растяжению и изгибу, должно выполняться условие:

$$\frac{N_{t,Ed}}{N_{t,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd}} \leq 1,$$

где  $N_{t,Rd}$  – расчетная несущая способность поперечного сечения по прочности при осевом растяжении, которая определяется по Формуле (6.1) СН РК EN 1993-1-3:

$$N_{t,Rd} = \frac{f_{ya} A_g}{\gamma_{M0}},$$

где  $f_{ya}$  – средний предел текучести,

$$f_{ya} = f_{yb} + (f_u - f_{yb}) \frac{knt^2}{A_g}, \text{ но } f_{ya} \leq \frac{f_u + f_{yb}}{2} = \frac{235 + 360}{2} = 297,5 \text{ Н/мм}^2,$$

где  $k = 7$  – коэффициент, зависящий от метода изготовления профиля ( $k = 7$  при прокатывании,  $k = 5$  при других способах)

$n = 4$  – количество гибов на  $90^\circ$  в поперечном сечении, радиусом, не превышающем  $5t$  (при этом, если уголгиба не равен  $90^\circ$ , то гиб учитывается как пропорциональная часть отгиба на  $90^\circ$ ).

$$f_{ya} = 235 + (360 - 235) \frac{7 \times 4 \times (90/90) \times 1,0^2}{204} = 252,2 \text{ Н/мм}^2 < 297,5 \text{ Н/мм}^2.$$

Расчетная несущая способность:

$$N_{t,Rd} = \frac{f_{ya} A_g}{\gamma_{M0}} = \frac{252,2 \times 204}{1,0} = 51449 \text{ Н} = 51,45 \text{ кН}.$$

$M_{cy,Rd}$  – расчетное сопротивление сечения изгибу (несущая способность на изгиб) относительно оси y-y;

$$M_{cy,Rd} = W_{y,eff} f_{yb} / \gamma_{M0} = 5881 \times 235 / 1,0 = 1382035 \text{ Нмм};$$

$M_{cz,Rd}$  – расчетное сопротивление сечения изгибу (несущая способность на изгиб) относительно оси z-z;

$$M_{cz,Rd} = W_{z,eff} f_{yb} / \gamma_{M0} = 1465 \times 235 / 1,0 = 344275 \text{ Нмм}.$$

Таким образом,

$$\frac{30000}{51449} + \frac{200000}{1382035} + \frac{60000}{344275} = 0,902 < 1.$$

Условие (6.25) выполняется, следовательно, прочность элемента обеспечена.

## 6.1.9 Совместное действие сжатия и изгиба

6.1.9.1 Поперечные сечения при совместном действии осевого сжатия  $N_{Ed}$  и изгибающих моментов  $M_{y,Ed}$  и  $M_{z,Ed}$  должны удовлетворять критерию

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} + \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd,com}} + \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd,com}} \leq 1, \quad (6.25)$$

где  $N_{c,Rd}$  определяют по 6.1.3,  $M_{cy,Rd,com}$  и  $M_{cz,Rd,com}$  определяют по 6.1.8.

6.1.9.2 Дополнительные моменты  $\Delta M_{y,Ed}$  и  $\Delta M_{z,Ed}$  от смещения центральных осей определяют следующим образом:

$$\Delta M_{y,Ed} = N_{Ed} e_{Ny},$$

$$\Delta M_{z,Ed} = N_{Ed} e_{Nz},$$

где  $e_{Ny}$  и  $e_{Nz}$  — смещение центральных осей у-у и z-z относительно осевых усилий, см. 6.1.3.3.

ПРИМЕЧАНИЕ Смещение осей имеет место при эффективном сечении.

6.1.9.3 При выполнении условий:  $M_{cy,Rd,ten} \leq M_{cy,Rd,com}$  или  $M_{cz,Rd,ten} \leq M_{cz,Rd,com}$  также должно выполняться условие

$$\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd,ten}} + \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd,ten}} - \frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1, \quad (6.26)$$

где  $M_{cy,Rd,ten}$ ,  $M_{cz,Rd,ten}$  определены в 6.1.8.

#### ПРИМЕР 8 Проверка прочности и устойчивости холодноформованного сжато-изгибаемого элемента

Исходные данные: необходимо проверить прочность сечения сжато-изгибаемой стойки двусимметричного двутаврового сечения, выполненной из двух одинаковых холоднокатаных тонкостенных С-образных профилей, а также устойчивость всего элемента.

Размеры сечения составных профилей по внешнему обмеру:

- полная высота:  $h_g = 150$  мм;
- полная ширина полок:  $b_g = 75$  мм;
- полная ширина боковых отгибов:  $c_g = 15$  мм;
- внутренний радиусгиба:  $r = 5$  мм.

Длина элемента  $L = 3000$  мм;

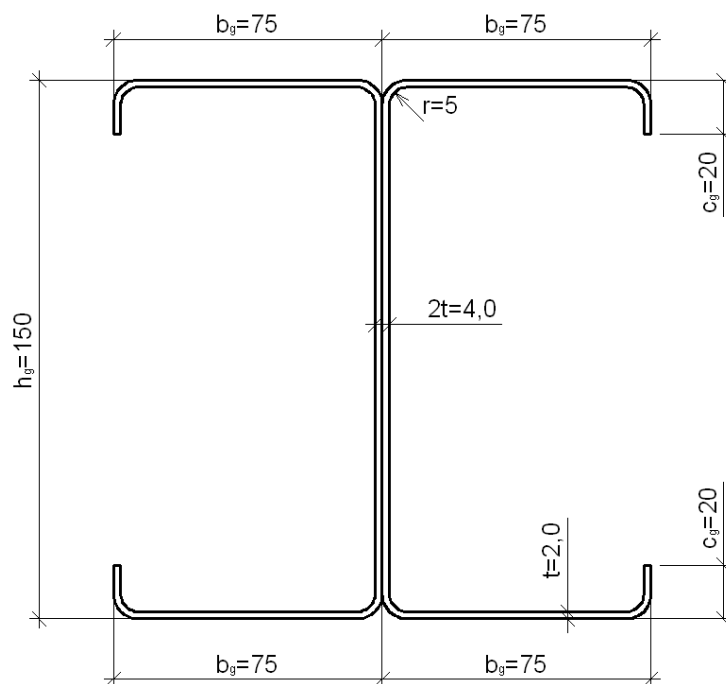


Рисунок 1 — Внешние размеры сечения профиля.

Характеристики материала:

- номинальная толщина:  $t_{nom} = 2,0$  мм;
- расчетная толщина равна толщине стального ядра листа, профиль не имеет органических или цинковых покрытий:  $t = t_{cor} = 2,0$  мм (по Формуле (3.3a) 3.2.4.3 СН РК EN 1993-1-3);
- основной предел текучести:  $f_{yb} = 350$  Н/мм<sup>2</sup>;
- модуль упругости:  $E = 203000$  Н/мм<sup>2</sup>;
- коэффициент Пуассона:  $\nu = 0,3$ ;
- модуль сдвига:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{203000}{2(1+0,3)} = 78077 \text{ Н/мм}^2;$$

- частные коэффициенты безопасности (по 2.3 СН РК EN 1993-1-3):

$$\gamma_{M0} = 1,0;$$

$$\gamma_{M1} = 1,0;$$

Нагрузки:

- максимальный изгибающий момент в вертикальной плоскости:  $M_{y,Ed} = 1,5$  кНм;
- осевое сжимающее усилие:  $N_{t,Ed} = 50$  кН.

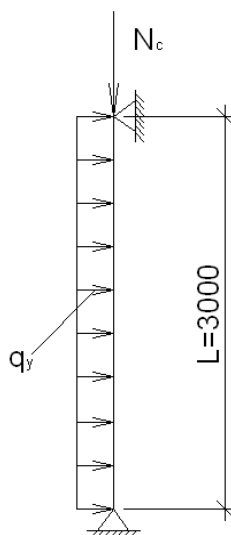


Рисунок 2 – Расчетная схема элемента

## 2. Проверка соответствия геометрических пропорций условиям 5.2 СН РК EN 1993-1-3

Расчет по СН РК EN 1993-1-3 возможно проводить при выполнении условий Таблицы 5.1

### 5.2 СН РК EN 1993-1-3:

- $b/t \leq 60$ :  $b_{gl}/t = 75/2,0 = 37,5 < 60$  – условие выполняется;
- $c/t \leq 50$ :  $c_g/t = 15/2,0 = 7,5 < 50$  – условие выполняется;
- $h/t \leq 500$ :  $h_g/t = 150/2,0 = 75 < 500$  – условие выполняется.

Для обеспечения достаточной жесткости и предупреждения потери устойчивости самого краевого элемента жесткости, его размер должен соответствовать условию Формулы (5.2a) 5.2.2 СН РК EN 1993-1-3:

- $c_g/b_{g1} = 15/75 = 0,20$ ;  $0,2 = 0,20 \leq 0,6$  – условие выполняется;

Также, при значениях внутреннего радиусагиба, превышающих  $0,04tE/f_y$ , несущая способность и жесткость элемента не может быть определена расчетом (по 5.1.6 СН РК EN 1993-1-3).

$$0,04tE/f_y = 0,04 \times 2,0 \times 203000/350 = 46,4 > r = 5 \text{ – условие выполняется.}$$

## 3. Геометрические характеристики полного составного сечения

Площадь сечения:

$$A_g = 1232 \text{ мм}^2.$$

Моменты инерции относительно центральных осей:

$$I_{y,gr} = 4481061 \text{ мм}^4;$$

$$I_{z,gr} = 880656 \text{ мм}^4.$$

Моменты сопротивления относительно центральных осей:

$$W_{y,gr} = 59726 \text{ мм}^3;$$

$$W_{z,gr} = 17045 \text{ мм}^3.$$

Момент кручения сечения:

$$I_t = 822 \text{ мм}^4.$$

Секториальный момент инерции сечения:

$$I_w = 1659926430 \text{ мм}^6.$$

Радиус инерции относительно оси у-у:

$$i_y = 60,30 \text{ мм}.$$

Радиус инерции относительно оси z-z:

$$i_z = 26,73 \text{ мм}.$$

## 4. Геометрические характеристики эффективного составного сечения

Площадь эффективного сечения при сжатии (без изгибающих напряжений):

$$A_{eff,c} = 810 \text{ мм}^2.$$

Эффективные моменты инерции относительно центральных осей:

$$I_{y,eff} = 4129496 \text{ мм}^4;$$

$$I_{z,eff} = 786230 \text{ мм}^4.$$

Эффективные моменты сопротивления относительно центральных осей:

$$W_{y,eff} = 52325 \text{ мм}^3;$$

$$W_{z,eff} = 14677 \text{ мм}^3.$$

## 5. Проверка прочности сечения

Согласно Формуле (6.25) СН РК EN 1993-1-3, для элементов, подверженных осевому сжатию и изгибу, должно выполняться условие:

$$\frac{N_{c,Ed}}{N_{c,Rd}} + \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd}} + \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd}} \leq 1,$$

где  $N_{t,Rd}$  – расчетная несущая способность поперечного сечения по прочности при осевом сжатии, которая при  $A_{eff,c} = 810 \text{ мм}^2 \neq A_g = 1232 \text{ мм}^2$  определяется по Формуле (6.2) СН РК EN 1993-1-3:

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} f_{yb}}{\gamma_{M0}} = \frac{810 \times 350}{1,0} = 283500 \text{ Н} = 283,5 \text{ кН}.$$

$M_{y,Ed}$ ,  $M_{z,Ed}$  – расчетные изгибающие моменты относительно соответствующей оси от действия внешних усилий;

$\Delta M_{y,Ed}$ ,  $\Delta M_{z,Ed}$  – расчетные изгибающие моменты относительно соответствующей оси, возникающие вследствие эксцентриситета приложения осевых сжимающих усилий. В данном случае нагрузка принята равномерно распределенной по сечению профилей, то есть эксцентриситет отсутствует,  $\Delta M_{y,Ed} = \Delta M_{z,Ed} = 0$ ;

$M_{cy,Rd}$  – расчетное сопротивление сечения изгибу (несущая способность на изгиб) относительно оси у-у, при  $W_{y,eff} = 52325 \text{ мм}^4 \neq W_{y,gr} = 59726 \text{ мм}^4$ , согласно Формуле (6.4) СН РК EN 1993-1-3:

$$M_{cy,Rd} = W_{y,eff} f_{yb} / \gamma_{M0} = 52325 \times 350 / 1,0 = 18313750 \text{ Нмм};$$

$M_{cz,Rd}$  – расчетное сопротивление сечения изгибу (несущая способность на изгиб) относительно оси z-z, при  $W_{z,eff} = 14677 \text{ мм}^4 \neq W_{z,gr} = 17045 \text{ мм}^4$ , согласно Формуле (6.4) СН РК EN 1993-1-3:

$$M_{cz,Ed} = W_{z,eff} f_{yb} / \gamma_{M0} = 14677 \times 350 / 1,0 = 5136950 \text{ Нмм}.$$

Таким образом,

$$\frac{50000}{283500} + \frac{1500000 + 0}{18313750} + \frac{0 + 0}{5136950} = 0,258 < 1.$$

Условие (6.25) СН РК EN 1993-1-3 выполняется, следовательно, прочность элемента обеспечена.

#### 6. Проверка устойчивости сечения

Согласно Пункту 6.2.5 СН РК EN 1993-1-3, при взаимодействии осевого сжатия и изгиба, устойчивость элемента обеспечена при выполнении условия (6.53):

$$\left( \frac{N_{c,Ed}}{N_{b,Rd}} \right)^{0,8} + \left( \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \right)^{0,8} \leq 1,$$

где  $N_{b,Rd}$  – расчетная несущая способность элемента на сжатие для плоской, крутильной и изгибно-крутильной форм потери устойчивости, определяемая в соответствии с указаниями 6.2.2 СН РК EN 1993-1-3;

$M_{b,Rd}$  – расчетная несущая способность элемента на изгиб при потере устойчивости плоской формы изгиба, определяемая согласно 6.2.4 СН РК EN 1993-1-3.

При определении несущей способности при потере устойчивости на сжатие расчет проводится по 6.3.1 СН РК EN 1993-1-1, определяя кривую потери устойчивости по Таблице 6.3 СН РК EN 1993-1-3. Согласно Формуле (6.46) СН РК EN 1993-1-1,

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_{yb}}{\gamma_{M1}},$$

где  $\chi$  – понижающий коэффициент для соответствующей формы потери устойчивости, по Формуле (6.51) СН РК EN 1993-1-1:

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

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

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_{yb}}{N_{cr}}} \text{ (Формула (6.52) СН РК EN 1993-1-1)},$$

где  $\alpha$  – коэффициент, учитывающий начальные несовершенства, согласно Таблице (6.3) СН РК EN 1993-1-3, для данного типа сечений, при потере устойчивости относительно более слабой оси z-z, кривая потери устойчивости – «b». Тогда, по Таблице (6.1) СН РК EN 1993-1-1,  $\alpha = 0,34$ ;

$N_{cr}$  – критическая сила для соответствующей формы потери устойчивости в упругой стадии, зависящая от характеристик поперечного сечения брутто:

$$N_{cr} = \min(N_{cr,z}; N_{cr,T}; N_{cr,TF}),$$

$N_{cr,z}$ ,  $N_{cr,T}$ ,  $N_{cr,TF}$  – критическая сила соответственно для плоской, крутильной и изгибно-крутильной форм потери устойчивости в упругой стадии. Для двусимметричных сечений,  $N_{cr,TF} = N_{cr,T}$ , по Формуле (6.33а) СН РК EN 1993-1-3:

$$N_{cr,T} = N_{cr,TF} = \frac{1}{i_0^2} \left( GI_t + \frac{\pi^2 EI_w}{l_T^2} \right),$$

$$i_0^2 = i_y^2 + i_z^2 + y_0^2 + z_0^2.$$

$l_T$  – расчетная длина элемента, теряющего устойчивость по крутильной форме. Ввиду отсутствия закрепления элемента от кручения на концах, величина  $l_T$  принимается равной общей длине:

$$l_T = L_{cr} = L = 3000 \text{ мм.}$$

В сечениях с двумя осями симметрии  $y_0 = z_0 = 0$ ,

$$i_0 = 60,30^2 + 26,73^2 + 0^2 + 0^2 = 4351,1 \text{ мм}^2,$$

$$N_{cr,T} = N_{cr,TF} = \frac{1}{4351,1} \left( 78077 \times 822 + \frac{\pi^2 \times 203000 \times 1659926430}{3000^2} \right) = 99677 \text{ Н.}$$

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 EI_{z,gr}}{L_{cr}^2} = \frac{\pi^2 \times 203000 \times 880656}{3000^2} = 196048 \text{ Н.}$$

$$N_{cr} = \min(196048; 99677) = 99677 \text{ Н,}$$

соответственно, элемент потеряет устойчивость по крутильной или изгибно-крутильной форме раньше, чем по плоской.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{810 \times 350}{99677}} = 1,69,$$

$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + 0,34(1,69 - 0,2) + 1,69^2 \right] = 2,18,$$

$$\chi = \frac{1}{2,18 + \sqrt{2,18^2 - 1,69^2}} = 0,281 \leq 1, \text{ но } \chi \leq 1,$$

$$N_{b,Rd} = \frac{0,281 \times 810 \times 350}{1,0} = 79664 \text{ Н,}$$

Расчетная несущая способность элемента на изгиб при потере устойчивости плоской формы изгиба для холодноформованных элементов определяется по 6.3.2 СН РК EN 1993-1-1:

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} W_{y,eff} f_{yb}}{\gamma_{M1}},$$

где  $\chi_{LT}$  – понижающий коэффициент при потере устойчивости плоской формы изгиба, по Формуле (6.56) СН РК EN 1993-1-1:

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

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



$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{y,eff} f_{yb}}{M_{cr}}} \quad (\text{Формула (6.53) СН РК EN 1993-1-1}),$$

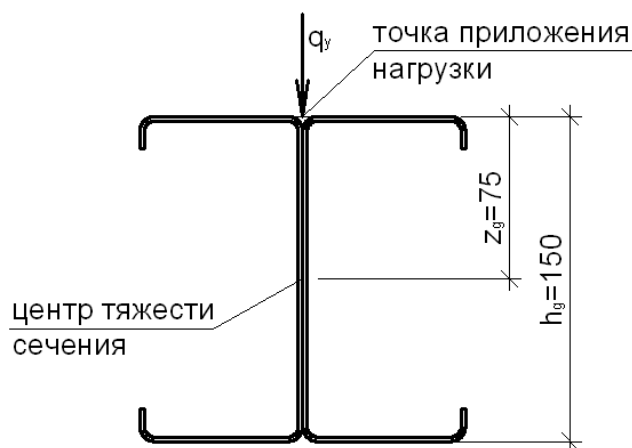
где  $\alpha_{LT}$  – коэффициент, учитывающий начальные несовершенства, кривая потери устойчивости для холодноформованных элементов – «b». Тогда, по Таблице 6.3 СН РК EN 1993-1-1,  $\alpha_{LT} = 0,34$ ;

$M_{cr}$  – критический момент потери устойчивости плоской формы в упругой стадии, зависящий от характеристик поперечного сечения брутто. При данных условиях закрепления,

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_{z,gr}}{L^2} \left\{ \sqrt{\frac{I_w}{I_{z,gr}} + \frac{L^2 GI_t}{\pi^2 EI_{z,gr}} + (C_2 z_g)^2} - C_2 z_g \right\},$$

где  $z_g$  – расстояние по оси z-z от центра тяжести сечения до точки приложения нагрузки (см. Рисунок 3). Принимая, что изгибающая нагрузка приложена к полкам,

$$z_g = h_g/2 = 150/2 = 75 \text{ мм};$$



**Рисунок 3 – Схема приложения изгибающей нагрузки**

$C_1, C_2$  – коэффициенты, принимаемые для шарнирного закрепления концов и равномерно распределенной нагрузки равными соответственно 1,127 и 0,454.

$$M_{cr} = 1,127 \times \frac{\pi^2 \times 203000 \times 880656}{3000^2} \times \left\{ \sqrt{\frac{1659926430}{880656} + \frac{3000^2 \times 78077 \times 822}{\pi^2 \times 203000 \times 880656} + (0,454 \times 75)^2} - 0,454 \times 75 \right\} = 330564230 \text{ Нмм}.$$

Тогда,

$$\left( \frac{50000}{79664} \right)^{0,8} + \left( \frac{1500000}{330564230} \right)^{0,8} = 0,702 < 1,$$

условие выполняется, следовательно, прочность и устойчивость элемента обеспечены.

#### **6.1.10 Совместное действие поперечной силы, осевой силы и изгибающего момента**

6.1.10.1 Для поперечных сечений при совместном действии осевой силы  $N_{Ed}$ ,

изгибающего момента  $M_{Ed}$  и поперечной силы  $V_{Ed}$  влияние последней силы не учитывается, если  $V_{Ed} \leq 0,5V_{w,Rd}$ . При значении поперечной силы более половины предельного значения должно выполняться условие

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right) \cdot \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{w,Rd}} - 1\right)^2 \leq 1,0, \quad (6.27)$$

где  $N_{Rd}$  — несущая способность поперечного сечения при равномерном растяжении или сжатии, приведенная в 6.1.2 или 6.1.3;

$M_{y,Rd}$  — несущая способность поперечного сечения на изгиб, см. 6.1.4;

$V_{w,Rd}$  — несущая способность стенки на сдвиг, см. 6.1.5.1;

$M_{f,Rd}$  — несущая способность на изгиб поперечного сечения, состоящего только из полок, см. СН РК EN 1993-1-5;

$M_{pl,Rd}$  — несущая способность поперечного сечения на изгиб в пластической стадии, см. СН РК EN 1993-1-5.

Для элементов и профилированных листов с более чем одной стенкой  $V_{w,Rd}$  равно сумме несущих способностей отдельных стенок.

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

6.1.10.3 Если действует осевая сила  $N_{Ed}$ , то значения  $M_{pl,Rd}$  и  $M_{f,Rd}$  должны быть уменьшены в соответствии с 6.2.9 СН РК EN 1993-1-1 и 5.4.2 СН РК EN 1993-1-5 соответственно. Если осевая сила настолько велика, что вся стенка является сжатой, то применяют 7.1.5 СН РК EN 1993-1-5.

6.1.10.4 При действии осевой силы следует учитывать ее влияние на несущую способность на изгиб в пластической стадии.

6.1.10.5 Для поперечных сечений классов 1 и 2 должно выполняться следующее условие, согласно СН РК EN 1993-1-1:

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd},$$

где  $M_{N,Rd}$  — расчетное значение несущей способности на изгиб в пластической стадии, уменьшенное вследствие действия осевой силы  $N_{Ed}$ .

6.1.10.6 Для прямоугольных сплошных сечений без отверстий  $M_{N,Rd}$  следует принимать равным согласно СН РК EN 1993-1-1:

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

6.1.10.7 Для двутавровых сечений с двумя осями симметрии или других сечений с полками влияние осевой силы на несущую способность на изгиб относительно оси  $y - y$  в пластической стадии учитывать не следует, если выполняются следующие условия, определенные в СН РК EN 1993-1-1:

$$N_{Ed} \leq 0,25N_{pl,Rd}$$

и

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}.$$

6.1.10.8 Для двутавровых сечений с двумя осями симметрии влияние осевой силы на несущую способность на изгиб относительно оси  $z - z$  в пластической стадии учитывать не следует, если выполняется следующее условие, определенное в СН РК EN 1993-1-1:

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}.$$

6.1.10.9 Для поперечных сечений, в расчете которых не учитываются отверстия, могут применяться следующие приближенные формулы для прокатных и сварных двутавров с равными полками, согласно СН РК EN 1993-1-1:

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

при  $n \leq a$ :

$$M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd};$$

при  $n > a$ :

$$M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd} \cdot \left[ 1 - \left( \frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right],$$

где  $n = N_{Ed}/N_{pl,Rd}$ ;

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

6.1.10.10 Для поперечных сечений, в расчете которых не учитываются отверстия, могут применяться следующие приближенные формулы для прямоугольных замкнутых сечений из листового проката постоянной толщины и для сварных коробчатых сечений с равными полками и стенками, согласно СН РК EN 1993-1-1:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \cdot (1-n)/(1-0,5a_w) \text{ — при } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd}$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \cdot (1-n)/(1-0,5a_f) \text{ — при } M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd},$$

где  $a_w = (A - 2bt)/A$ , при  $a_w \leq 0,5$  — для прямоугольных замкнутых сечений;

$$a_w = (A - 2bt_f)/A, \text{ при } a_w \leq 0,5 \text{ — для сварных коробчатых сечений;}$$

$$a_f = (A - 2ht)/A, \text{ при } a_f \leq 0,5 \text{ — для прямоугольных замкнутых сечений;}$$

$$a_f = (A - 2ht_w)/A, \text{ при } a_f \leq 0,5 \text{ — для сварных коробчатых сечений.}$$

11. При двухосном изгибе можно применять следующее условие, определенное в СН РК EN 1993-1-1:

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

где  $a$  и  $b$  — параметры, значения которых с запасом можно принимать равными единице, или:

— для двутавровых и Н-образных сечений:  $a = 2$ ;  $b = 5n$  — при  $b \geq 1$ ;— для круглых полых сечений:  $a = 2$ ;  $b = 2$ ;— для прямоугольных полых сечений:  $\alpha = \beta = \frac{1,66}{1-1,13n^2}$  — при  $a = b \leq 6$ ,где  $n = N_{Ed}/N_{pl,Rd}$ .

6.1.10.12 При отсутствии поперечной силы, максимальные продольные напряжения в сечениях класса 3 должны удовлетворять условию, согласно СН РК EN 1993-1-1:

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}},$$

где  $\sigma_{x,Ed}$  — расчетное значение локальных продольных напряжений от действия момента и осевой силы с учетом отверстий для болтов в необходимых случаях, см. 6.2.3, 6.2.4 и 6.2.5 СН РК EN 1993-1-1.

6.1.10.13 При отсутствии поперечной силы, максимальные продольные напряжения  $\sigma_{x,Ed}$  в сечениях класса 4, рассчитанные с учетом эффективных поперечных сечений (см. 5.5.2.2 СН РК EN 1993-1-1), должны удовлетворять условию:

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}},$$

где  $\sigma_{x,Ed}$  — расчетные значения местных продольных напряжений от действия момента и осевой силы с учетом отверстий для болтов в необходимых случаях, см. 6.2.3, 6.2.4 и 6.2.5 СН РК EN 1993-1-1.

6.1.10.14. Должно выполняться следующее условие, согласно СН РК EN 1993-1-1:

$$\frac{N_{Ed}}{A_{eff} f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{N,y}}{W_{eff,y,min} f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{z,Ed} N_{Ed} e_{N,z}}{W_{eff,z,min} f_y / \gamma_{M0}} \leq 1,$$

где  $A_{eff}$  — эффективная площадь поперечного сечения при действии равномерного сжатия;

$W_{eff,min}$  — минимальный момент сопротивления (соответствующий волокнам с максимальными упругими напряжениями) эффективного поперечного сечения относительно соответствующей оси;

$e_N$  — смещение нейтральной оси эффективной площади  $A_{eff}$  относительно центра тяжести поперечного сечения брутто, когда поперечное сечение подвергается только сжатию, см. 6.2.2.5 п. 4 СН РК EN 1993-1-1.

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

6.1.10.15 Пояса коробчатых балок должны быть проверены согласно 7.1.1 СН РК EN 1993-1-5, принимая  $M_{f,Rd} = 0$ , и  $\tau_{Ed}$  принимается как среднее значение напряжения при сдвиге в поясе, которое должно быть не менее половины максимальных напряжений сдвига в поясе; в этом случае для  $\bar{\eta}_1$  применяют  $\eta_1$  согласно 4.6.1 СН РК EN 1993-1-5. Дополнительно отсеки должны быть проверены, используя среднее значение напряжения при сдвиге в отсеке и понижающий коэффициент  $\chi_w$ , определяемый согласно 5.3 СН РК EN 1993-1-5 с учетом потери устойчивости отсека, при наличии жестких продольных элементов жесткости.

### 6.1.11 Совместное действие изгибающего момента и местной нагрузки или опорной реакции

6.1.11.1 Поперечное сечение при совместном действии изгибающего момента  $M_{Ed}$  и

поперечной силы от местной нагрузки или опорной реакции  $F_{Ed}$  должно удовлетворять условиям:

$$M_{Ed}/M_{c,Rd} \leq 1, \quad (6.28a)$$

$$F_{Ed}/F_{w,Rd} \leq 1, \quad (6.28b)$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Ed}} + \frac{F_{Ed}}{R_{w,Ed}} \leq 1,25, \quad (6.28c)$$

где  $M_{c,Rd}$  — предельный момент для сечения, приведенный в 6.1.4.1;

$R_{w,Rd}$  — несущая способность стенки при местном поперечном воздействии, см.

6.1.7.

В Формуле (6.28с) изгибающий момент  $M_{Ed}$  может быть рассчитан для края опоры. Для элементов и профилированных листов с более чем одной стенкой  $R_{w,Rd}$  равно сумме несущих способностей отдельных стенок.

## 6.2 Несущая способность по устойчивости

### 6.2.1 Общие положения

6.2.1.1 В элементах с поперечными сечениями, предрасположенными к скручиванию, должна учитываться возможная плоская форма потери устойчивости сжатых полок и, большей частью, изгибаемых в плоскости полок.

6.2.1.2 Влияние местной потери устойчивости и потери устойчивости формы сечения должно учитываться в соответствии с указаниями 5.5.

### 6.2.2 Потеря плоской формы устойчивости (продольный изгиб)

6.2.2.1 Расчетную несущую способность по устойчивости  $N_{b,Rd}$  при продольном изгибе следует определять по СН РК EN 1993-1-1 с использованием соответствующей кривой из Таблицы 6.3, с учетом типа поперечного сечения, формы потери устойчивости и предела текучести, см. 6.2.2.7.

6.2.2.2 Согласно СН РК EN 1993-1-1, сжатый элемент следует проверять на устойчивость следующим образом:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0,$$

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

$N_{b,Rd}$  — расчетное значение несущей способности сжатого элемента по устойчивости.

6.2.2.3 Для элементов несимметричных сечений класса 4 следует учитывать дополнительный момент  $\Delta M_{Ed}$ , вызванный эксцентриситетом центральной оси эффективного сечения, см. также 6.2.2.5 п.4 СН РК EN 1993-1-1, а совместное действие осевой силы и момента следует принимать по 6.3.4 или 6.3.3 СН РК EN 1993-1-1.

6.2.2.4 Согласно СН РК EN 1993-1-1, расчетное значение несущей способности сжатого элемента по устойчивости следует принимать равным:

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

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

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

**ПРИМЕЧАНИЕ** Для определения несущей способности элемента по устойчивости с переменным поперечным сечением по длине или при неравномерном сжатии можно выполнять расчет по теории второго порядка в соответствии с 5.3.4 п.2 СН РК EN 1993-1-1. При потере устойчивости из плоскости действия момента  $\Delta M_{Ed}$  см. также 6.3.4 СН РК EN 1993-1-1.

6.2.2.5 При определении  $A$  и  $A_{eff}$  отверстия на концах колонн учитывать не следует.

6.2.2.6 Кривая потери устойчивости для поперечных сечений, не включенных в Таблицу 6.3, может быть получена аналогично.

6.2.2.7 Несущую способность по устойчивости для замкнутых составных поперечных сечений следует определять, используя:

— кривую потери устойчивости  $b$  в сочетании с основным пределом текучести  $f_{yb}$  плоского листа, из которого изготавливают элемент способом холодного формования, или

— кривую потери устойчивости  $c$  в сочетании со средним значением предела текучести  $f_{ya}$  для элемента после холодного формования, определяемого по 3.2.3, при  $A_{eff} = A_g$ .

### 6.2.3 Крутильная и изгибно-крутильная формы потери устойчивости

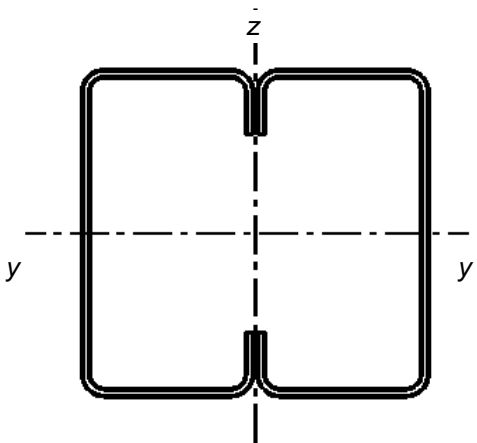
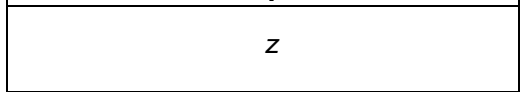
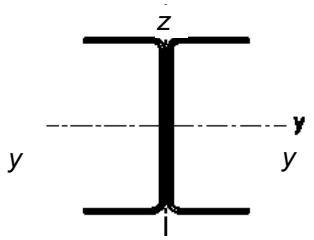
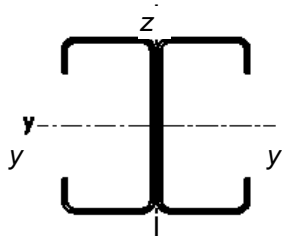
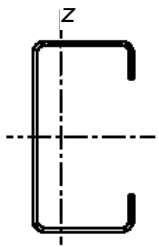
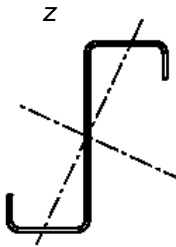
6.2.3.1 Для элементов открытого кососимметричного поперечного сечения (например, Z-образных прогонов с одинаковыми полками) должна быть учтена возможность того, что несущая способность элемента из условия потери устойчивости по крутильной форме может быть меньше, чем несущая способность элемента из условия потери плоской формы устойчивости.

6.2.3.2 Для элементов открытого поперечного сечения с одной осью симметрии (Рисунок 6.12), должна быть учтена возможность того, что несущая способность элемента из условия потери устойчивости по изгибно-крутильной форме может быть меньше, чем несущая способность элемента из условия потери плоской формы устойчивости.

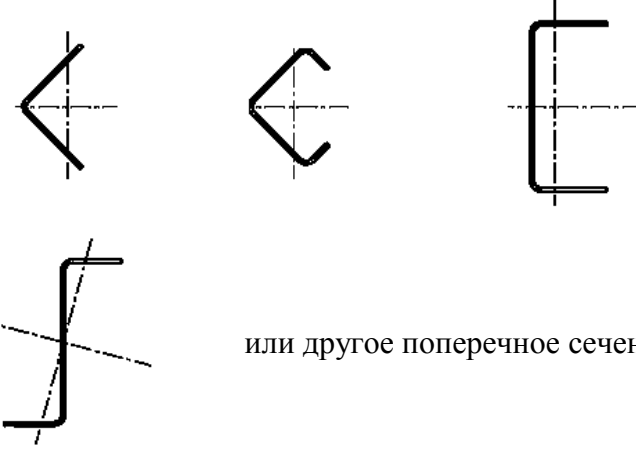
6.2.3.3 Для элементов асимметричного открытого поперечного сечения должна быть учтена возможность того, что несущая способность элемента из условия потери устойчивости по крутильной или изгибно-крутильной форме может быть меньше, чем несущая способность элемента из условия потери плоской формы устойчивости.

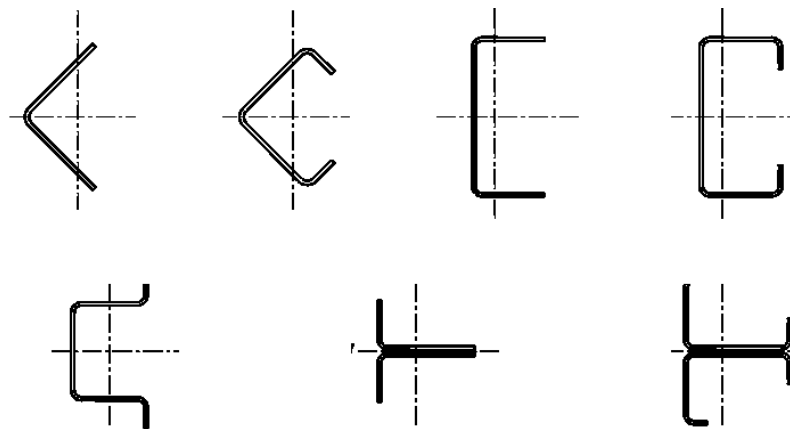
6.2.3.4 Расчетную несущую способность  $N_{b,Rd}$  из условия потери устойчивости по крутильной или изгибно-крутильной форме следует определять по Формулам (6.45) – (6.47), принимая соответствующую кривую потери устойчивости относительно оси  $z$ - $z$  по Таблице 6.3.

Таблица 6.3 — Кривые потери устойчивости для различных типов поперечных сечений

Тип поперечного сечения		Потеря устойчивости относительно оси	Кривая потери устойчивости
	Если используется $f_{yb}$	Любая	$b$
	Если используется $f_{ya}^*$	Любая	$c$
 		$y-y$ $z-z$	$a$ $b$
 		Любая	$b$

**Таблица 6.3 — Кривые потери устойчивости для различных типов поперечных сечений**  
(продолжение)

Тип поперечного сечения	Потеря устойчивости относительно оси	Кривая потери устойчивости
 или другое поперечное сечение	Любая	<i>c</i>
* Среднее значение предела текучести $f_{ya}$ не допускается использовать, кроме случая $A_{eff} = A_g$ .		



**Рисунок 6.12 — Поперечные сечения с одной осью симметрии, предрасположенные к потере устойчивости по изгибно-крутильной форме**

6.2.3.5 Критическую силу  $N_{cr,T}$  для крутильной формы потери устойчивости в упругой стадии свободно опертой балки следует определять по формуле:

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_o^2} \left( Gl_t + \frac{\pi^2 EI_w}{l_T^2} \right), \quad (6.33a)$$

$$i_o^2 = i_y^2 + i_z^2 + y_o^2 + z_o^2, \quad (6.33b)$$



где  $G$  — модуль сдвига;

$I_t$  — момент инерции при свободном кручении полного сечения;

$I_w$  — секториальный момент инерции полного сечения;

$i_y$  — радиус инерции полного сечения относительно оси  $y$ - $y$ ;

$i_z$  — радиус инерции полного сечения относительно оси  $z$ - $z$ ;

$l_T$  — расчетная длина элемента, теряющего устойчивость по крутильной форме;

$y_o, z_o$  — координаты центра сдвига относительно центра тяжести полного поперечного сечения.

6.2.3.6 Для сечения с двумя осями симметрии (например,  $y_o = z_o = 0$ ) критическая сила  $N_{cr,TF}$  для изгибно-крутильной формы потери устойчивости упругой стадии определяются по формуле:

$$N_{cr,TF} = N_{cr,T}. \quad (6.34)$$

При этом  $N_{cr,T} < N_{cr,y}$  и  $N_{cr,T} < N_{cr,z}$ .

6.2.3.7 Для поперечных сечений, симметричных относительно оси  $y$ - $y$  (например,  $z_o = 0$ ), в упругой стадии критическая сила  $N_{cr,TF}$  для изгибно-крутильной формы потери устойчивости должна определяться следующим образом:

$$N_{cr,TF} = \frac{N_{cr,y}}{2\beta} \cdot \left[ 1 + \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}} - \sqrt{\left( 1 - \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}} \right)^2 + 4 \left( \frac{y_o}{i_o} \right)^2 \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}}} \right], \quad (6.35)$$

$$\text{где } \beta = 1 - \left( \frac{y_o}{i_o} \right)^2.$$

6.2.3.8 Расчетная длина  $l_T$  элемента, теряющего устойчивость по крутильной или изгибно-крутильной форме, должна определяться с учетом степени его защемления от кручения и деформации на каждом конце элемента длиной  $L_T$ .

6.2.3.9 В зависимости от типа соединения на концах элемента могут приниматься следующие значения  $l_T/L_T$ :

1,0 — для соединений, обеспечивающих частичное закрепление от кручения и деформации (Рисунок 6.13а);

0,7 — для соединений, обеспечивающих значительное закрепление от кручения и деформации (Рисунок 6.13б).

## 6.2.4 Потеря устойчивости плоской формы изгиба для изгибаемых элементов

6.2.4.1 Расчетная несущая способность по устойчивости плоской формы изгиба элемента должна определяться в соответствии с Пунктами 6.2.4.3 – 6.2.4.6, используя кривую потери устойчивости  $b$ .

6.2.4.2 Этот метод неприменим для сечений, которые имеют значительный угол между главными осями эффективного и полного поперечных сечений.

6.2.4.3 Если не указано другое, см. 6.3.2.3 СН РК EN 1993-1-1, для изгибаемых элементов постоянного поперечного сечения значение  $\chi_{LT}$  при соответствующей условной гибкости  $\bar{\lambda}_{LT}$  следует определять по формуле:

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

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

здесь  $\alpha_{LT}$  — коэффициент, учитывающий начальные несовершенства, согласно СН РК 1993-1-1;

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

$M_{cr}$  — критический момент потери устойчивости плоской формы изгиба в упругой стадии.

6.2.4.4 При определении  $M_{cr}$  принимаются геометрические характеристики поперечного сечения брутто и учитываются условия загрузки, действительное распределение момента и раскрепления из плоскости действия изгибающего момента.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Коэффициент  $\alpha_{LT}$ , соответствующий определенной кривой потери устойчивости, может быть установлен в Национальном Приложении. Рекомендуемые значения  $\alpha_{LT}$  приведены в Таблице 6.4.

**Таблица 6.4 — Рекомендуемые значения коэффициентов, учитывающих начальные несовершенства, для кривых потери устойчивости плоской формы изгиба**

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 6.5.

**Таблица 6.5 — Рекомендуемые кривые потери устойчивости плоской формы изгиба в расчетах с использованием Формулы (6.56) СН РК EN 1993-1-1**

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

6.2.4.5 Значения понижающего коэффициента  $\chi_{LT}$  при соответствующей условной гибкости  $\bar{\lambda}_{LT}$  можно определить по графику на Рисунке 6.4 СН РК EN 1993-1-1.

6.2.4.6 При условной гибкости  $\bar{\lambda}_{LT} \leq \bar{\lambda}_{LT,0}$  (см. 6.3.2.3 СН РК EN 1993-1-1) или при  $\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq \bar{\lambda}_{LT,0}^2$  (см. 6.3.2.3 СН РК EN 1993-1-1) проверкой устойчивости плоской формы изгиба можно пренебречь.

## 6.2.5 Изгиб и осевое сжатие

6.2.5.1 Взаимодействие между осевой силой и изгибающим моментом может учитываться расчетом по теории второго порядка, как указано в СН РК EN 1993-1-1, основанным на характеристиках эффективного поперечного сечения, полученных из 5.5. См. также 5.3.

6.2.5.2 Как вариант, можно использовать Формулу (6.53):

$$\left( \frac{N_{Ed}}{N_{b,Ed}} \right)^{0,8} + \left( \frac{M_{Ed}}{M_{b,Ed}} \right)^{0,8} \leq 1,0, \quad (6.36)$$

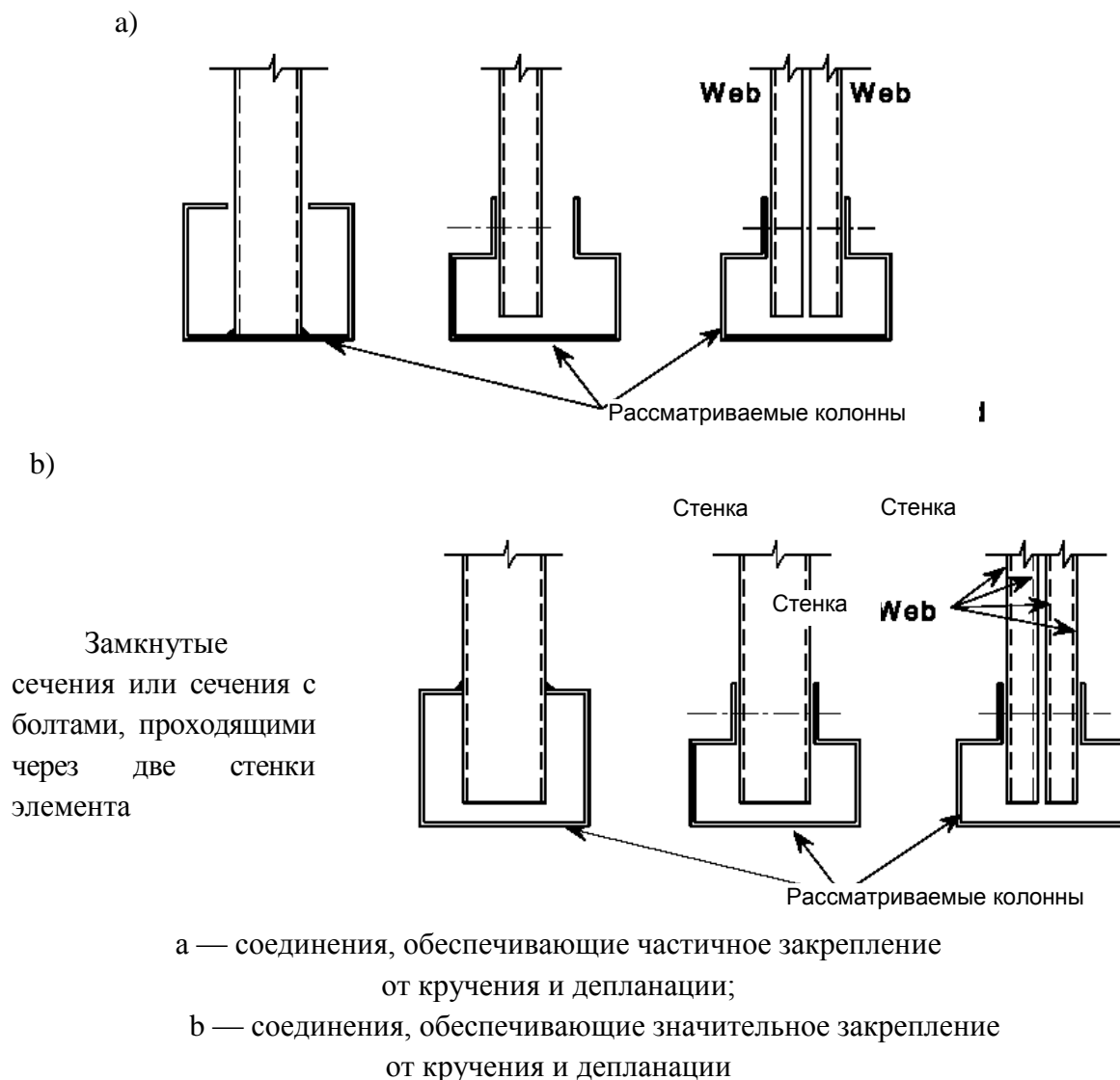
где  $N_{b,Rd}$  — расчетная несущая способность элемента на сжатие, определенная в соответствии с 6.2.2 (для плоской, крутильной или изгибно-крутильной форм потери устойчивости):

$M_{b,Rd}$  — изгибающий момент согласно 6.2.4;

$M_{Ed}$  — расчетная несущая способность элемента на изгиб с учетом смещения центральной оси в необходимых случаях.

## 6.3 Изгиб и осевое растяжение

6.3.1 Применимы формулы взаимодействия, приведенные в 6.2.5.



**Рисунок 6.13 — Закрепление от кручения и деформации:**

## 7 ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ВТОРОЙ ГРУППЫ

### 7.1 Общие положения

7.1.1 Правила расчета по предельным состояниям второй группы, приведенные в Пунктах 7.1.2-7.1.8, применимы также для холодноформованных элементов и профилированных листов.

7.1.2 Стальные конструкции следует проектировать и возводить с обеспечением требований предельных состояний по эксплуатационной пригодности.

7.1.3 Основные требования предельных состояний по эксплуатационной пригодности приводятся в 7.1.4.Р - 7.1.6.

7.1.4Р Предельные состояния, которые обеспечивают функции несущей конструкции или одной из ее частей при нормальных условиях эксплуатации или хорошее

самочувствие пользователей, или внешний вид строения, следует классифицировать как предельные состояния эксплуатационной пригодности.

**ПРИМЕЧАНИЕ 1** Под «внешним видом» в связи с эксплуатационной пригодностью, следует понимать большие прогибы и недопустимое трещинообразование, а не другие параметры внешнего вида.

**ПРИМЕЧАНИЕ 2** Как правило, требования к эксплуатационной пригодности определяются для каждого проекта отдельно.

7.1.5Р Следует различать обратимые и необратимые предельные состояния эксплуатационной пригодности.

7.1.6 Расчеты эксплуатационной пригодности должны производиться по следующим критериям:

а) деформации и смещения, которые влияют:

— на внешний вид несущей конструкции и хорошее самочувствие пользователей;

— на функции несущей конструкции (включая работу машин и оборудования) или вызывают повреждения облицовок, покрытий или ненесущих элементов конструкции;

б) вибрации, вызывающие у людей неприятные физические ощущения или ограничивающие функциональную способность несущей конструкции;

с) повреждения, которые предположительно отрицательно влияют на внешний вид, долговечность или функциональную способность несущей конструкции.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Дополнительные положения по критериям эксплуатационной пригодности приведены в СН РК EN 1992 – СН РК EN 1999.

7.1.7 Предельные состояния по эксплуатационной пригодности, соответствующие им нагрузки и расчетную модель следует устанавливать в каждом конкретном проекте.

7.1.8 Если выполняется пластический статический расчет, то при оценке предельного состояния по эксплуатационной пригодности необходимо учитывать перераспределение сил и моментов.

7.1.9 При расчете холодноформованных элементов и профилированных листов по второй группе предельных состояний должны использоваться геометрические характеристики эффективного поперечного сечения, полученные в 5.1.

7.1.10 Как вариант, момент инерции сечения может быть рассчитан с использованием интерполяции полного и эффективного поперечных сечений, по формуле:

$$I_{fic} = I_{gr} - \frac{\sigma_{gr}}{\sigma} (I_{gr} - I(\sigma)_{eff}), \quad (7.1)$$

где  $I_{gr}$  — момент инерции полного поперечного сечения;

$\sigma_{gr}$  — максимальное сжимающее напряжение от изгиба, при расчете по второй группе предельных состояний, основанное на полном поперечном сечении (в формуле со знаком «плюс»);

$I(\sigma)_{eff}$  — момент инерции эффективного поперечного сечения, с учетом потери местной устойчивости, вычисленной при максимальном напряжении  $\sigma \geq \sigma_{gr}$ .

Максимальным напряжением является наибольшее по абсолютному значению напряжение в пределах рассматриваемой расчетной длины элемента.

7.1.11 Момент инерции эффективного сечения  $I_{eff}$  (или  $I_{fic}$ ) может быть принят переменным вдоль пролета. Как вариант, может использоваться постоянное значение момента инерции, полученное исходя из максимального абсолютного момента в пролете от нормативной нагрузки.

## 7.2 Пластические деформации

7.2.1 При расчете с учетом полного развития пластических деформаций сочетание опорного момента и реакции на промежуточной опоре должно учитываться с коэффициентом не более 0,9 при расчете несущей способности, определенной с учетом  $\Delta M_{ser}$ , см. 2.5.

7.2.2 Комбинированную расчетную несущую способность допускается определять по 6.1.11, но используя при этом эффективное поперечное сечение для предельных состояний второй группы и учитывая  $\Delta M_{ser}$ .

## 7.3 Прогибы

7.3.1 Прогибы могут быть определены в предположении упругой работы стали.

7.3.2 В расчете прогибов, усилий и моментов должно учитываться влияние податливости соединений (например, в случае неразрезных балочных систем с соединениями внахлестку и на накладках).

# 8 РАСЧЕТ СОЕДИНЕНИЙ

## 8.1 Общие положения

8.1.1 Допущения и требования для расчета соединений — см. СН РК EN 1993-1-8.

8.1.2 Нижеследующие правила относятся к элементам толщиной  $t_{cor} \leq 4$ , на которые не распространяются указания СН РК EN 1993-1-8.

## 8.2 Нахлесточные и концевые соединения сжатых элементов

8.2.1 Нахлесточные и концевые соединения сжатых элементов должны быть либо как минимум равнопрочны с элементом, либо рассчитаны на действие дополнительного изгибающего момента от эффектов второго порядка в элементе, в дополнение к внутреннему сжимающему усилию  $N_{Ed}$  и внутренним моментам  $M_{y,Ed}$  и  $M_{z,Ed}$ , полученным из статического расчета.

8.2.2 При отсутствии расчета второго порядка дополнительный момент  $\Delta M_{Ed}$  для элемента должен быть принят действующим относительно той оси поперечного сечения,

которая соответствует наименьшему значению снижающего коэффициента  $\chi$  при плоской форме потери устойчивости, см. 6.2.2.1.2. Значение  $\Delta M_{Ed}$  определяется по формуле:

$$\Delta M_{Ed} = N_{Ed} \cdot \left( \frac{1}{\chi} - 1 \right) \cdot \frac{W_{eff}}{A_{eff}} \sin \frac{\pi a}{l}, \quad (8.1a)$$

где  $A_{eff}$  — эффективная площадь поперечного сечения;

$a$  — расстояние от нахлесточного или концевого соединения до ближайшей точки перегиба;

$l$  — длина участка между точками перегиба элемента, потерявшего устойчивость относительно соответствующей оси;

$W_{eff}$  — момент сопротивления эффективного поперечного сечения при изгибе относительно соответствующей оси.

Нахлесточные и концевые соединения должны рассчитываться с учетом дополнительной внутренней поперечной силы:

$$\Delta V_{Ed} = \frac{\pi N_{Ed}}{l} \cdot \left( \frac{1}{\chi} - 1 \right) \cdot \frac{W_{eff}}{A_{eff}}. \quad (8.1b)$$

8.2.3 Нахлесточные и концевые соединения должны проектироваться таким образом, чтобы нагрузка передавалась на эффективные (устойчивые) части поперечного сечения.

8.2.4 Если конструктивные детали на концах элемента выполнены таким образом, что линия действия внутренней осевой силы не может быть четко выявлена, необходимо установить возможный эксцентриситет и учесть в расчете элемента соответствующие результирующие моменты, даже если элемент имеет одно концевое соединение или соединение внахлестку.

### 8.3 Соединения на метизах

8.3.1 Соединения на метизах должны быть компактны по форме. Расположения метизов должно обеспечивать удовлетворительные условия для монтажа и ремонта.

ПРИМЕЧАНИЕ Дополнительная информация — см. СН РК EN 1993-1-8.

8.3.2 Сдвигающие силы на отдельные метизы в соединении допускаются равными при условии, что:

- метизы имеют достаточную пластичность;
- срез не является критической формой разрушения.

8.3.3 При расчете несущей способности метизов, подверженных действию преимущественно статических нагрузок, следует руководствоваться указаниями:

- Таблицы 8.1 — для заклепок, предназначенных для односторонней клепки;
- Таблицы 8.2 — для самонарезающих винтов;
- Таблицы 8.3 — для дюбелей;
- Таблицы 8.4 — для болтов.

ПРИМЕЧАНИЕ Для определения расчетной несущей способности метизов посредством испытаний см п. 9.5.

8.3.4 В Таблицах 8.1 – 8.4 приняты следующие обозначения:

$A$  — полная площадь поперечного сечения метиза;

$A_s$  — площадь растянутой части сечения метиза;

$A_{net}$  — площадь нетто сечения соединяемого элемента;

$\beta_{Lf}$  — снижающий коэффициент для протяженных узлов по СН РК EN 1993-1-8;

$d$  — номинальный диаметр метиза;

$d_o$  — номинальный диаметр отверстия;

$d_w$  — диаметр шайбы или головки метиза;

$e_1$  — расстояние от центра метиза до ближайшего края соединяемого элемента вдоль усилия (см. Рисунок 8.1);

$e_2$  — расстояние от центра метиза до ближайшего края соединяемого элемента поперек усилия (см. Рисунок 8.1);

$f_{ub}$  — временное сопротивление на растяжение материала метиза;

$f_{u,sup}$  — временное сопротивление на растяжение опорного элемента, в котором установлен винт;

$n$  — количество листов, которые крепятся к опорному элементу посредством винта или дюбеля;

$n_f$  — количество метизов в одном соединении;

$p_1$  — расстояние между центрами метизов вдоль усилия (см. Рисунок 8.1);

$p_2$  — расстояние между центрами метизов поперек усилия (см. Рисунок 8.1);

$t$  — толщина более тонкого из соединяемых элементов;

$t_1$  — толщина более толстого из соединяемых элементов;

$t_{sup}$  — толщина опорного элемента, к которому крепится винт или дюбель.

8.3.5 При определении расчетной несущей способности метизов частный коэффициент  $\gamma_M$  принимается равным  $\gamma_{M2}$ .

ПРИМЕЧАНИЕ Значение  $\gamma_{M2}$  может быть приведено в Национальном Приложении. Рекомендуемое значение  $\gamma_{M2} = 1,25$ .

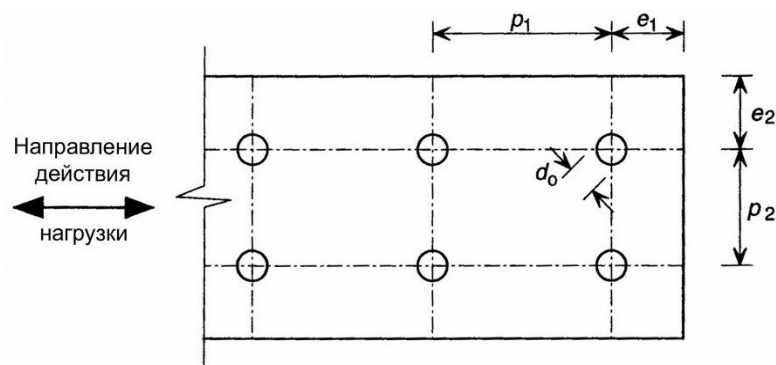


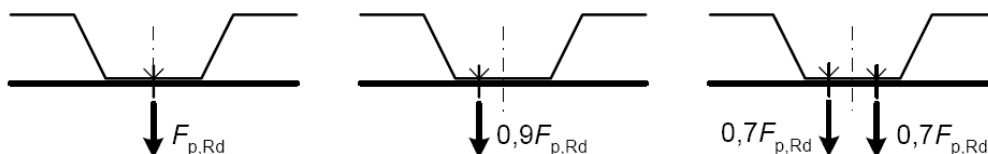
Рисунок 8.1 — Расположение метизов и электрозаклепок

8.3.6 Если несущая способность метиза на выдергивание  $F_{o,Rd}$  меньше, чем его несущая способность из условия вырывания  $F_{p,Rd}$ , то деформативность соединения



должна определяться с помощью испытаний.

8.3.7 Если метизы расположены в гофрах профилированного листа не по центру, то несущая способность саморезов и дюбелей из условия продавливания, приведенная в Таблицах 8.2 и 8.3, должна быть снижена. Если смещение метиза от центра полки составляет четверть ее ширины, расчетная несущая способность метиза снижается до  $0,9F_{p,Rd}$ , и, если метизы расположены на таком же расстоянии по обе стороны от центра полки, то их несущая способность принимается равной  $0,7F_{p,Rd}$  на каждый метиз (Рисунок 8.2).



**Рисунок 8.2 — Снижение несущей способности метизов из условия продавливания в зависимости от их положения**

8.3.8 При одновременном действии на метиз сдвига и растяжения, при условии, что  $F_{t,Rd}$  и  $F_{v,Rd}$  определены расчетом по Таблицам 8.1 – 8.4, несущая способность соединения на метизах определяется по формуле:

$$\frac{F_{t,Ed}}{\min(F_{p,Rd}, F_{o,Rd})} + \frac{F_{v,Ed}}{\min(F_{b,Rd}, F_{n,Rd})} \leq 1. \quad (8.2)$$

8.3.9 Изменение формы полного поперечного сечения может не учитываться, если расчетная несущая способность определяется по Таблицам 8.1 – 8.4 и если крепление выполняется через полку шириной не более 150 мм.

8.3.10 Диаметр отверстий под винты должен соответствовать техническим регламентам изготовителя. Эти регламенты должны быть основаны на следующих критериях:

- момент закручивания должен быть больше, чем момент, требуемый для нарезания резьбы в соединяемом элементе;
- момент закручивания должен быть меньше, чем момент, вызывающий срез резьбы или головки метиза;
- момент закручивания должен быть менее  $2/3$  момента, срезающего головку метиза.

8.3.11 Для протяженных узлов следует учитывать снижающий коэффициент  $\beta_{Lf}$ .

8.3.12 Если расстояние  $L_j$  между центрами крайних крепежных деталей вдоль усилия (см. Рисунок 8.3) больше  $15d$ , то значение несущей способности соединения на срез  $F_{v,Rd}$  следует умножать на понижающий коэффициент  $\beta_{Lf}$ , определяемый по формуле, согласно СН РК EN 1993-1-8:

$$\beta_{Lf} = 1 - \frac{L_j - 15d}{200d},$$

но  $\beta_{Lf} \leq 1$  и  $\beta_{Lf} \geq 0,75$ .

8.3.13 Указание 8.3.12 не применяется, если имеет место равномерное распределение усилия сдвига по длине соединения, например, при передаче усилия сдвига между стенкой и полкой поперечного сечения.

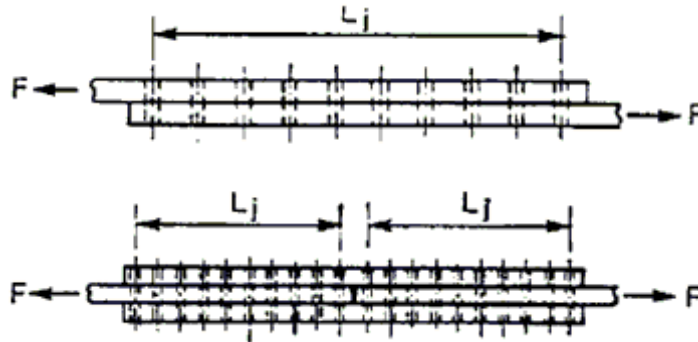


Рисунок 8.3 — Протяженные соединения

8.3.14 Данные правила расчета заклепок для односторонней клепки применимы только в тех случаях, когда диаметр отверстия превышает диаметр заклепки не более чем на 0,1 мм.

8.3.15 Для соединений на болтах М12 и М14 при диаметрах отверстий, превышающих диаметр болта на 2 мм, рекомендации приведены в Таблице 8.5.

8.3.16 Болты М12 и М14 можно использовать также в отверстиях с зазором, равным 2 мм при условии, что расчетное значение несущей способности группы болтов на смятие больше или равно расчетному значению несущей способности группы болтов на срез. Кроме того, для болтов классов прочности 4.8, 5.8, 6.8, 8.8 и 10.9 расчетное значение несущей способности на срез  $F_{v,Rd}$  следует принимать равным значению, приведенному в Таблице 8.5, умноженному на 0,85.

**Таблица 8.1 — Расчетная несущая способность заклепок для  
односторонней клепки<sup>1)</sup>**

<p>Заклепки в соединениях, работающих на сдвиг</p> <p>Несущая способность смятия</p> $F_{b,Rd} = \alpha f_u d t / \gamma_{M2}, \text{ но } F_{b,Rd} \leq f_u e_1 t / (1,2 \gamma_{M2}),$ <p>где <math>\alpha</math> принимается следующим образом:</p> <p>если <math>t = t_1</math>    <math>\alpha = 3,6 \sqrt{t/d}</math>, но <math>\alpha \leq 2,1</math>;</p> <p>если <math>t_1 \geq 2,5t</math>    <math>\alpha = 2,1</math>;</p> <p>если <math>t &lt; t_1 &lt; 2,5t</math>    <math>\alpha</math> принимают по линейной интерполяции.</p> <p>Несущая способность сечения нетто</p> $F_{n,Rd} = A_{net} f_u / \gamma_{M2}.$ <p>Несущая способность среза. Несущую способность среза <math>F_{v,Rd}</math> определяют испытаниями</p> <p>и <math>F_{v,Rd} = F_{v,Rk} / \gamma_{M2}</math></p>
<p>Условия:<sup>4)</sup></p> $F_{v,Rd} \geq 1,2 F_{b,Rd} / (n_f \beta_{Lf}) \text{ или } F_{v,Rd} \geq 1,2 F_{n,Rd}$
<p>Заклепки в соединениях, работающих на растяжение<sup>2)</sup></p> <p>Несущая способность вырывания. Несущую способность вырывания <math>F_{p,Rd}</math> определяют испытаниями<sup>1)</sup>.</p> <p>Несущая способность выдергивания. Не относится к заклепкам.</p> <p>Несущая способность растяжения. Несущую способность растяжения <math>F_{t,Rd}</math> определяют испытаниями<sup>1)</sup>.</p>
<p>Условия:</p> $F_{t,Rd} \geq \Sigma F_{p,Rd}$
<p>Диапазон применения<sup>3)</sup></p>
$e_1 \geq 1,5d \quad p_1 \geq 3d \quad 2,6 \text{ мм} \leq d \leq 6,4 \text{ мм}$ $e_2 \geq 1,5d \quad p_2 \geq 3d$ $f_u \leq 550 \text{ Н/мм}^2$
<p><sup>1)</sup> Допускается, что закладная головка заклепки расположена над более тонким из соединяемых листов.</p> <p><sup>2)</sup> Заклепки данного типа обычно не используют при растяжении.</p> <p><sup>3)</sup> Эти заклепки могут использоваться в другом диапазоне применения, если их несущая способность определена по результатам испытаний.</p> <p><sup>4)</sup> Требуемые условия должны быть выполнены при необходимости ограничения деформативности соединения. Если эти условия не выполнены, то следует ограничить деформативность соединения другими элементами конструкций.</p>
<p align="center"><b>ПРИМЕЧАНИЕ</b> В Национальном Приложении может быть приведена дополнительная информация о несущей способности заклепок из условия сдвига, продавливания и растяжения.</p>

**Таблица 8.2 — Расчетная несущая способность заклепок для  
односторонней клепки<sup>1)</sup>**

<p>Самонарезающие винты в соединениях, работающих на сдвиг</p> <p>Несущая способность смятия</p> $F_{b,Rd} = \alpha \cdot f_u dt / \gamma_{M2},$ <p>где <math>\alpha</math> принимается в следующем виде:</p> <p>если <math>t = t_1</math> <math>\alpha = 3,2\sqrt{t/d}</math>, но <math>\alpha \leq 2,1</math>;</p> <p>если <math>t_1 \geq 2,5t</math> и <math>t &lt; 1,0</math> мм <math>\alpha = 3,2\sqrt{t/d}</math>, но <math>\alpha \leq 2,1</math>;</p> <p>если <math>t_1 \geq 2,5t</math> и <math>t \geq 1,0</math> мм <math>\alpha = 2,1</math>;</p> <p>если <math>t &lt; t_1 &lt; 2,5t</math> <math>\alpha</math> принимают по линейной интерполяции.</p> <p>Несущая способность сечения нетто</p> $F_{n,Rd} = A_{net} f_u / \gamma_{M2}$ <p>Несущая способность среза. Несущую способность среза и <math>F_{v,Rd}</math> определяют испытаниями.</p> $F_{v,Rd} = F_{v,Rk} / \gamma_{M2}$
<p>Условия:<sup>4)</sup></p> $F_{v,Rd} \geq 1,2 F_{b,Rd} \text{ или } \sum F_{v,Rd} \geq 1,2 F_{n,Rd}$
<p>Винты в соединениях, работающих на растяжение</p> <p>Несущая способность вырывания:<sup>2)</sup></p> <p>для статических нагрузок</p> $F_{p,Rd} = d_w t f_u / \gamma_{M2};$ <p>для винтов под действием ветровых нагрузок и сочетания ветровых и статических нагрузок</p> $F_{p,Rd} = 0,5 d_w t f_u / \gamma_{M2}$ <p>Несущая способность выдергивания</p> <p>Если <math>t_{sup}/s &lt; 1</math> <math>F_{o,Rd} = 0,45 d t_{sup} f_{u,sup} / \gamma_{M2}</math> (<math>s</math> — шаг резьбы).</p> <p>Если <math>t_{sup}/s \geq 1</math> <math>F_{o,Rd} = 0,65 d t_{sup} f_{u,sup} / \gamma_{M2}</math></p> <p>Несущая способность растяжения. Несущую способность растяжения <math>F_{t,Rd}</math> определяют испытаниями.</p>
<p>Условия:<sup>4)</sup></p> $F_{t,Rd} \geq \sum F_{p,Rd} \text{ или } F_{t,Rd} \geq F_{o,Rd}$
<p>Диапазон применения<sup>3)</sup></p>
<p>Общие:</p> $e_1 \geq 3d \quad p_1 \geq 3d \quad 3,0 \text{ мм} \leq d \leq 8,0 \text{ мм}$ $e_2 \geq 1,5d \quad p_2 \geq 3d$ <p>Для растяжения: <math>0,5 \text{ мм} \leq t \leq 1,5 \text{ мм}</math> и <math>t_1 \geq 0,9 \text{ мм}</math>, <math>f_u \leq 550 \text{ Н/мм}^2</math></p>

**Таблица 8.2 — Расчетная несущая способность заклепок для  
односторонней клепки<sup>1)</sup> (продолжение)**

<sup>1)</sup> Допускается, что головка винта расположена над более тонким из соединяемых листов. <sup>2)</sup> Допускается, что шайба достаточно жесткая для предотвращения ее нежелательной деформации и исключен отрыв головки винта. <sup>3)</sup> Самонарезающие винты могут использоваться в другом диапазоне применения, если их несущая способность определена по результатам испытаний. <sup>4)</sup> Требуемые условия должны быть выполнены при необходимости ограничения деформативности соединения. Если эти условия не выполнены, то следует ограничить деформативность соединения другими элементами конструкций.
<p align="center">ПРИМЕЧАНИЕ В Национальном Приложении может быть приведена дополнительная информации о несущей способности самонарезающих винтов, работающих на срез и растяжение.</p>

**Таблица 8.3 — Расчетная несущая способность пристреливаемых дюбелей**

<b>Дюбели в соединениях, работающих на сдвиг</b>
<p>Несущая способность смятия</p> $F_{b,Rd} = 3,2f_u d t / \gamma_{M2}$ <p>Несущая способность по сечению нетто</p> $F_{n,Rd} = A_{net} f_u / \gamma_{M2}$ <p>Несущая способность среза. Несущая способность среза <math>F_{v,Rd}</math> определяется испытаниями <math>F_{v,Rd} = F_{v,Rk} / \gamma_{M2}</math></p>
<p>Условия:<sup>3)</sup></p> $F_{v,Rd} \geq 1,5 \Sigma F_{b,Rd} \text{ или } \Sigma F_{v,Rd} \geq 1,5 F_{n,Rd}$
<b>Дюбели в соединениях, работающих на растяжение</b>
<p>Несущая способность вырывания:<sup>1)</sup></p> <p>для статических нагрузок</p> $F_{p,Rd} = d_w t f_u / \gamma_{M2};$ <p>для ветровых нагрузок и сочетания ветровых и статических нагрузок</p> $F_{p,Rd} = 0,5 d_w t f_u / \gamma_{M2}$ <p>Несущая способность выдергивания. Несущая способность выдергивания <math>F_{o,Rd}</math> определяется испытаниями.</p> <p>Несущая способность растяжения. Несущая способность растяжения <math>F_{t,Rd}</math> определяется испытаниями.</p>
<p>Условия:<sup>3)</sup></p> $F_{o,Rd} \geq \Sigma F_{p,Rd} \text{ или } F_{t,Rd} \geq F_{o,Rd}$

**Таблица 8.3 — Расчетная несущая способность пристреливаемых дюбелей**  
(продолжение)

Диапазон применения <sup>2)</sup> Общие: $e_1 \geq 4,5d$ $3,7 \text{ мм} \leq d \leq 6,0 \text{ мм}$ $e_2 \geq 4,5d$ для $d = 3,7 \text{ мм}$ $t_{\text{sup}} \geq 4,0 \text{ мм}$ $p_1 \geq 4,5d$ для $d = 4,5 \text{ мм}$ $t_{\text{sup}} \geq 6,0 \text{ мм}$ $p_2 \geq 4,5d$ для $d = 5,2 \text{ мм}$ $t_{\text{sup}} \geq 8,0 \text{ мм}$ $f_u \leq 550 \text{ Н/мм}^2$ Для растяжения: $0,5 \text{ мм} \leq t \leq 1,5 \text{ мм}$ , $t_{\text{sup}} \geq 6,0 \text{ мм}$		
<sup>1)</sup> Допускается, что шайба достаточно жесткая для предотвращения ее нежелательной деформации и исключен отрыв головки дюбеля. <sup>2)</sup> Дюбели могут быть использованы в другом диапазоне применения, если их несущая способность определена по результатам испытаний. <sup>3)</sup> Требуемые условия должны быть выполнены при необходимости ограничения деформативности соединения. Если эти условия не выполнены, то следует ограничить деформативность соединения другими элементами конструкций.		
ПРИМЕЧАНИЕ В Национальном Приложении может быть приведена дополнительная информация о несущей способности дюбелей, работающих на срез, выдергивание и растяжение.		

Таблица 8.4 — Расчетная несущая способность болтов

Болты в соединениях, работающих на сдвиг
<p>Несущая способность смятия<sup>2)</sup></p> $F_{b,Rd} = 2,5\alpha_b k_t f_u d t / \gamma_{M2},$ <p>где <math>\alpha_b</math> — наименьшее значение из 1,0 и <math>e_1/(3d)</math>;  <math>k_t = (0,8t + 1,5)/2,5</math> для <math>0,75 \text{ мм} \leq t \leq 1,25 \text{ мм}</math>, <math>k_t = 1</math> для <math>t \geq 1,25 \text{ мм}</math></p> <p>Несущая способность по сечению нетто</p> $F_{n,Rd} = (1 + 3r(d_0/u - 0,3)) A_{net} f_u / \gamma_{M2}, \text{ но } F_{n,Rd} \leq A_{net} f_u / \gamma_{M2},$ <p>где <math>r</math> — [количество болтов в поперечном сечении]/[общее количество болтов в соединении];  <math>u = 2e_2</math>, но <math>u \leq p_2</math></p>
<p>Несущая способность среза</p> <p>Для болтов классов прочности 4.6, 5.6 и 8.8</p> $F_{v,Rd} = 0,6 f_{ub} A_s / \gamma_{M2};$ <p>для болтов классов прочности 4.8, 5.8, 6.8 и 10.9</p> $F_{v,Rd} = 0,5 f_{ub} A_s / \gamma_{M2}$
<p>Условия:<sup>3)</sup></p> $F_{v,Rd} \geq 1,2 \Sigma F_{b,Rd} \text{ или } \Sigma F_{v,Rd} \geq 1,2 F_{n,Rd}$
Болты в соединениях, работающих на растяжение
<p>Несущая способность вырывания. Несущая способность вырывания <math>F_{p,Rd}</math> определяется испытаниями.</p> <p>Несущая способность выдергивания. Не относится к болтам.</p> <p>Несущая способность растяжения</p> $F_{t,Rd} = 0,9 f_{ub} A_s / \gamma_{M2}.$
<p>Условия:<sup>3)</sup></p> $F_{t,Rd} \geq \Sigma F_{p,Rd}$
Диапазон применения <sup>1)</sup>
$e_1 \geq 1,0d_0$ $p_1 \geq 3,0d_0$ $3 \text{ мм} > t \geq 0,75 \text{ мм}$ Минимальный размер болта: М6 $e_2 \geq 1,5d_0$ $p_2 \geq 3,0d_0$ Классы прочности болтов: 4.6 – 10.9 $f_u \leq 550 \text{ Н/мм}^2$
<p><sup>1)</sup> Болты могут быть использованы в другом диапазоне применения, если их несущая способность определена по результатам испытаний.</p> <p><sup>2)</sup> Для толщины 3 мм и более должны использоваться правила для болтов по СН РК EN 1993-1-8.</p> <p><sup>3)</sup> Требуемые условия должны быть выполнены при необходимости ограничения деформативности соединения. Если эти условия не выполнены, то следует ограничить деформативность соединения другими элементами конструкций.</p>
<p>ПРИМЕЧАНИЕ В Национальном Приложении может быть приведена дополнительная информация о несущей способности болтов из условия вырывания при растяжении.</p>

**Таблица 8.5 — Несущая способность одиночных крепежных деталей,  
подверженных срезу и/или растяжению**

Вид отказа	Болты	Заклепки
Срез одной плоскости	$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}}$ <p>а) если плоскость среза проходит через резьбовую часть болта (<math>A = A_s</math>, где <math>A_s</math> — площадь сечения болта нетто): для болтов классов прочности 4.6, 5.6 и 8.8 <math>\alpha_v = 0,6</math>; для болтов классов прочности 4.8, 5.8, 6.8 и 10.8 <math>\alpha_v = 0,5</math>; б) если плоскость среза проходит через гладкую часть болта (<math>A</math> — поперечное сечение болта брутто) <math>\alpha_v = 0,6</math></p>	$F_{v,Rd} = \frac{0,6 f_{ur} A_0}{\gamma_{M2}}$
Смятие <sup>1),2),3)</sup>	$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}},$ <p>где <math>\alpha_b</math> — наименьшее из <math>\alpha_d</math>, <math>\frac{f_{ub}}{f_u}</math> и 1,0;</p> <p>а) вдоль усилия: для крайних болтов <math display="block">\alpha_d = \frac{e_1}{3d_0};</math> для средних болтов <math display="block">\alpha_d = \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4};</math> б) поперек усилия: для крайних болтов <math>k_1</math> — наименьшее из <math>2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7</math> и 2,5; для средних болтов <math>k_1</math> — наименьшее из <math>1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7</math> и 2,5</p>	
Потеря несущей способности на растяжение <sup>2)</sup>	$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}},$ <p>где <math>k_2 = 0,63</math> — для болта с потайной головкой; <math>k_2 = 0,9</math> — в остальных случаях</p>	$F_{t,Rd} = \frac{0,6 f_{ur} A_0}{\gamma_{M2}}$
Продавливание	$B_{p,Rd} = 0,6 \pi d_m t_p f_u / \gamma_{M2}$	Проверка не требуется
Совместное действие среза и растяжения	$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1,0$	



**Таблица 8.5 — Несущая способность одиночных крепежных деталей,  
подверженных срезу и/или растяжению  
(продолжение)**

<p><sup>1)</sup> Несущая способность на смятие <math>F_{b,Rd}</math> болтов составляет:</p> <p>— для отверстий с большим зазором — 0,8 несущей способности на смятие болтов, установленных в нормальные отверстия;</p> <p>— для овальных отверстий при передаче нагрузки перпендикулярно продольной оси отверстия — 0,6 от несущей способности на смятие болтов, установленных в нормальные круглые отверстия.</p> <p><sup>2)</sup> Для болтов с потайной головкой:</p> <p>— несущая способность на смятие <math>F_{b,Rd}</math> определяется из условия равенства толщины элемента <math>t</math> толщине присоединяемого элемента, за вычетом половины глубины зенкерования;</p> <p>— при определении несущей способности на растяжение <math>F_{t,Rd}</math> угол и глубина зенкерования должны соответствовать ссылочным стандартам группы 4 (см. 1.2.4). В противном случае несущая способность на растяжение <math>F_{t,Rd}</math> должна быть обоснована соответствующим образом.</p> <p><sup>3)</sup> Если усилие на болт не параллельно краю элемента, то проверка несущей способности на смятие может осуществляться отдельно на действие компонентов усилия, приложенных параллельно и перпендикулярно краю элемента.</p>
--

## 8.4 Точечная сварка

8.4.1 Точечная сварка может быть использована для прокатного или оцинкованного основного материала толщиной до 4,0 мм при условии, что более тонкая соединяемая часть имеет толщину не более 3,0 мм.

8.4.2 Точечная сварка выполняется либо сваркой сопротивлением, либо проплавлением.

8.4.3 Расчетная несущая способность  $F_{v,Rd}$  сварной точки на срез определяется по Таблице 8.6.

8.4.4 В Таблице 8.6 приняты следующие обозначения:

- $A_{net}$  — площадь поперечного сечения нетто соединяемого элемента;
- $n_w$  — количество сварных точек в одном соединении;
- $t$  — толщина наиболее тонкого присоединенного элемента или листа, мм;
- $t_1$  — толщина наиболее толстого присоединенного элемента или листа;
- $e_1, e_2$  и  $p_1, p_2$  — см. 8.3.4.

8.4.5 Для определения несущей способности сварных точек коэффициент  $\gamma_M$  принимается равным  $\gamma_{M2}$ .

**ПРИМЕЧАНИЕ** Значение  $\gamma_{M2}$  может быть приведено в Национальном Приложении.

Рекомендуемое значение  $\gamma_{M2} = 1,25$ .

Таблица 8.6 — Расчетная несущая способность сварных точек

Сварные точки в соединениях, работающие на сдвиг
Несущая способность смятия и разрыва Если $t < t_1 < 2,5t$ , $F_{tb,Rd} = 2,7\sqrt{t}d_s f_u / \gamma_{M2}$ (где $t$ в миллиметрах); если $t_1 \geq 2,5t$ , $F_{tb,Rd} = 2,7\sqrt{t}d_s f_u / \gamma_{M2}$ , но $F_{tb,Rd} \leq 0,7d_s^2 f_u / \gamma_{M2}$ и $F_{tb,Rd} \leq 3,1td_s f_u / \gamma_{M2}$
Несущая способность края элемента на разрыв $F_{e,Rd} = 1,4te_1 f_u / \gamma_{M2}$
Несущая способность сечения нетто $F_{n,Rd} = A_{net} f_u / \gamma_{M2}$
Несущая способность среза $F_{v,Rd} = \frac{\pi}{4} \cdot d_s^2 f_u / \gamma_{M2}$
Условия: $F_{v,Rd} \geq 1,25 F_{tb,Rd}$ или $F_{v,Rd} \geq 1,25 F_{e,Rd}$ или $\sum F_{v,Rd} \geq 1,25 F_{n,Rd}$
Диапазон применения
$2d_s \leq e_1 \leq 6d_s$ $3d_s \leq p_1 \leq 8d_s$ $e_2 \leq 4d_s$ $3d_s \leq p_2 \leq 6d_s$

8.4.6 Внутренний диаметр  $d_s$  электрозаклепки должен определяться следующим образом:

— при сварке проплавлением

$$d_s = 0,5t + 5 \text{ мм}; \quad (8.3a)$$

— при сварке сопротивлением

$$d_s = 5\sqrt{t} \text{ (где } t \text{ в миллиметрах)}. \quad (8.3b)$$

8.4.7 Значение  $d_s$  выполненной сваркой точки в реальных условиях должно быть проверено посредством испытаний на срез в соответствии с КТом 9, с использованием образцов с одиночным нахлестом, как показано на Рисунке 8.4. Толщина  $t$  образца должна быть равной реализованной в конкретном случае.

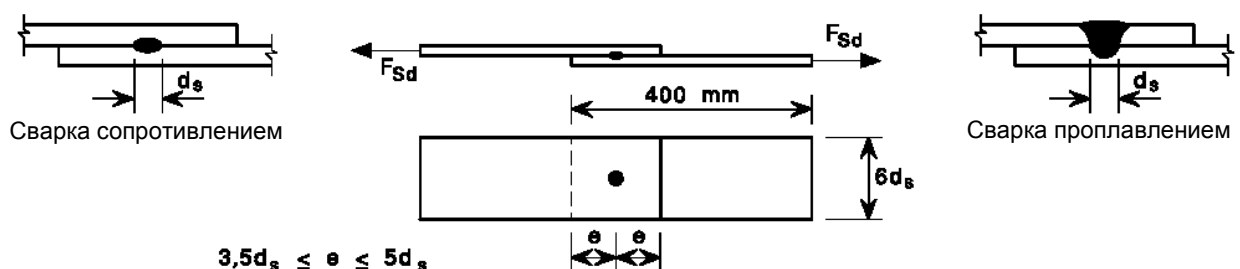


Рисунок 8.4 — Образцы для испытаний на срез сварных точек

## 8.5 Сварные соединения внахлестку

### 8.5.1 Общие положения

8.5.1.1 Требования настоящего подраздела должны использоваться для проектирования сварных соединений внахлестку, выполненных дуговой сваркой, с основным материалом толщиной не более 4,0 мм. Для основного материала большей толщины указания по проектированию — см. СН РК EN 1993-1-8.

8.5.1.2 В соединениях внахлестку расчетное значение несущей способности углового сварного шва следует умножать на понижающий коэффициент  $\beta_{Lw}$ , который учитывает неравномерное распределение напряжений по всей длине шва.

8.5.1.3 Если распределение напряжений по длине сварного шва соответствует распределению напряжений в прилегающем к нему основном металле (например, в случае приварки полки к стенке составной двутавровой балки), условия, приведенные в 4.11 СН РК EN 1993-1-8 выполнять не следует.

8.5.1.4 Для сварных швов соединений внахлестку длиной более 150a понижающий коэффициент  $\beta_{Lw}$  следует принимать равным коэффициенту  $\beta_{Lw1}$ , определяемому по формуле, согласно СН РК EN 1993-1-8:

$$\beta_{Lw1} = 1,2 - 0,2L_j / (150a) \text{ при } \beta_{Lw1} \leq 1,0,$$

где  $L_j$  — общая длина нахлеста вдоль усилия.

Для угловых сварных швов длиной более 1,7 м при креплении поперечных ребер жесткости в элементах сплошного сечения, понижающий коэффициент  $\beta_{Lw}$  можно принять равным коэффициенту  $\beta_{Lw2}$ , определяемому по формуле, согласно СН РК EN 1993-1-8:

$$\beta_{Lw2} = 1,1 - L_w / 17 \text{ при } \beta_{Lw2} \leq 1,0 \text{ и } \beta_{Lw2} \geq 0,6,$$

где  $L_w$  — длина сварного шва, м.

8.5.1.5 Размеры сварных швов должны выбираться таким образом, чтобы прочность соединения определялась толщиной соединяемого элемента или листа, но не сварным швом.

8.5.1.6 Можно допустить, что требование 8.5.1.5 выполняется, если корень сварного шва не менее толщины соединяемого элемента или листа.

8.5.1.7 Для расчета прочности сварного соединения, выполненного внахлестку, коэффициент  $\gamma_M$  принимается равным  $\gamma_{M2}$ .

**ПРИМЕЧАНИЕ** Значение  $\gamma_{M2}$  может быть приведено в Национальном Приложении. Рекомендуемое значение  $\gamma_{M2} = 1,25$ .

### 8.5.2 Соединения на угловых сварных швах

8.5.2.1 Расчетная несущая способность  $F_{w,Rd}$  углового сварного шва должна определяться следующим образом:

— для флангового шва

$$F_{w,Rd} = tL_{w,s} \cdot (0,9 - 0,45L_{w,s}/b) \cdot f_u / \gamma_{M2}, \text{ если } L_{w,s} \leq b; \quad (8.4a)$$

$$F_{w,Rd} = 0,45tb f_u / \gamma_{M2}, \text{ если } L_{w,s} > b; \quad (8.4b)$$

— для лобового шва

$$F_{w,Rd} = t L_{w,e} \cdot (1 - 0,3 L_{w,e} / b) \cdot f_u / \gamma_{M2}, \quad (8.4c)$$

где  $b$  — ширина соединяемой части или листа (Рисунок 8.5);

$L_{w,e}$  — расчетная длина лобового шва (см. Рисунок 8.5);

$L_{w,s}$  — расчетная длина флангового шва (см. Рисунок 8.5).

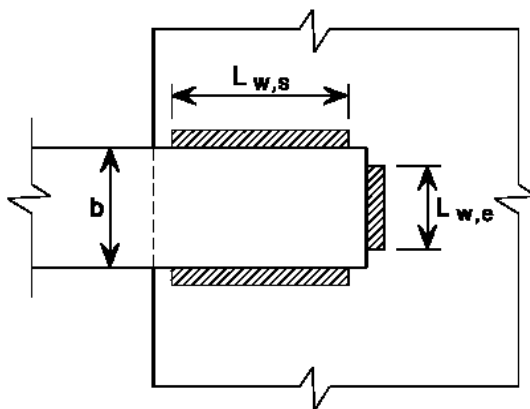


Рисунок 8.5 — Соединение внахлестку

8.5.2.2 Если в одном соединении используется сочетание лобовых и фланговых угловых швов, его общая несущая способность должна определяться как сумма несущих способностей лобовых и фланговых швов. При этом должны учитываться положение центра тяжести и соответствующее распределение усилий.

8.5.2.3 Расчетная длина  $L_w$  углового шва должна быть принята как общая длина полноразмерного шва, включая концевые участки. Если обеспечена сварка полным сечением по всей длине, то эффективная длина не должна быть уменьшена ни в начале, ни в конце сварки.

8.5.2.4 Угловые швы с эффективной длиной менее  $8t$  ( $t$  — толщина более тонкого из соединяемых элементов) не допускаются в расчетных соединениях.

### 8.5.3 Дуговая точечная сварка

8.5.3.1 Дуговая точечная сварка должна применяться только в соединениях, работающих на сдвиг.

8.5.3.2 Дуговая точечная сварка не должна использоваться для соединения элементов или листов, общая толщина  $\Sigma t$  которых превышает 4 мм.

8.5.3.3 Дуговая точечная сварка должна иметь внутренний диаметр  $d_s$  не менее 10 мм.

8.5.3.4 Если толщина соединяемого элемента или листа менее 0,7 мм, то должна использоваться шайба (см. Рисунок 8.6).

8.5.3.5 Расстояния от места дуговой точечной сварки до конца и края листа должны приниматься следующими.

а) Минимальное расстояние, измеренное вдоль срезающего усилия от центра сварной точки до ближайшего края соседней сварной точки или до конца соединяемого элемента, к которому приложено усилие, должно быть не менее значения  $e_{\min}$ , определяемого следующим образом:

$$e_{\min} = 1,8 \cdot \frac{F_{w,Sd}}{t f_u / \gamma_{M2}} \quad \text{при } f_u / f_y < 1,15,$$

$$e_{\min} = 2,1 \cdot \frac{F_{w,Sd}}{t f_u / \gamma_{M2}} \quad \text{при } f_u / f_y \geq 1,15.$$

б) Минимальное расстояние от центра круглой сварной точки до края в любом направлении усилия соединяемого элемента должно быть не менее чем  $1,5d_w$ , где  $d_w$  — видимый диаметр сварной точки (см. Рисунок 8.6).

с) Минимальное расстояние в свету между овальной сварной точкой и краем листа в любом направлении усилия должно быть не менее чем  $1,0d_w$ .

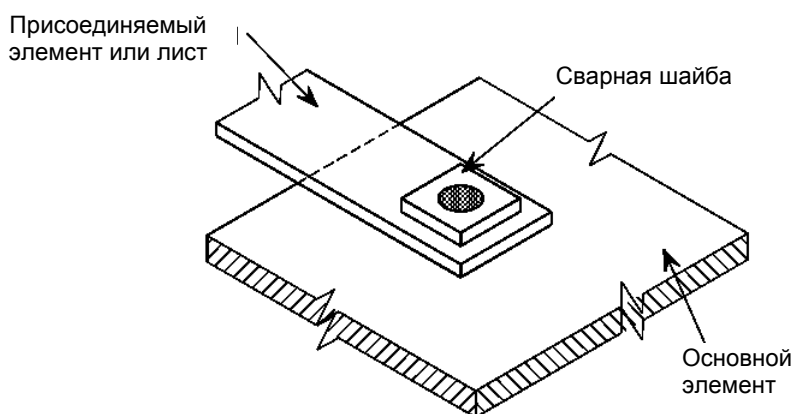


Рисунок 8.6 — Дуговая точечная сварка со сварной шайбой

8.5.3.6 Расчетная несущая способность среза  $F_{w,Rd}$  круглой сварной точки определяется следующим образом:

$$F_{w,Rd} = (\pi/4) \cdot d_s^2 \cdot 0,625 f_{uw} / \gamma_{M2}, \quad (8.5a)$$

где  $f_{uw}$  — временное сопротивление материала электрода:

$F_{w,Rd}$  — не должно превышать значений, определяемых следующим образом:

если  $d_p / \sum t \leq 18 \cdot (420 / f_u)^{0,5}$ ,

$$F_{w,Rd} = 1,5 d_p \sum t \cdot f_u / \gamma_{M2}; \quad (8.5b)$$

если  $18 \cdot (420 / f_u)^{0,5} < d_p / \sum t < 30 \cdot (420 / f_u)^{0,5}$ ,

$$F_{w,Rd} = 27 \cdot (420 / f_u)^{0,5} \left( \sum t \right)^2 \cdot f_u / \gamma_{M2}; \quad (8.5c)$$

если  $d_p / \sum t \geq 30 \cdot (420 / f_u)^{0,5}$ ,

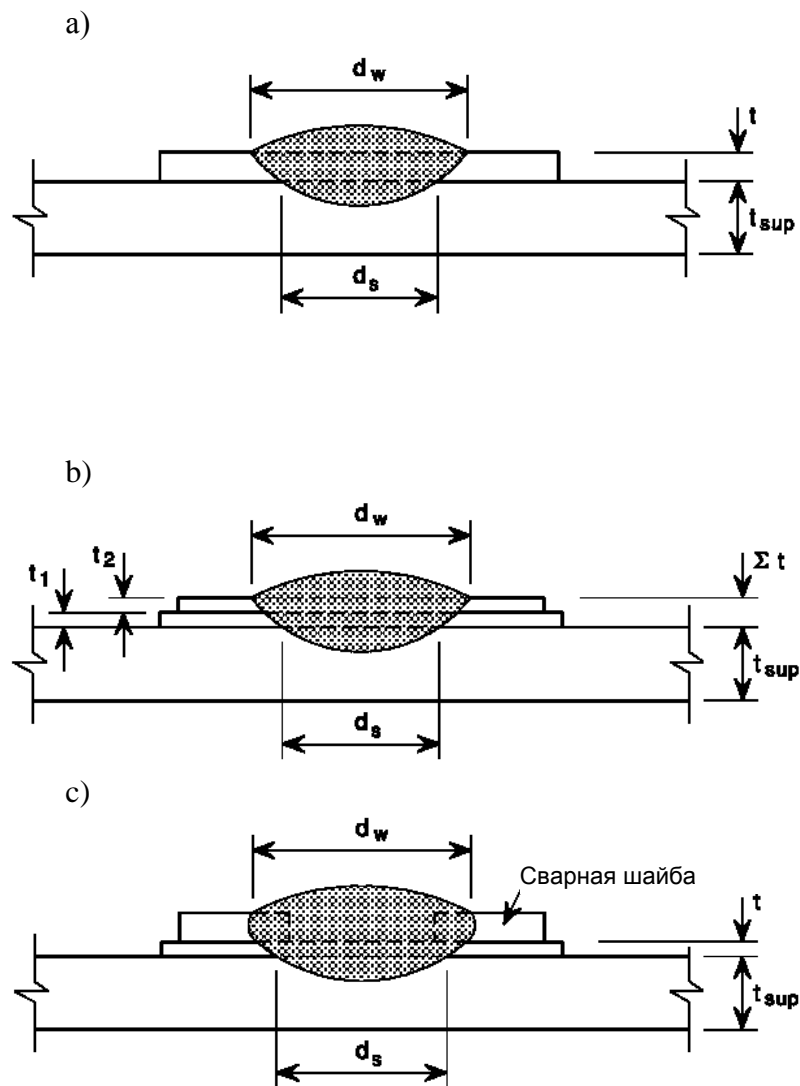
$$F_{w,Rd} = 0,9 d_p \sum t \cdot f_u / \gamma_{M2}, \quad (8.5d)$$

здесь  $d_p$  определено в 8.5.3.8.

8.5.3.7 Внутренний диаметр  $d_s$  сварной точки (см. Рисунок 8.7), должен определяться следующим образом:

$$d_s = 0,7d_w - 1,5\sum t, \text{ но } d_s \geq 0,55d_w,$$

где  $d_w$  — видимый диаметр дуговой сварной точки (см. Рисунок 8.7).



- а — соединение одного листа ( $\Sigma t = t$ );  
 б — соединение двух листов ( $\Sigma t = t_1 + t_2$ );  
 в — соединение одного листа с применением сварной шайбы

**Рисунок 8.7 — Точечная дуговая сварка:**

8.5.3.8 Эффективный внешний диаметр  $d_p$  сварной точки определяется следующим образом:

— для соединения одиночного листа или элемента толщиной  $t$

$$d_p = d_w - t; \quad (8.7a)$$

— для соединения нескольких листов или элементов общей толщиной  $\Sigma t$

$$d_p = d_w - 2\Sigma t. \quad (8.7b)$$

8.5.3.9 Расчетная несущая способность на срез  $F_{w,Rd}$  овальной сварной точки определяется по формуле:

$$F_{w,Rd} = [(\pi/4) \cdot d_s^2 + L_w d_s] \cdot 0,625 f_{uw} / \gamma_{M2}, \quad (8.8a)$$

но  $F_{w,Rd}$  не должно превышать значения, определенного по формуле:

$$F_{w,Rd} = (0,5L_w + 1,67d_p) \sum t f_u / \gamma_{M2}, \quad (8.8b)$$

где  $L_w$  — длина овальной сварной точки (см. Рисунок 8.8).

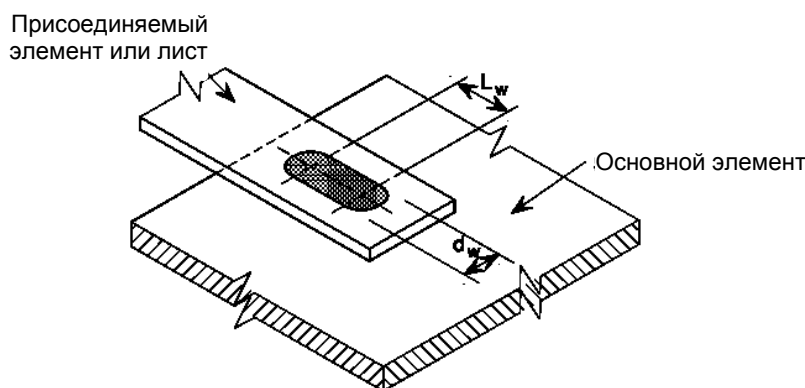


Рисунок 8.8 — Продолговатая сварная точка

## 9 РАСЧЕТ НА ОСНОВЕ ИСПЫТАНИЙ

9.1 Настоящий раздел может быть использован при применении принципов расчета на основе испытаний дополнительными специфическими требованиями для холодноформованных элементов и профилированных листов.

9.2 Нормативные значения несущей способности  $R_k$  в этом стандарте следует определять по Приложению D СН РК EN 1990.

9.3 Для рекомендуемых классов постоянных значений частных коэффициентов безопасности  $\gamma_{Mi}$  нормативные значения  $R_k$  определены по формуле, согласно СН РК EN 1993-1-1:

$$R_k = R_d \gamma_{Mi},$$

где  $R_d$  — расчетное значение несущей способности, принимаемое согласно Приложению D EN 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. Таблицу 9.1.

**Таблица 9.1 — Рекомендованные значения частных коэффициентов безопасности для сопротивления усталости**

Метод оценки	Последствия разрушения	
	Малые последствия	Большие последствия
Работоспособности при повреждениях	1,00	1,15
Безопасного ресурса	1,15	1,35

ПРИМЕЧАНИЕ 3 Нормативные значения несущей способности элементов с учетом сопротивления хрупкому разрушению см. СН РК EN 1993-1-10.

9.4 Нормативные значения несущей способности  $R_k$  изделий заводского изготовления должны быть определены по результатам испытаний по процедуре 9.2.

9.5 Испытания должны проводиться в соответствии с положениями, приведенными в Приложении А.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Информация об испытаниях (см. Приложение А) может быть дополнена в Национальном Приложении.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 В Приложении А приведены стандартные методики для:

- испытаний профилированных листов и кассетных профилей;
- испытаний холодноформованных элементов;
- испытаний частей конструкций и конструкций в целом;
- испытаний балок, раскрепленных настилом от кручения;
- обработки результатов испытаний для определения расчетных значений.

9.6 Испытания стали на растяжение должны проводиться согласно EN 10002-1. Испытания других свойств стали должны проводиться согласно соответствующим европейским стандартам.

9.7 Испытания метизов и соединений должны проводиться согласно соответствующему европейскому стандарту или международному стандарту.

ПРИМЕЧАНИЕ Доступная информация об испытаниях метизов, соответствующая европейским или международным стандартам может быть получена из:

- ECCS Публикация № 21 (1983): Европейские рекомендации для стальных конструкций: расчет и испытания соединений стальных листов и профилей;
- ECCS Публикация № 42 (1983): Европейские рекомендации для стальных конструкций: метизы для крепления стальных листов и профилей.



## 10 СПЕЦИАЛЬНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ ДЛЯ ПРОГОНОВ, КАССЕТНЫХ ПРОФИЛЕЙ И ПРОФИЛИРОВАННЫХ ЛИСТОВ

### 10.1 Балки, раскрепленные настилом

#### 10.1.1 Общие положения

10.1.1.1 Требования, приведенные в 10.1, могут быть использованы для балок (названных прогонами в настоящем разделе), Z-образного, С-образного,  $\Sigma$ -образного, U-образного и шляпного поперечного сечения с  $h/t < 233$ ,  $c/t \leq 20$  для одиночного отгиба и  $d/t \leq 20$  — для двойного краевого отгиба (см. Таблицу 5.1).

**ПРИМЕЧАНИЕ** При проверке испытаниями возможны другие ограничения. Информация об испытаниях может быть приведена в Национальном Приложении. Рекомендуемые стандартные способы испытаний приведены в Приложении А.

10.1.1.2 Настоящие требования используются для раскрепленных из плоскости изгиба неразрезных прогонов (внахлестку или с накладками).

10.1.1.3 Настоящие требования могут также применяться для холодноформованных элементов, используемых в качестве фахверка, балок перекрытий и других подобных типов балок, которые обычно раскреплены настилом.

10.1.1.4 Элементы фахверка рассчитываются на ветровое давление и на ветровой отсос аналогично расчетам прогонов на соответствующие нагрузки.

10.1.1.5 Полное непрерывное раскрепление из плоскости изгиба может создаваться стальным настилом с трапециевидными гофрами или другим профилированным стальным листом с конечной жесткостью, непрерывно соединенным с полкой прогона через нижние полки настила. Прогон, соединенный с настилом с трапециевидными гофрами, может считаться раскрепленным из плоскости, если выполняются требования 10.1.1.6. В других случаях (например, при креплении настила через верхние полки) степень закрепления должна основываться либо на опыте, либо определяться испытаниями.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Указания по испытаниям — см. Приложение А.

10.1.1.6 Если настил с трапециевидными гофрами соединен с прогоном и условие, выраженное Формулой (10.1a), удовлетворяется, то прогон можно считать раскрепленным в плоскости настила:

$$S \geq \left( EI_w \cdot \frac{\pi^2}{L^2} + GI_t + EI_z \cdot \frac{\pi^2}{L^2} \cdot 0,25h^2 \right) \cdot \frac{70}{h^2}, \quad (10.1a)$$

где  $S$  — часть сдвиговой жесткости, обеспеченной настилом для рассматриваемого элемента, соединенным с ним в каждой волне. (Если настил крепится к прогону через волну, то вместо  $S$  следует принимать  $0,20S$ );

$I_w$  — секториальный момент инерции сечения прогона;

$I_t$  — момент инерции прогона при свободном кручении;  
 $I_z$  — момент инерции сечения прогона относительно второстепенной главной оси;  
 $L$  — пролет прогона;  
 $h$  — высота прогона.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Формула (10.1a) может также применяться для оценки устойчивости поясов балок из плоскости в сочетании с другими типами настила, при обосновании их сопряжения соответствующим расчетом.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Сдвиговая жесткость  $S$  может рассчитываться с использованием рекомендаций ECCS или определяться испытаниями.

10.1.1.7 Если возможные опорные закрепления не могут быть подтверждены результатами испытаний, то прогон должен иметь на опорах детали, препятствующие его кручению и горизонтальному боковому смещению на опорах. Влияние усилий в плоскости настила, которые передаются на опоры прогона, должно учитываться при расчете опорных деталей.

10.1.1.8 Работа прогона, раскрепленного из плоскости изгиба, должна быть представлена, как показано на Рисунке 10.1. Соединение прогона с настилом может допускать частичное закрепление прогона от кручения. Это частичное закрепление от кручения может быть представлено в виде угловой связи с жесткостью  $C_D$ . Напряжения в свободном поясе, не соединенном непосредственно с настилом, должны быть также рассчитаны с учетом влияния изгиба в рабочей плоскости и кручения, включая изгиб из плоскости в результате искривления поперечного сечения. Крепление прогона от поворота, обеспечиваемое настилом, должно определяться в соответствии с 10.1.5.

10.1.1.9 Если свободный пояс однопролетного прогона сжат при подъемной нагрузке, то в расчете должно быть учтено увеличение напряжений от кручения и искривления.

10.1.1.10 Сдвиговая жесткость настила с трапециевидными гофрами, соединенного с прогоном в каждой волне и соединенного с каждой стороны перехлеста, определяется следующим образом:

$$S = 1000 \sqrt{t^3} \cdot (50 + 10 \sqrt[3]{b_{\text{roof}}}) \cdot \frac{s}{h_w}, \text{ Н} \quad (10.1b)$$

где  $t$  — расчетная толщина настила;

$b_{\text{roof}}$  — ширина кровли;

$s$  — шаг прогонов;

$h_w$  — высота гофров настила.

Все размеры приведены в миллиметрах. Для настила из кассетного профиля сдвиговая жесткость равна  $S_v$ , умноженной на шаг прогонов, где  $S_v$  — рассчитывается в соответствии с 10.3.5.6.

### 10.1.2 Методы расчета

10.1.2.1 Если не выполняется расчет по теории второго порядка, то для оценки тенденции свободного пояса перемещаться горизонтально (что приводит к появлению дополнительных напряжений) должен использоваться метод, приведенный в 10.1.3 и 10.1.4, при этом прогон рассматривается как балка под действием боковой нагрузки  $q_{h,Ed}$  (см. Рисунок 10.1).

10.1.2.2 Для использования этого метода угловая связь заменяется эквивалентной линейной связью жесткостью  $K$ . При определении  $K$  также должно учитываться влияние искривления поперечного сечения. Для этого свободный пояс может рассматриваться как сжатый элемент под действием неравномерной осевой силы с непрерывной горизонтальной упруго-податливой опорой жесткостью  $K$ .

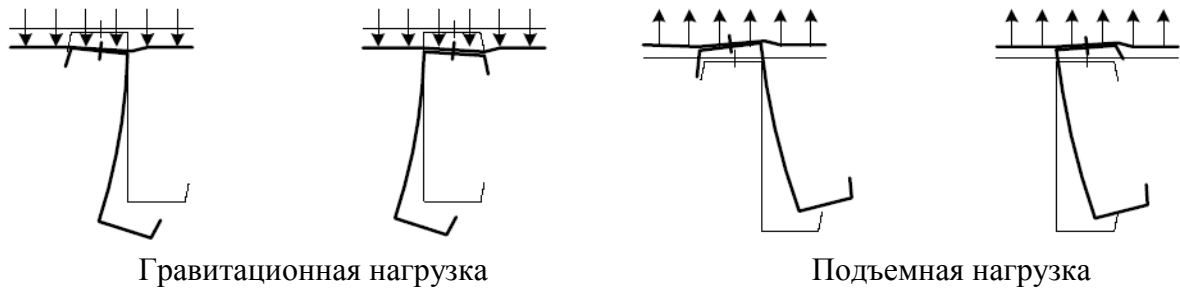
10.1.2.3 Если свободный пояс прогона сжат от изгиба в главной плоскости (например, при подъемной нагрузке на однопролетный прогон), то должен быть выполнен проверочный расчет на возможность потери устойчивости свободного пояса из плоскости изгиба.

10.1.2.4 Для более точного расчета может быть использован численный метод, при этом значение жесткости угловой связи  $C_D$  принимают по 10.1.5.2. Также должно быть сделано допущение в отношении начальной погиби ( $e_0$ ) свободной полки, определенное в 5.3. Это начальное несовершенство должно быть совместимо с возможной формой потери устойчивости, определяемой вектором собственных значений, полученным расчетом на устойчивость по теории первого порядка в упругой стадии.

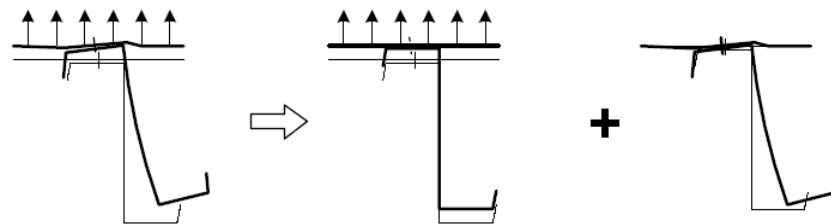
10.1.2.5 Численный метод расчета, использующий жесткость угловой связи  $C_D$ , полученную из 10.1.5.2, может приниматься также, если отсутствует закрепление пояса из плоскости или если его эффективность не может быть доказана. При применении численного метода необходимо учитывать изгиб в двух плоскостях, крутильную жесткость Сен-Венана и жесткость при деформации относительно принятой оси кручения.

10.1.2.6 Если выполняется расчет по теории второго порядка, то должны учитываться эффективные сечения и жесткость, из-за потери местной устойчивости.

ПРИМЕЧАНИЕ Упрощенный расчет прогонов  $C$ -,  $Z$ - и  $\Sigma$ -образного сечений — см. Приложение Е.



а) Z- и С-образное сечения прогона с верхним поясом, соединенным с настилом



Изгиб в плоскости

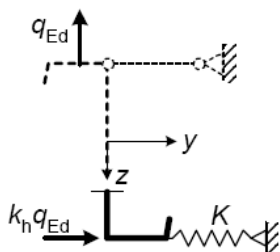
Кручение и изгиб из плоскости

б) Общая деформация, разделенная на две части

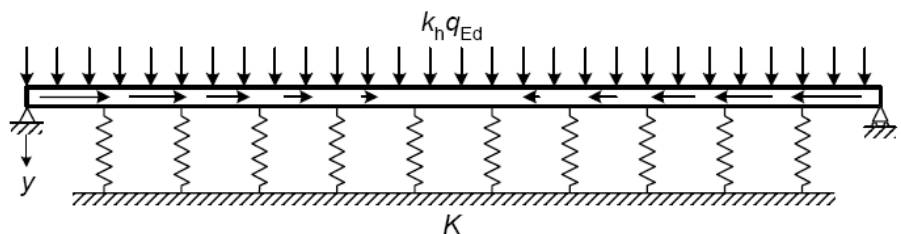
**Рисунок 10.1, лист 1 — Моделирование прогонов, раскрепленных настилом из плоскости от кручения**



с) Модель прогона, раскрепленного из плоскости угловой связью с жесткостью  $C_D$ , обеспечиваемой настилом



д) Замена угловой связи жесткостью  $C_D$  на линейную связь с жесткостью  $K$  для упрощения практических расчетов



е) Свободный пояс прогона, представленный как балка на упругом основании. Модель, представляющая эффект кручения и изгиба из плоскости (включая искривление поперечного сечения) для однопролетного прогона при подъемной нагрузке

**Рисунок 10.1, лист 2**

### 10.1.3 Критерии расчета

#### 10.1.3.1 Однопролетные прогоны

10.1.3.1.1 При гравитационной нагрузке однопролетный прогон должен удовлетворять критерию несущей способности поперечного сечения, приведенному в 10.1.4.1. Если он подвержен осевому сжатию, то должен выполняться критерий устойчивости свободного пояса, приведенный в 10.1.4.2.

10.1.3.1.2 При подъемной нагрузке однопролетный прогон должен удовлетворять критерию несущей способности поперечного сечения, приведенному в 10.1.4.1 и критерию устойчивости свободного пояса, приведенному в 10.1.4.2.

#### 10.1.3.2 Многопролетные неразрезные прогоны, подверженные действию гравитационной нагрузки

10.1.3.2.1 Моменты от гравитационной нагрузки в прогоне, который является физически неразрезным, с пролетами более двух, без стыков внахлестку или на накладках, могут быть определены расчетом или на основе результатов испытаний.

10.1.3.2.2 Определение моментов выполняется на основе общего упругого расчета. Прогон должен удовлетворять критерию несущей способности поперечного сечения, приведенному в 10.1.4.1. Для момента на промежуточной опоре должен выполняться критерий устойчивости свободного пояса, приведенный в 10.1.4.2. Для средней опоры должны быть выполнены также проверки на совместное действие изгибающего момента с опорной реакцией (искривление стенки, если не использованы специальные опорные крепления) и изгибающего момента с поперечной силой, зависящие от рассматриваемого случая.

10.1.3.2.3 Как вариант, моменты могут быть определены по результатам испытаний в соответствии с Разделами 9 и А.5 (см. Приложение А) при изгибно-крутильной работе прогона на промежуточной опоре.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Методика соответствующих испытаний приведена в Приложении А.

10.1.3.2.4 Расчетное значение предельного момента на опорах  $M_{sup,Rd}$  от погонной нагрузки  $q_{Ed}$  должно определяться на пересечении двух кривых, представляющих расчетные значения:

— зависимости поворота от момента на опоре, полученного испытаниями в соответствии с Разделами 9 и А.5 (см. Приложение А);

— теоретического соотношения между опорным моментом  $M_{sup,Rd}$  и соответствующим поворотом  $\phi_{Ed}$  в пластическом шарнире прогона над опорой.

Для определения окончательного расчетного значения опорного момента  $M_{sup,Rd}$  должно быть учтено влияние горизонтальной нагрузки на свободную полку и/или потери устойчивости этой полки в зоне средней опоры, частично учитываемой испытаниями на промежуточной опоре, как указано в А.5.2 (см. Приложение А). Если свободная полка физически неразрезна на опоре и если расстояние от опоры до ближайшего раскрепления

из плоскости более  $0,5s$ , то при определении несущей способности на средней опоре должна учитываться боковая нагрузка  $q_{h,Ed}$  согласно 10.1.4.2. Как вариант, для определения влияния поперечной нагрузки на свободный пояс и/или потери устойчивости свободной полки около средней опоры могут использоваться натурные испытания двух- или многопролетных прогонов.

10.1.3.2.5 Моменты в пролете должны определяться исходя из значения опорного момента.

10.1.3.2.6 Для прогона с двумя равными пролетами могут быть использованы формулы:

$$\phi_{Ed} = \frac{L}{12EI_{eff}} \cdot [q_{Ed}L^2 - 8M_{sup,Ed}], \quad (10.2a)$$

$$M_{spn,Ed} = \frac{(q_{Ed}L^2 - 2M_{sup,Rd})^2}{8q_{Ed}L^2}, \quad (10.2b)$$

где  $I_{eff}$  — момент инерции эффективного сечения, соответствующий моменту  $M_{spn,Ed}$ ;

$L$  — пролет;

$M_{spn,Ed}$  — максимальный момент в пролете.

10.1.3.2.7 Выражения (10.2a) и (10.2b) являются приближенными и неприменимы для прогонов с двумя неравными пролетами, для неравномерной нагрузки (например, при снеговых «мешках») и других подобных случаях, требующих выполнения соответствующего расчета.

10.1.3.2.8 Максимальный момент  $M_{spn,Ed}$  в пролете прогона должен удовлетворять критерию несущей способности поперечного сечения, приведенному в 10.1.4.1. Как вариант, значение предельного момента в пролете может быть определено испытаниями. Могут быть использованы испытания однопролетного элемента, с пролетом, равным расстоянию между точками перегиба прогона в пролете.

### 10.1.3.3 Двухпролетные неразрезные прогоны под действием подъемной нагрузки

10.1.3.3.1 Моменты при подъемной нагрузке на прогон, который является физически неразрезным в двух и более пролетах без стыков внахлестку или на накладках, должны определяться на основе общего упругого расчета.

10.1.3.3.2 Момент на промежуточной опоре должен удовлетворять критерию несущей способности поперечного сечения, приведенному в 10.1.4.1. Так как опорная реакция в этом случае является растягивающей силой, то ее совместное действие с опорным моментом не требуется учитывать. Сечение на средней опоре должно также проверяться на совместное действие изгибающего момента и поперечной силы.

10.1.3.3.3 Моменты в пролетах должны удовлетворять критерию устойчивости свободного пояса, приведенному в 10.1.4.2.

#### **10.1.3.4 Прогоны с неполной неразрезностью, вызванной стыками внахлестку и на накладках**

10.1.3.4.1 Моменты в прогонах, в которых неразрезность в двух или более пролетах обеспечена стыками внахлестку или на накладках, расположенных на промежуточных опорах, должны определяться с учетом геометрических характеристик эффективного поперечного сечения и влияния нахлестки или накладок.

10.1.3.4.2 Возможно проведение испытаний опорных узлов для определения:

- изгибной жесткости указанных стыков;
- зависимости угла поворота от момента в местах стыка. Перераспределение изгибающих моментов в пластической стадии может быть допущено в стыках внахлестку и на наладках только в тех случаях, когда имеет место отказ элементов опорных закреплений, препятствующих горизонтальным перемещениям на опоре;
- несущей способности стыков — при совместном действии опорной реакции и момента;
- несущей способности зон вне стыков — при совместном действии поперечной силы и изгибающего момента.

Как вариант, характеристики опорных деталей могут быть определены численными методами, если расчетная процедура обоснована необходимым количеством испытаний.

10.1.3.4.3 При гравитационной нагрузке прогон должен удовлетворять следующим критериям:

- по несущей способности на промежуточных опорах при совместном действии опорной реакции и момента, установленных расчетами на основе испытаний;
- по несущей способности в зоне опор при совместном действии поперечной силы и изгибающего момента, установленных расчетами на основе испытаний;
- по несущей способности поперечного сечения в пролетах, критерий приведен в 10.1.4.1;
- по устойчивости свободного пояса прогона при его осевом сжатии, критерий приведен в 10.1.4.2.

10.1.3.4.4 При подъемной нагрузке прогон должен удовлетворять следующим критериям:

- по несущей способности на промежуточных опорах при совместном действии опорной реакции и момента, установленных расчетами на основе испытаний и с учетом того, что опорная реакция в этом случае является растягивающей силой;
- по несущей способности в зоне опор при совместном действии поперечной силы и изгибающего момента, установленных расчетами на основе испытаний;
- по устойчивости свободного пояса в пролетах согласно 10.1.4.2;
- по устойчивости свободного пояса прогона при его осевом сжатии согласно 10.1.4.2.

#### **10.1.3.5 Критерий эксплуатационной пригодности**

10.1.3.5.1 Для прогонов также должен выполняться критерий эксплуатационной пригодности.

### 10.1.4 Расчетная несущая способность

#### 10.1.4.1 Несущая способность поперечного сечения

10.1.4.1.1 Несущую способность поперечного сечения прогона на совместное действие осевой силы и поперечной нагрузки следует определять суммированием напряжений (см. Рисунок 10.2):

- от изгибающего момента  $M_{y,Ed}$  в плоскости;
- от осевой силы  $N_{Ed}$ ;
- от эквивалентной поперечной нагрузки  $q_{h,Ed}$ , действующей на свободную полку и вызывающей кручение и изгиб из плоскости, см. 10.1.4.1.3.

10.1.4.1.2 Максимальные напряжения в поперечном сечении должны удовлетворять следующим условиям:

- для раскрепленной полки

$$\sigma_{\max,Ed} = \frac{M_{y,Ed}}{W_{eff,y}} + \frac{N_{Ed}}{A_{eff}} \leq f_y / \gamma_M; \quad (10.3a)$$

- для свободной полки

$$\sigma_{\max,Ed} = \frac{M_{y,Ed}}{W_{eff,y}} + \frac{N_{Ed}}{A_{eff}} + \frac{M_{fz,Ed}}{W_{fz}} \leq f_y / \gamma_M, \quad (10.3b)$$

где  $A_{eff}$  — площадь эффективного поперечного сечения при равномерном сжатии;

$f_y$  — предел текучести, определенный в соответствии с 3.2.1.5;

$M_{fz,Ed}$  — изгибающий момент в свободной полке, вызванный поперечной нагрузкой  $q_{h,Ed}$  (см. Формулу (10.4));

$W_{eff,y}$  — момент сопротивления эффективного поперечного сечения от изгиба относительно оси  $y$ - $y$ ;

$W_{fz}$  — упругий момент сопротивления полного сечения свободной полки с примыкающей частью стенки при изгибе относительно оси  $z$ - $z$ . За отсутствием более точных расчетов, высота части стенки может быть принята равной 1/5 ее высоты, измеряемой между точками пересечения срединных плоскостей стенки и полок в случае  $C$ - и  $Z$ -образных сечений и 1/6 высоты стенки — в случае  $\Sigma$ -образного сечения (см. Рисунок 10.2);

$\gamma_M = \gamma_{M0}$ , если  $A_{eff} = A_g$  или если  $W_{eff,y} = W_{el,y}$  и  $N_{Ed} = 0$ . В остальных случаях  $\gamma_M = \gamma_{M1}$ .

10.1.4.1.3 Боковая нагрузка  $q_{h,Ed}$  на свободной полке, эквивалентная действию кручения и изгиба из плоскости, может быть принята равной:

$$q_{h,Ed} = k_h q_{Ed}. \quad (10.4)$$

10.1.4.1.4 Коэффициент  $k_h$  определяется для поперечных сечений обычного типа, как показано на Рисунке 10.3.



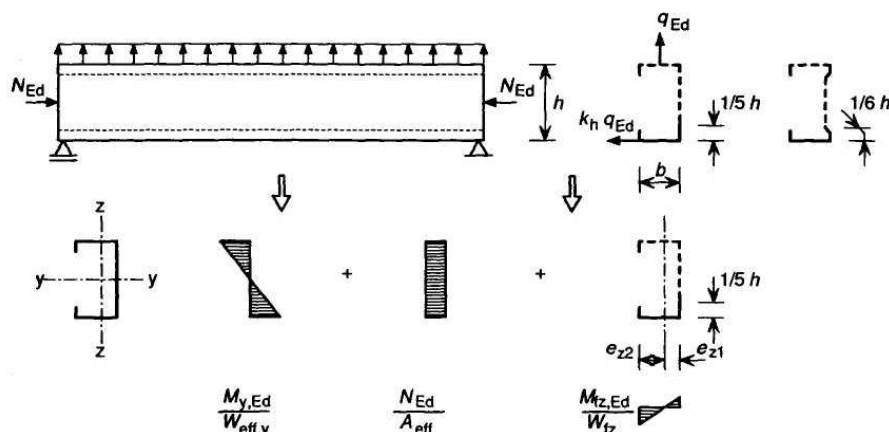


Рисунок 10.2 — Суммирование напряжений

$k_{h0} = \frac{ht \cdot (b^2 + 2cb - 2c^2 b/h)}{4I_y}$ <p>Простое симметричное Z-образное сечение</p>	$k_{h0} = \frac{I_{yz}}{I_y} \cdot \frac{g_s}{h}$ <p>Z-образное, C-образное или Σ-образное сечения</p>
<p>а) <math>k_{h0}</math> — коэффициент для боковой нагрузки на свободной нижней полке (<math>k_{h0}</math> соответствует нагрузке, приложенной в центре сдвига)</p>	
<p>б) гравитационная нагрузка</p>	<p>с) подъемная нагрузка</p>
<p>Коэффициент <math>k_h</math> эквивалентной поперечной нагрузки.</p>	
<p>(*) Если центр изгиба расположен справа от нагрузки <math>q_{Ed}</math>, то нагрузка действует в противоположном направлении.  (**) Если <math>a/h &gt; k_{h0}</math>, то нагрузка действует в противоположном направлении.  (***) Величина <math>f</math> ограничивает положение нагрузки <math>q_{Ed}</math> между продольными краями верхней полки.</p>	

Рисунок 10.3 — Преобразование кручения и изгиба из плоскости в эквивалентную поперечную нагрузку  $k_h q_{Ed}$

10.1.4.1.5 Изгибающий момент из плоскости  $M_{fz,Ed}$  определяется по Формуле (10.5), кроме балки со свободной растянутой полкой, где, благодаря благоприятному влиянию кривизны полки и эффекта второго порядка от момента  $M_{fz,Ed}$ , может быть принят равным нулю:

$$M_{fz,Ed} = k_R M_{0,fz,Ed}, \quad (10.5)$$

где  $M_{0,fz,Ed}$  — начальный изгибающий из плоскости момент в свободной полке без упруго-податливой опоры;

$k_R$  — поправочный коэффициент для эффективной упруго-податливой опоры.

10.1.4.1.6 Начальный изгибающий момент из плоскости в свободной полке  $M_{0,fz,Ed}$  определяется по Таблице 10.1 для критических точек в пролете, на опорах, в точках раскрепления и между ними. Область применения Таблицы 10.1 ограничена неравенством  $R \leq 40$ .

10.1.4.1.7 Поправочный коэффициент  $k_R$  для рассматриваемой точки и соответствующих граничных условий определяется по Таблице 10.1 (или с использованием теории расчета балок на упругом основании по Винклеру) с использованием значения коэффициента  $R$  для упруго-податливой опоры, определяемого по формуле:

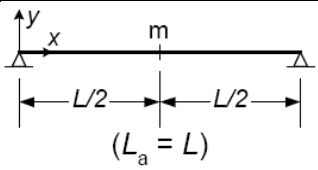


$$R = \frac{KL_a^4}{\pi^4 EI_{fz}}, \quad (10.6)$$

где  $I_{fz}$  — момент инерции полного поперечного сечения свободной полки с примыкающей частью стенки при изгибе относительно оси z-z, см. 10.1.4.1.2; при использовании численного расчета — см. 10.1.2.5;

$K$  — погонная жесткость связи из 10.1.5.1;

$L_a$  — расстояние между раскреплениями или, при их отсутствии, — пролет  $L$  прогона.

**Таблица 10.1 — Значения начального момента  $M_{0,fz,Ed}$  и поправочного коэффициента  $k_R$**

Система	Точка	$M_{0,fz,Ed}$	$k_R$
 ( $L_a = L$ )	$m$	$\frac{1}{8} q_{h,Ed} L_a^2$	$k_R = \frac{1 - 0,0225R}{1 + 1,013R}$
 Раскрепление или опора	$m$	$\frac{9}{128} q_{h,Ed} L_a^2$	$k_R = \frac{1 - 0,0141R}{1 + 0,416R}$
	$e$	$-\frac{1}{8} q_{h,Ed} L_a^2$	$k_R = \frac{1 + 0,0314R}{1 + 0,396R}$
 Раскрепление или опора	$m$	$\frac{1}{24} q_{h,Ed} L_a^2$	$k_R = \frac{1 - 0,0125R}{1 + 0,198R}$
	$e$	$-\frac{1}{12} q_{h,Ed} L_a^2$	$k_R = \frac{1 + 0,0178R}{1 + 0,191R}$

**10.1.4.2 Несущая способность свободной полки по устойчивости**

10.1.4.2.1 Если свободная полка сжата, то ее несущую способность по устойчивости можно оценить, используя выражение

$$\frac{1}{\chi_{LT}} \cdot \left( \frac{M_{y,Ed}}{W_{eff,y}} + \frac{N_{Ed}}{A_{eff}} \right) + \frac{M_{fz,Ed}}{W_{fz}} \leq f_{yb} / \gamma_{M1}, \quad (10.7)$$

где  $\chi_{LT}$  — снижающий коэффициент для устойчивости плоской формы изгиба (плоская форма потери устойчивости свободной полки).

**ПРИМЕЧАНИЕ** Значение  $\chi_{LT}$  может быть приведено в Национальном Приложении. При использовании СН РК EN 1993-1-1 для условной гибкости  $\bar{\lambda}_{fz}$ , приведенной в 10.1.4.2.2, рекомендуется использовать кривую устойчивости  $b$  по 6.3.2.3 ( $\alpha_{LT} = 0,34$ ;  $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4$ ;  $\beta = 0,75$ ). При осевой сжимающей силе  $N_{Ed}$ , когда снижающий коэффициент продольного изгиба относительно главной оси меньше, чем снижающий коэффициент при проверке устойчивости полки из плоскости, например, в случае с множеством раскреплений из плоскости, то должны быть выполнены проверки согласно 6.2.2 и 6.2.4.

10.1.4.2.2 Условная гибкость  $\bar{\lambda}_{fz}$  при проверке плоской формы устойчивости свободной полки определяется как

$$\bar{\lambda}_{fz} = \frac{l_{fz} / i_{fz}}{\lambda_1}, \quad (10.8)$$

где  $\lambda_1 = \pi \cdot [E / f_{yb}]^{0,5}$ ;

$l_{fz}$  — расчетная длина свободной полки, см. 10.1.4.2.3 – 10.1.4.2.7;

$i_{fz}$  — радиус инерции полного поперечного сечения свободной полки с примыкающей частью стенки при изгибе относительно оси  $z$ - $z$ , см. 10.1.4.1.2.

10.1.4.2.3 Для гравитационной нагрузки при  $0 \leq R \leq 200$  длина свободной полки в проверке на устойчивость при изменении сжимающих напряжений по длине  $L$  (см. Рисунок 10.4) определяется следующим образом:

$$l_{fz} = \eta_1 L_a \cdot (1 + \eta_2 R^{\eta_3})^{\eta_4}, \quad (10.9)$$

где  $L_a$  — расстояние между раскреплениями из плоскости или, если их нет, — пролет прогона  $L$ ;

$R$  — коэффициент, приведенный в 10.1.4.1.7;

$\eta_1 - \eta_4$  — коэффициенты, зависящие от числа раскреплений и приведенные в Таблице 10.2а. Таблицы 10.2а и 10.2b применимы только для равномерно нагруженной балки с равными пролетами без стыков внахлестку или на накладках и с раскреплениями, обеспечивающими свободной полке жесткую опору из плоскости. Эти таблицы могут быть использованы для систем со стыками внахлестку или на накладках, при условии, что они обеспечивают полную неразрезность. В других случаях расчетная длина определяется более приемлемыми расчетами или, за исключением консолей, с помощью значений Таблицы 10.2а, для случая с числом раскреплений 3 из плоскости в пролете.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Из-за поворота в стыке внахлестку или на накладках момент в пролете может

быть намного больше, чем таковой без поворота, что приведет к увеличению расчетной длины при проверке устойчивой полки в пролете. Неучет реального распределения моментов может привести к снижению надежности расчета.



**Рисунок 10.4 — Изменение сжимающих напряжений в свободной полке при действии гравитационной нагрузки**

**Таблица 10.2а — Коэффициенты  $\eta_i$  при числе раскреплений 0, 1, 2, 3, 4 и нагрузке, направленной вниз**

Место расположения	Число раскреплений	$\eta_1$	$\eta_2$	$\eta_3$	$\eta_4$
Крайний пролет	0	0,414	1,72	1,11	–0,178
Промежуточный пролет		0,657	8,17	2,22	–0,107
Крайний пролет	1	0,515	1,26	0,868	–0,242
Промежуточный пролет		0,596	2,33	1,15	–0,192
Промежуточный и крайний пролеты	2	0,596	2,33	1,15	–0,192
Промежуточный и крайний пролеты		0,694	5,45	1,27	–0,168

**Таблица 10.2б — Коэффициенты  $\eta_i$  при числе раскреплений 0, 1, 2, 3, 4 и нагрузке, направленной вверх**

Место расположения	Число раскреплений	$\eta_1$	$\eta_2$	$\eta_3$	$\eta_4$
Один пролет	0	0,694	5,45	1,27	–0,168
Крайний пролет		0,515	1,26	0,868	–0,242
Промежуточный пролет		0,306	0,232	0,742	–0,279
Один пролет и крайние пролеты	1	0,800	6,75	1,49	–0,155
Промежуточный пролет		0,515	1,26	0,868	–0,242
Один пролет	2	0,902	8,55	2,18	–0,111
Крайний и промежуточный пролеты		0,800	6,75	1,49	–0,155
Один пролет и крайние пролеты	3 и 4	0,902	8,55	2,18	–0,111
Промежуточный пролет		0,800	6,75	1,49	–0,155

10.1.4.2.4 Для гравитационной нагрузки, если число раскреплений на равном расстоянии друг от друга более 3, при условиях, отличающихся от приведенных в

10.1.4.2.3, расчетная длина при проверке устойчивости полки принимается не более длины при числе раскреплений 2 с  $L_a = L/3$ . Этот раздел применим только при отсутствии осевой сжимающей силы.

10.1.4.2.5 Если сжимающее напряжение на длине  $L$  от действия достаточно большой осевой силы почти постоянно, то расчетная длина при проверке устойчивости полки определяется с использованием значений  $\eta_i$  из Таблицы 10.2а для случая, когда число раскреплений более 3 на пролет, при расстоянии между ними  $L_a$ .

10.1.4.2.6 Для подъемной нагрузки, когда раскрепления не применяются, при условии  $0 \leq R_0 \leq 200$ , расчетная длина при проверке устойчивости свободной полки при переменном сжимающем напряжении по длине  $L_0$ , как показано на Рисунке 10.5, определяется по формуле:

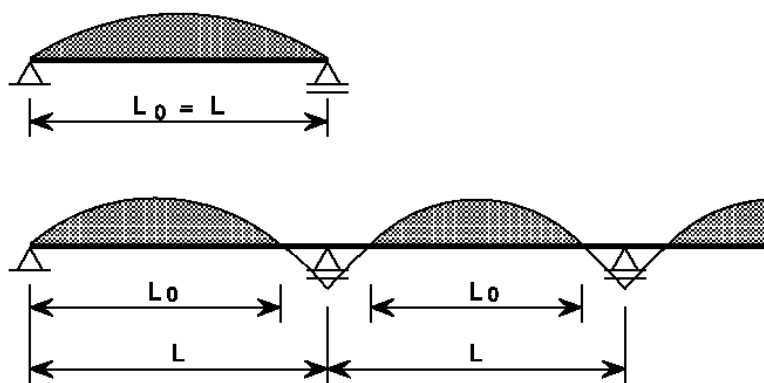
$$I_{fz} = 0,7L_0 \left(1 + 13,1R_0^{1,6}\right)^{-0,125}, \quad (10.10a)$$

$$R_0 = \frac{KL_0^4}{\pi^4 EI_{fz}}, \quad (10.10b)$$

где  $I_{fz}$  и  $K$  — определяются согласно 10.1.4.1.7.

Как вариант, расчетная длина потери устойчивости при проверке устойчивости свободной полки может быть установлена с использованием Таблицы 10.2b в сочетании с уравнением, приведенным в 10.1.4.2.3.

10.1.4.2.7 Для подъемной нагрузки, если свободная полка эффективно закреплена из плоскости с шагом раскреплений, то расчетная длина при проверке устойчивости может быть приближенно принята по указаниям 10.1.4.2.5, предполагая равномерное распределение момента по длине. Формула (10.10а) может быть применена при условиях, приведенных в При отсутствии соответствующих расчетов следует руководствоваться 10.1.4.2.5.



(Заштрихованы зоны сжатия)

**Рисунок 10.5 — Изменение сжимающих напряжений в свободной полке при действии подъемной нагрузки**

### 10.1.5 Закрепление от поворота за счет настила

#### 10.1.5.1 Жесткость линейной связи из плоскости изгиба

10.1.5.1.1 Упруго-податливая опора из плоскости изгиба, которую создает настил для свободной полки прогона, моделируется как линейная упругая связь, действующая на свободную полку (см. Рисунок 10.1). Общая боковая жесткость линейной связи  $K$  на единицу длины определяется из формулы:

$$\frac{1}{K} = \frac{1}{K_A} + \frac{1}{K_B} + \frac{1}{K_C}, \quad (10.11)$$

где  $K_A$  — боковая жесткость, соответствующая жесткости при кручении соединения между настилом и прогоном;

$K_B$  — боковая жесткость от деформации поперечного сечения прогона;

$K_C$  — боковая жесткость, создаваемая изгибной жесткостью настила.

10.1.5.1.2 Допускается пренебречь в запас значением  $1/K_C$ , т. к.  $K_C$  очень большая величина по сравнению с  $K_A$  и  $K_B$ . Величина  $K$  поэтому должна быть определена по формуле:

$$K = \frac{1}{(1/K_A + 1/K_B)}. \quad (10.12)$$

10.1.5.1.3 Значение  $(1/K_A + 1/K_B)$  можно определить испытаниями или расчетом.

ПРИМЕЧАНИЕ Методика соответствующих испытаний приведена в Приложении А.

10.1.5.1.4 Боковая жесткость связи  $K$  на единицу длины определяется из формулы:

$$\frac{1}{K} = \frac{4 \cdot (1 - \nu^2) \cdot h^2 \cdot (h_d + b_{\text{mod}})}{Et^3} + \frac{h^2}{C_D}, \quad (10.13)$$

где  $b_{\text{mod}}$  определяется следующим образом:

— для случаев, когда эквивалентная горизонтальная сила  $q_{h,Ed}$  действует на стенку прогона в месте его контакта с настилом,

$$b_{\text{mod}} = a;$$

— для случаев, когда эквивалентная горизонтальная сила  $q_{h,Ed}$  действует на полку прогона в месте его контакта с настилом,

$$b_{\text{mod}} = 2a + b,$$

здесь  $a$  — расстояние от метиза крепления настила к прогону до его стенки (см. Рисунок 10.6);

$b$  — ширина полки прогона, соединенной с настилом (см. Рисунок 10.6);

$t$  — толщина прогона;

$C_D$  — общая жесткость угловой связи из 10.1.5.2;

$h$  — общая высота прогона;

$h_d$  — развернутая высота стенки прогона (см. Рисунок 10.6).

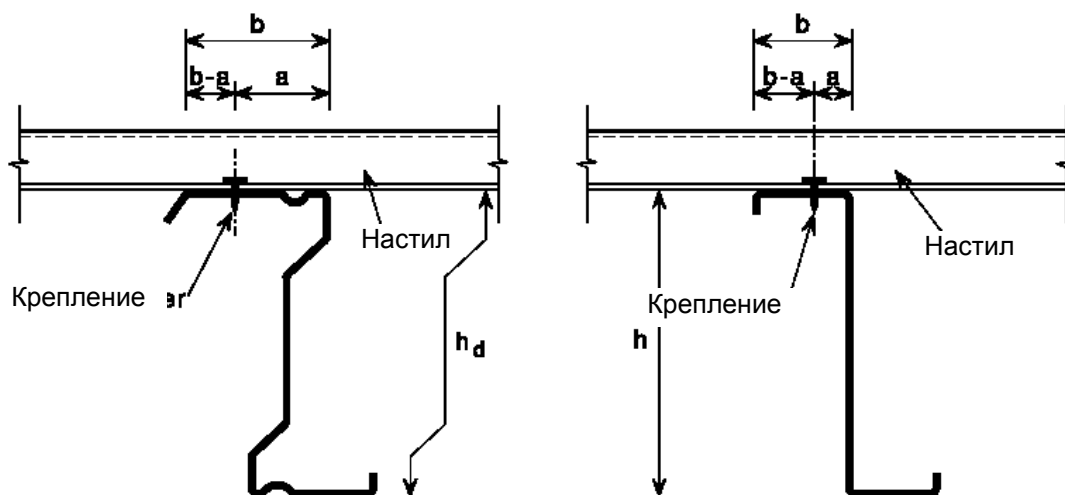


Рисунок 10.6 — Прогон и прикрепленный настил

### 10.1.5.2 Жесткость угловой связи

10.1.5.2.1 Закрепление от поворота, которое придает прогону настил, прикрепленный к его верхней полке, должно моделироваться как угловая связь на верхней полке прогона (см. Рисунок 10.1). Общая жесткость угловой связи  $C_D$  определяется по формуле:

$$C_D = \frac{1}{(1/C_{D,A} + 1/C_{D,C})}, \quad (10.14)$$

где  $C_{D,A}$  — жесткость угловой связи, создаваемая соединением между настилом и прогоном;

$C_{D,C}$  — жесткость угловой связи, соответствующая изгибной жесткости настила.

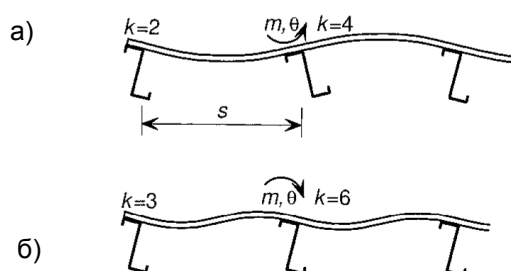
10.1.5.2.2 Обычно  $C_{D,A}$  можно рассчитать по указаниям в 10.1.5.2.5 и 10.1.5.2.7. Как вариант,  $C_{D,A}$  может быть определена по результатам испытаний, см. 10.1.5.2.9.

10.1.5.2.3 Значение  $C_{D,C}$  принимается равным минимальному значению, полученному по расчетным моделям, показанным на Рисунке 10.7, в которых учитывается поворот соседних прогонов и степень неразрезности настила:

$$C_{D,C} = m/\theta, \quad (10.15)$$

где  $m$  — момент, приложенный к настилу единичной ширины, как показано на Рисунке 10.7;

$\theta$  — угол поворота (в радианах), измеренный, как показано на Рисунке 10.7.

Рисунок 10.7 — Модель для определения  $C_{D,C}$

10.1.5.2.4 Как вариант, значение  $C_{D,C}$  с запасом определяется по формуле:

$$C_{D,C} = \frac{kEI_{eff}}{s}, \quad (10.16)$$

где  $k$  — коэффициент со следующими значениями:

для крайнего прогона, случай по Рисунку 10.7а —  $k = 2$ ;

то же, случай по Рисунку 10.7б —  $k = 3$ ;

для среднего прогона, случай по Рисунку 10.7а —  $k = 4$ ;

то же, случай по Рисунку 10.7б —  $k = 6$ ;

$I_{eff}$  — эффективный момент инерции настила единичной ширины;

$s$  — шаг прогонов.

10.1.5.2.5 Принимая, что крепления настила к прогону расположены в середине его полки, значение  $C_{D,A}$  для настила с трапециевидными гофрами, соединенного с верхней полкой прогона, может быть определено следующим образом (см. Таблицу 10.3):

$$C_{D,A} = C_{100} k_{ba} k_t k_{bR} k_A k_{bT}, \quad (10.17)$$

где  $k_{ba} = (b_a/100)^2$  при  $b_a < 125$  мм;

$k_{ba} = 1,25(b_a/100)^2$  “  $125 \text{ мм} \leq b_a < 200 \text{ мм}$ ;

$k_t = (t_{ном}/0,75)^{1,1}$  “  $t_{ном} \geq 0,75 \text{ мм}$ , положительное положение;

$k_t = (t_{ном}/0,75)^{1,5}$  “  $t_{ном} \geq 0,75 \text{ мм}$ , отрицательное положение;

$k_t = (t_{ном}/0,75)^{1,5}$  “  $t_{ном} < 0,75 \text{ мм}$ ;

$k_{bR} = 1,0$  “  $b_R \leq 185 \text{ мм}$ ;

$k_{bR} = 185/b_R$  “  $b_R > 185 \text{ мм}$ ;

для гравитационной нагрузки

$k_t = 1,0 + (A - 1,0) \cdot 0,08$  при  $t_{ном} = 0,75 \text{ мм}$ , положительное положение;

$k_t = 1,0 + (A - 1,0) \cdot 0,16$  “  $t_{ном} = 0,75 \text{ мм}$ , отрицательное положение;

$k_t = 1,0 + (A - 1,0) \cdot 0,095$  “  $t_{ном} = 1,00 \text{ мм}$ , положительное положение;

$k_t = 1,0 + (A - 1,0) \cdot 0,095$  “  $t_{ном} = 1,00 \text{ мм}$ , отрицательное положение.

Значения коэффициентов при  $1,0 \text{ мм} > t > 0,75 \text{ мм}$  допускается определять линейной интерполяцией.

При  $t < 0,75 \text{ мм}$  формула недействительна.

При  $t > 1,0 \text{ мм}$  в формулу подставляется  $t = 1,0 \text{ мм}$ ;

для подъемной нагрузки:

$k_A = 1,0$ ;

$k_{bT} = \sqrt{\frac{b_{T,max}}{b_T}}$ , если  $b_T > b_{T,max}$ , иначе  $k_{bT} = 1$ ;

$A[\text{кН/м}] \leq 12 \text{ кН/м}$  — нагрузка, передаваемая балке настилом;

здесь  $b_a$  — ширина полки прогона, мм;

$b_R$  — ширина волны настила, мм;

$b_T$  — ширина полки настила, прикрепленной к прогону;

$b_{T,max}$  — по Таблице 10.3;



$C_{100}$  — коэффициент поворота, равный  $C_{D,A}$ , при  $b_a = 100$  мм.

10.1.5.2.6 Если между настилом и прогонами нет зазора, то значение коэффициента поворота  $C_{100}$  может быть получено из Таблицы 10.3.

10.1.5.2.7 Как вариант,  $C_{D,A}$  может быть принят равным  $130p$  [Н·м/м/рад], где  $p$  — количество креплений настила к прогону на 1 пог. м его длины (но не более чем одно на волну настила), при соблюдении условий:

- ширина  $b$  полки настила, которой он крепится, не должна превышать 120 мм;
- номинальная толщина  $t$  настила не менее 0,66 мм;
- расстояние  $a$  или  $b-a$  (зависящее от направления поворота) между центром метиза и центром поворота прогона (см. Рисунок 10.6) не менее 25 мм.

10.1.5.2.8 Если учитывается влияние искривления поперечного сечения (см. 10.1.5.1), то допускается не учитывать  $C_{D,C}$ , так как жесткость связи, в основном, зависит от значения  $C_{D,A}$  и искривления сечения.

10.1.5.2.9 Как вариант, значения  $C_{D,A}$  могут быть получены, используя результаты испытаний и расчета.

10.1.5.2.10 Если значение  $(1/K_A + 1/K_B)$  получено путем испытаний (в мм/Н) в соответствии с А.5.3.3, то значение  $C_{D,A}$  для нагрузки, направленной вниз или вверх, определяется следующим образом:

$$C_{D,A} = \frac{h^2/l_A}{(1/K_A + 1/K_B) - 4 \cdot (1 - \nu^2) \cdot h^2 \cdot (h_d + b_{\text{mod}})/(Et^3l_B)}, \quad (10.18)$$

где  $b_{\text{mod}}$ ,  $h$  и  $h_d$  приведены в 10.1.5.1.4;

$l_A$  — модульная ширина испытанного настила;

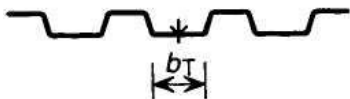
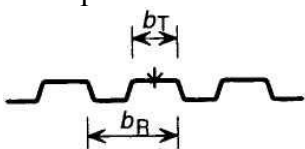
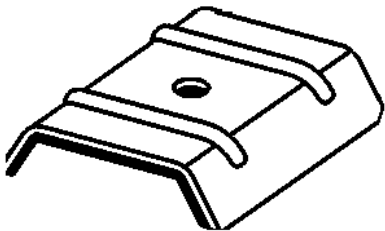
$l_B$  — длина испытанной балки.

ПРИМЕЧАНИЕ Указания по испытаниям — см. А.5.3.3, Приложение А.

**Таблица 10.3 — Коэффициент поворота  $C_{100}$  для стального настила с трапецевидными гофрами**

Положение настила		Настил закреплен через полку		Шаг креплений		Диаметр шайбы, мм	$C_{100}$	$b_{T, max}$
благоприятное <sup>1)</sup>	неблагоприятное <sup>1)</sup>	нижнюю	верхнюю	в каждой волне $e = b_R$	через волну $e = 2b_R$		кН · м/м	мм
Для нагрузки, направленной вниз								
×		×		×		22	5,2	40
×		×			×	22	3,1	40
	×		×	×		$K_a$	10,0	40
	×		×		×	$K_a$	5,2	40
	×	×		×		22	3,1	120
	×	×			×	22	2,0	120
Для нагрузки, направленной вверх								
×		×		×		16	2,6	40
×		×			×	16	1,7	40

**Таблица 10.3 — Коэффициент поворота  $C_{100}$  для стального настила с трапецевидными гофрами (продолжение)**

Обозначения: $b_R$ — ширина волны; $b_T$ — ширина полки настила, в месте крепления к прогону.	
$K_a$ обозначает стальную седловидную шайбу при $t \geq 0,75$ мм, как показано на рисунке	Крепление настила нижней полкой  верхней полкой 
	
Значения настоящей таблицы применимы для: крепления настила самонарезающими винтами диаметром $\varnothing = 6,3$ мм; стальных шайб толщиной $t_w \geq 1,0$ мм	

10.1.5.2.11 Положение настила считается благоприятным, если его узкие полки расположены на прогоне, и неблагоприятным, если его широкие полки расположены на прогоне.

### 10.1.6 Усилия и реакции в креплениях настила с прогоном

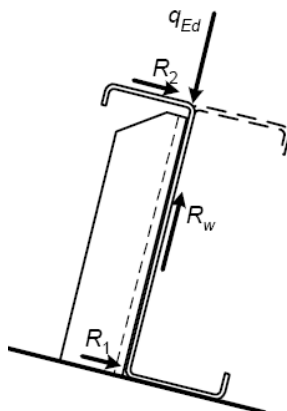
10.1.6.1 Метизы, прикрепляющие настил к прогону, должны проверяться на совместное действие срезающего усилия  $q_s e$ , перпендикулярного полке, и растягивающего усилия  $q_t e$ , где  $q_s$  и  $q_t$  можно рассчитать по Таблице 10.4,  $e$  — шаг креплений. Срезающее усилие от стабилизирующего эффекта, см. СН РК EN 1993-1-1, суммируется со срезающей силой. Поэтому срезающее усилие от настила, действующего как диафрагма, действует параллельно полке и суммируется с  $q_s$  геометрически.

**Таблица 10.4 — Срезающее и растягивающее усилия на метиз крепления вдоль балки**

Балка и нагрузка	Срезающее усилие на единицу длины $q_s$	Растягивающее усилие на единицу длины $q_t$
Z-образная, нагрузка вниз	$(1 + \xi) \cdot k_h q_{Ed}$ , может быть принято равным 0	0
Z-образная, нагрузка вверх	$(1 + \xi) \cdot (k_h - a/h) \cdot q_{Ed}$	$ \xi k_h q_{Ed} h/a  + q_{Ed}$ $a \approx b/2$
C-образная, нагрузка вниз	$(1 - \xi) \cdot k_h q_{Ed}$	$\xi k_h q_{Ed} h/a$
C-образная, нагрузка вверх	$(1 - \xi) \cdot (k_h - a/h) \cdot q_{Ed}$	$ \xi k_h q_{Ed} h/(b - a)  + q_{Ed}$

10.1.5.2.2 Метизы, закрепляющие прогоны на опорах, необходимо проверять на действие реакции  $R_w$  в плоскости стенки и поперечных реакций  $R_1$  и  $R_2$  в плоскостях полок (Рисунок 10.8). Силы  $R_1$  и  $R_2$  определяются по формулам, приведенным в Таблице 10.5. Сила  $R_2$  включает также скатную составляющую для кровель с уклоном. Если  $R_1$  положительна, то растягивающая сила в метизе крепления отсутствует.  $R_2$  передается от настила к верхней полке прогона и далее на стропильную конструкцию (главную балку) через соединительный элемент (опорный элемент) или с помощью специальных сдвиговых коннекторов, или непосредственно на основной или аналогичный элемент. Реакции на промежуточных опорах неразрезного прогона принимаются в 2,2 раза больше значений, приведенных в Таблице 10.5.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Для наклонных кровель поперечные нагрузки на прогон рассматриваются как составляющие вертикальной нагрузки, направленные перпендикулярно плоскости кровли и параллельно этой плоскости.



**Рисунок 10.8 — Реакции на опоре**

**Таблица 10.5 — Реакции на опоре свободно опертой балки**

Балка и нагрузка	Реакция на нижний пояс $R_1$	Реакция на верхний пояс $R_2$
Z-образная, нагрузка вниз	$(1 - \zeta) \cdot k_h q_{Ed} L / 2$	$(1 + \zeta) \cdot k_h q_{Ed} L / 2$
Z-образная, нагрузка вверх	$-(1 - \zeta) \cdot k_h q_{Ed} L / 2$	$-(1 + \zeta) \cdot k_h q_{Ed} L / 2$
C-образная, нагрузка вниз	$-(1 - \zeta) k_h q_{Ed} L / 2$	$(1 - \zeta) \cdot k_h q_{Ed} L / 2$
C-образная, нагрузка вверх	$(1 - \zeta) \cdot k_h q_{Ed} L / 2$	$-(1 - \zeta) \cdot k_h q_{Ed} L / 2$

10.1.5.2.3 Коэффициент  $\zeta$  принимается как  $\zeta = \sqrt[3]{k_R}$ , где  $k_R$  — коэффициент, приведенный в Таблице 10.1, и коэффициент  $\xi$  принимается как  $\xi = \sqrt[3]{\zeta}$ .

## 10.2 Кассетные профили, раскрепленные настилом

### 10.2.1 Общие положения

10.2.1.1 Кассетные профили представляют собой большие швеллерообразные профили с двумя узкими полками, двумя стенками и одной широкой полкой, в общем

виде показанные на Рисунке 10.9. Две узкие полки должны быть раскреплены из плоскости прикрепляемым к ним профилированным стальным настилом.

10.2.1.2 Несущая способность стенок кассетных профилей на срез и восприятие местной поперечной нагрузки определяется в соответствии с 6.1.5 и 6.1.11, но с учетом значения  $M_{c,Rd}$ , приведенного в 10.2.1.3 или 10.2.1.4.

10.2.1.3 Предельный момент  $M_{c,Rd}$ , для кассетного профиля определяется по 10.2.2, с учетом того, что:

— геометрические размеры соответствуют диапазонам, приведенным в Таблице 10.6;

— высота гофров на широкой полке  $h_u$  не превышает  $h/8$ , где  $h$  — общая высота кассетного профиля;

10.2.1.4 Как вариант, предельный момент для кассетного профиля может быть определен посредством испытаний. При этом испытательное оборудование не должно создавать местные нагрузки в элементе сечения кассетного профиля.

ПРИМЕЧАНИЕ Соответствующая методика испытаний приведена в Приложении А.

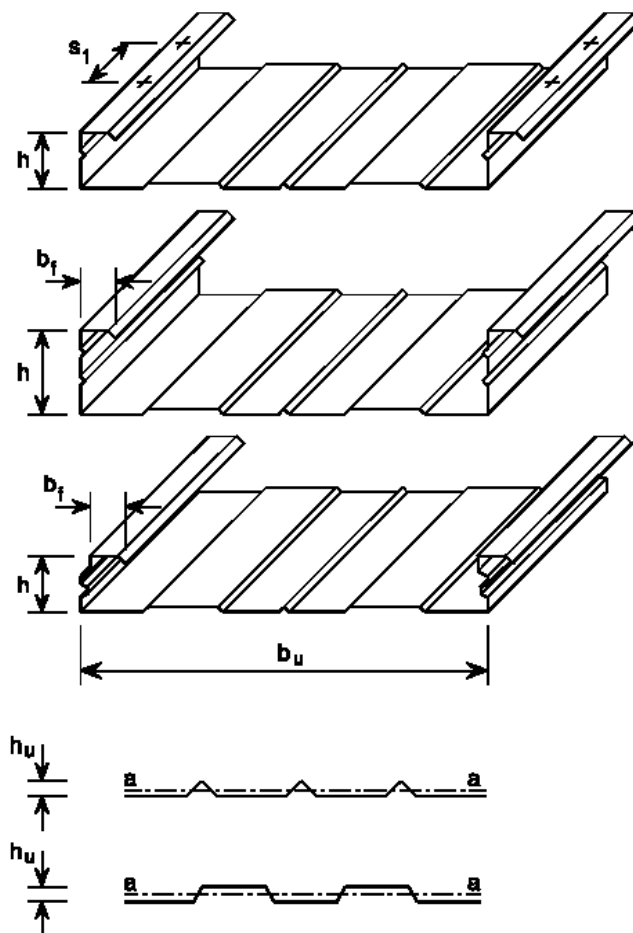


Рисунок 10.9 — Типовая геометрия кассетных профилей

Таблица 10.6 — Область применения 10.2.2

$0,75 \text{ мм} \leq t_{\text{ном}} \leq 1,5 \text{ мм}$
$30 \text{ мм} \leq b_f \leq 60 \text{ мм}$
$60 \text{ мм} \leq h \leq 200 \text{ мм}$
$300 \text{ мм} \leq b_u \leq 600 \text{ мм}$
$I_a/b_u \leq 10 \text{ мм}^4/\text{мм}$
$s_1 \leq 1000 \text{ мм}$

## 10.2.2 Несущая способность при действии изгибающего момента

### 10.2.2.1 Широкая полка сечения жата

10.2.2.1.1 Предельный момент для кассетного профиля при сжатой широкой полке определяется с использованием поэтапной процедуры, представленной на Рисунке 10.10:

— этап 1. Определить эффективную площадь всех сжатых частей поперечного сечения, основываясь на отношении напряжений  $\psi = \sigma_2/\sigma_1$ , полученных с использованием эффективной ширины сжатых полок, но при полной площади стенок;

— этап 2. Найти центр тяжести эффективного поперечного сечения и определить предельный момент  $M_{c,Rd}$  по формуле:

$$M_{c,Rd} = 0,8 W_{\text{eff,min}} f_{yb} / \gamma_{M0}, \quad (10.19)$$

где  $W_{\text{eff,min}} = I_{y,\text{eff}}/z_c \leq I_{y,\text{eff}}/z_t$ ;

здесь  $z_c$  и  $z_t$  определяются по Рисунку 10.10.

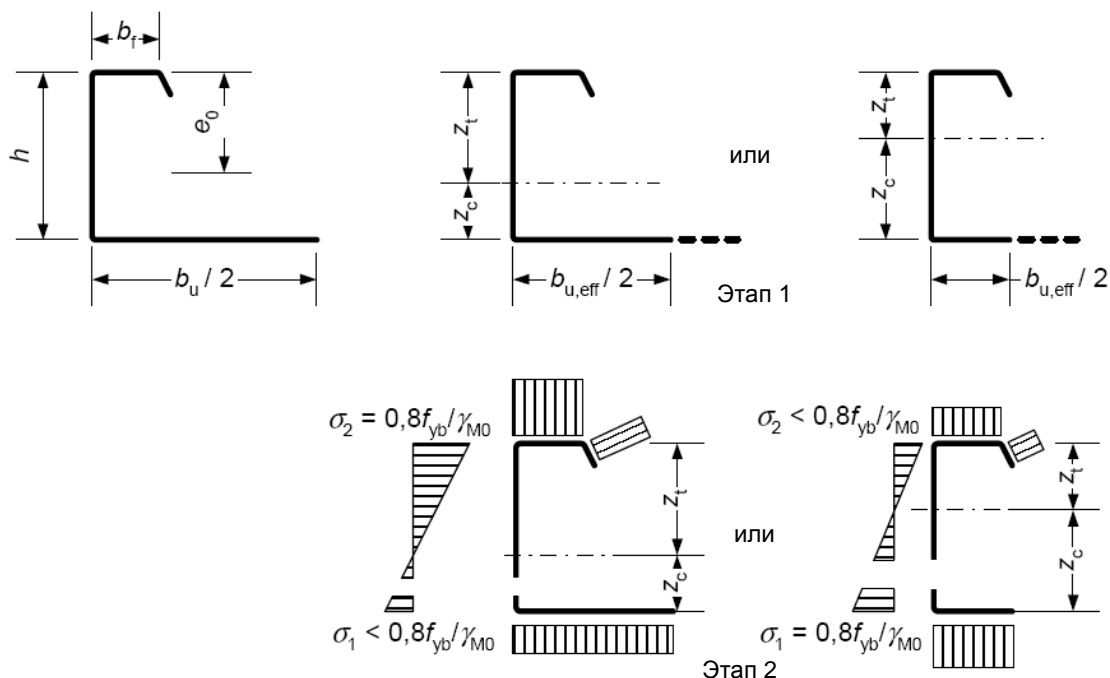


Рисунок 10.10 — Определение предельного момента при сжатой широкой полке

**10.2.2.2 Широкая полка сечения растянута**

10.2.2.2.1 Предельный момент для кассетного профиля с растянутой широкой полкой определяется с использованием поэтапной процедуры, представленной на Рисунке 10.11:

- этап 1. Определить центр тяжести полного поперечного сечения;
- этап 2. Определить эффективную ширину широкой полки  $b_{u,eff}$ , с учетом ее возможного искривления, по формуле:

$$b_{u,eff} = \frac{53,3 \cdot 10^{10} e_o^2 t_{eq}^3}{h L b_u^3}, \quad (10.20)$$

где  $b_u$  — полная ширина широкой полки;  
 $e_o$  — расстояние от центральной оси полного поперечного сечения до центральной оси узких полок;

$h$  — общая высота кассетного профиля;

$L$  — пролет кассетного профиля;

$t_{eq}$  — эквивалентная толщина широкой полки,  $t_{eq} = (12 I_a / b_u)^{1/3}$ ;

$I_a$  — собственный момент инерции сечения широкой полки (см. Рисунок 10.9);

— этап 3. Определить эффективную площадь всех сжатых частей, основываясь на отношении напряжений  $\psi = \sigma_2 / \sigma_1$ , полученных с использованием эффективной ширины полок, но при полной площади стенок;

— этап 4. Найти центр тяжести эффективного поперечного сечения и определить несущую способность  $M_{b,Rd}$  из условия потери устойчивости плоской формы изгиба, используя следующие выражения:

$$M_{b,Rd} = 0,8 \beta_b W_{eff,com} f_{yb} / \gamma_{M0}, \text{ но } M_{b,Rd} \leq 0,8 W_{eff,t} f_{yb} / \gamma_{M0}, \quad (10.21)$$

где  $W_{eff,com} = I_{y,eff} / z_c$ ;

$W_{eff,t} = I_{y,eff} / z_t$ ;

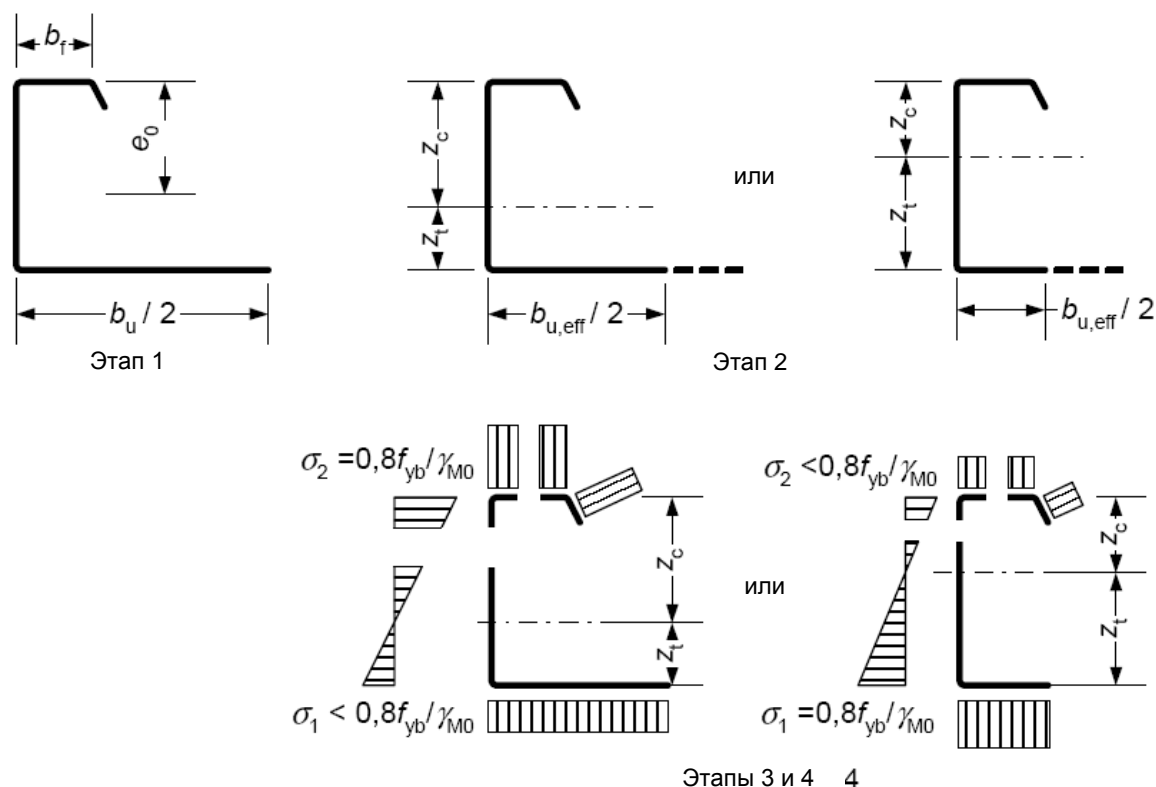
$\beta_b$  — поправочный коэффициент, принимаемый:

при  $s_1 \leq 300$  мм —  $\beta_b = 1,0$ ;

при  $300 \text{ мм} \leq s_1 \leq 1000$  мм —  $\beta_b = 1,15 - s_1 / 2000$ ;

$s_1$  — расстояние между метизами (шаг), раскрепляющие узкие полки из плоскости (см. Рисунок 10.9).

10.2.2.2.2 Влияние запаздывания сдвига не учитывается, если  $L / b_{u,eff} \geq 25$ . В противном случае снижающий коэффициент  $\rho$  должен определяться в соответствии с указаниями в 6.1.4.3.



**Рисунок 10.11 — Определение предельного момента при растянутой широкой полке**

10.2.2.2.3 Искривление полки при определении прогибов не учитывается.

10.2.2.2.4 Для упрощения практических расчетов предельный момент, воспринимаемый кассетным профилем с широкой полкой без элементов жесткости может быть определен, приближенно принимая эффективную площадь сечения растянутой широкой полки равной площади сечения двух сжатых узких полок.

### 10.3 Проектирование с учетом диафрагмы жесткости

#### 10.3.1 Общие положения

10.3.1.1 В подразделе 10.3 рассматривается взаимодействие между конструктивными элементами и настилом, работающими совместно как части комбинированной конструкции.

10.3.1.2 Требования настоящего раздела относятся только к диафрагмам, изготовленным из стали.

10.3.1.3 Диафрагмы могут быть образованы из профилированного настила, применяемого в покрытии, в стеновом ограждении или в перекрытиях. Они также могут быть образованы в стенах или покрытиях из кассетных профилей.

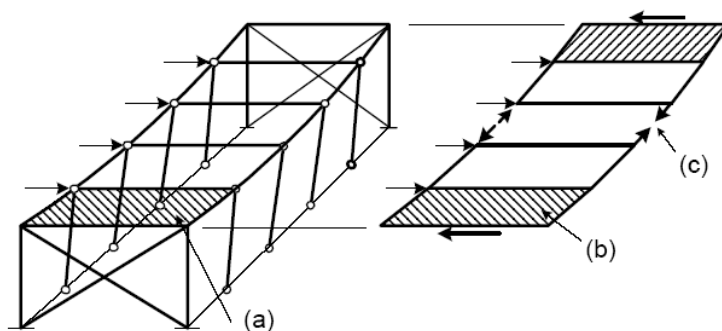
**ПРИМЕЧАНИЕ** Информация по расчету таких диафрагм может быть получена из ECCS Публикация № 88 (1995): Европейские рекомендации по применению металлических настилов, работающих как диафрагма.

### 10.3.2 Работа диафрагмы

10.3.2.1 В расчете необходимо учитывать, что, вследствие своей сдвиговой жесткости и прочности, диафрагмы из настила покрытий, перекрытий или из обшивки стены увеличивают общую жесткость и прочность каркаса.

10.3.2.2 Покрытия и перекрытия рассматриваются как балки-стенки, расположенные по всей длине здания, воспринимающие горизонтальные поперечные нагрузки в своей плоскости и передающие их на торцы или промежуточные связевые рамы. Металлический настил рассматривается как стенка балки, воспринимающая сдвигающие поперечные нагрузки в ее плоскости, а краевые элементы — как пояса балки, воспринимающие осевые растягивающие и сжимающие усилия (см. Рисунки 10.12 и 10.13).

10.3.2.3 Прямоугольные стеновые панели рассматриваются упрощенно — как связевые системы, работающие как диафрагмы и воспринимающие усилия в своей плоскости.



а — настил; б — зона сдвига в настиле; с — усилия в поясах краевых элементов

**Рисунок 10.12 — Работа диафрагмы в здании с плоским покрытием**

### 10.3.3 Необходимые условия

10.3.3.1 Методы расчета с учетом работы диафрагмы, являющейся составной частью каркаса, могут использоваться только при следующих условиях:

- настил, кроме обеспечения своей основной функции, должен обладать достаточной сдвиговой жесткостью, чтобы препятствовать перемещениям конструкций в плоскости настила;
- диафрагмы должны иметь продольные краевые элементы, воспринимающие усилия в поясах, возникающие при работе диафрагмы;
- усилия от диафрагм покрытий и перекрытий передаются к фундаментам через связевые рамы, другие диафрагмы или другими методами, препятствующими смещению рам;
- должны использоваться соответствующие соединения, передающие усилия от диафрагмы на основной стальной каркас и объединяющие краевые элементы для работы в качестве поясов;



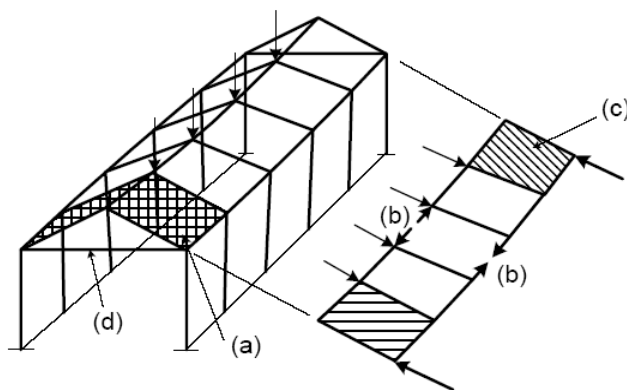
— настил рассматривается как конструктивная часть, которая не может быть удалена без надлежащей компенсации;

— в проекте, включающем расчеты и чертежи, должно быть обращено внимание на то, что здание запроектировано с учетом работы диафрагмы жесткости;

— для настила, гофры которого ориентированы вдоль покрытия, усилия в поясах, возникающие при работе диафрагмы, могут быть восприняты самим настилом.

10.3.3.2 Расчет с учетом работы диафрагм жесткости используется, прежде всего, для невысоких зданий или для перекрытий и фасадов высоких зданий.

10.3.3.3 Диафрагмы рекомендуется использовать для восприятия ветровых, снеговых и других нагрузок, передающихся непосредственно через настил. Они также могут использоваться для восприятия небольших подвижных нагрузок, таких как тормозные усилия от легких подвесных кранов или подъемников на монорельсах, но не могут применяться для восприятия длительных внешних нагрузок, таких как нагрузка от оборудования.



(a) — настил; (b) — усилия в поясах краевых элементов; (c) — зона сдвига в настиле;  
(d) — затяжка, требуемая для восприятия усилий от кровельного покрытия

**Рисунок 10.13 — Работа диафрагмы в здании с двухскатной кровлей**

#### 10.3.4 Диафрагмы из стального профилированного настила

10.3.4.1 В диафрагме из профилированного настила (Рисунок 10.14) оба торца листов настила должны быть закреплены на опорных элементах самонарезающими винтами, дюбелями, сваркой, болтами или другими типами креплений, которые работают без отказа, не выдергиваются или не срезаются до разрушения настила. Все типы креплений должны устанавливаться непосредственно через настил в опорный элемент, например, через гофры профилированных листов, если не предусмотрены специальные меры по обеспечению эффективной передачи усилий, установленных в расчете.

10.3.4.2 Продольные стыки между соседними листами должны выполняться на заклепках, самонарезающих винтах, сварке или другими типами креплений, которые работают без отказа, не выдергиваются или не срезаются до разрушения настила. Шаг таких креплений не должен превышать 500 мм.

10.3.4.3 Расстояния от креплений всех типов до краев и торцов листов должны быть

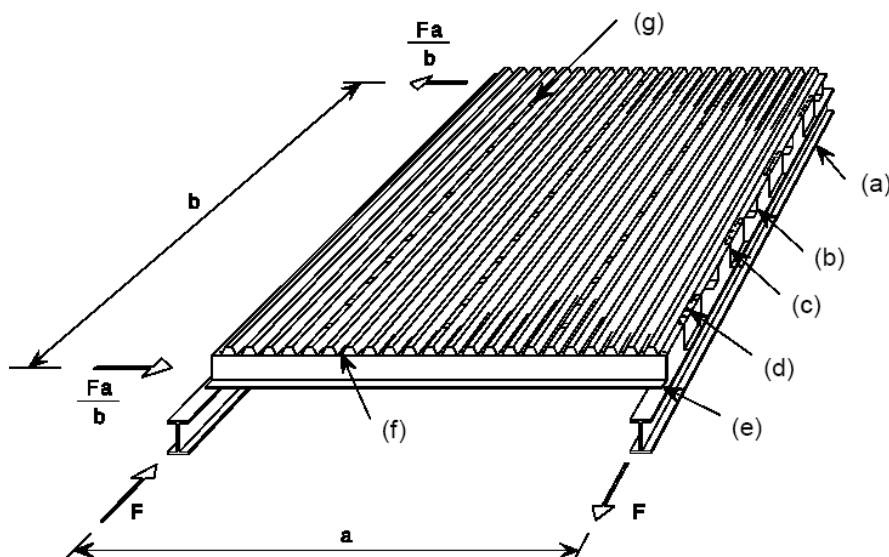
достаточными для предотвращения преждевременного разрушения настила.

10.3.4.4 Небольшие беспорядочно расположенные отверстия, расположенные на площади не более 3 % от перекрываемой площади, могут быть установлены без специального расчета, при условии, что общее количество креплений не уменьшилось. Отверстия, расположенные на площади до 15 % от перекрываемой площади (площади поверхности диафрагмы, учитываемой в расчете), размещаются согласно детальным расчетам. Участки с большими проемами должны быть разделены на меньшие участки, каждый из которых работает как диафрагма.

10.3.4.5 Все настилы, которые также образуют диафрагмы, должны быть в первую очередь рассчитаны на изгиб. Чтобы исключить снижение несущей способности настила на изгиб при его одновременной работе как диафрагмы, следует учитывать, что напряжения в настиле, при работе его в качестве диафрагмы жесткости, не должны превышать  $0,25f_{yb}/\gamma_{M1}$ .

10.3.4.6 Несущая способность диафрагмы на сдвиг должна базироваться на минимальном значении предельной прочности продольных стыков или креплений настила на опорах, параллельных гофрам, или для диафрагм, закрепленных только на продольных краевых элементах, креплений листов на торцах. Расчетная несущая способность диафрагмы на сдвиг должна превышать этот минимум не менее чем на:

- при разрушении креплений листов к прогонам от совместного действия сдвига и ветрового отсоса — 40 %;
- при любой другой форме разрушения — 25 %.



- (a) — балка; (b) — прогон; (c) — связь сдвига; (d) — крепление настила к связи сдвига; (e) — прогон;  
 (f) — крепление настила к прогону; (g) — крепление листов настила между собой

**Рисунок 10.14 — Конструкция отдельной панели**

### 10.3.5 Диафрагмы из кассетных профилей

10.3.5.1 Кассетные профили, используемые для образования диафрагм, должны иметь широкие полки повышенной жесткости.

10.3.5.2 Кассетные профили в диафрагмах должны соединяться между собой по продольным краям через стенки метизами (обычно с помощью заклепок) с шагом креплений  $e_s \leq 300$  мм, расположенных на расстоянии  $e_u \leq 30$  мм от широкой полки (Рисунок 10.15).

10.3.5.3 Для точной оценки деформации (перекосов), обусловленных метизами, можно использовать методику, аналогичную принятой для профилированных настилов с трапециевидными гофрами.

10.3.5.4 Сдвигающая сила  $T_{v,Ed}$  от расчетных нагрузок в предельной стадии не должна превышать  $T_{v,Rd}$ :

$$T_{v,Rd} = 8,43 E \sqrt[4]{I_a (t/b_u)^9}, \quad (10.22)$$

где  $I_a$  — момент инерции широкой полки относительно собственной оси (см. Рисунок 10.9);

$b_u$  — общая ширина широкой полки.

10.3.5.5 Сдвигающая сила  $T_{v,ser}$  от нормативных нагрузок не должна превышать  $T_{v,Cd}$ :

$$T_{v,Cd} = S_v / 375, \quad (10.23)$$

где  $S_v$  — сдвиговая жесткость диафрагмы на единицу длины пролета кассетного профиля.

10.3.5.6 Сдвиговая жесткость  $S_v$  на единицу длины может быть определена как

$$s_v = \frac{\alpha L b_u}{e_s (b - b_u)}, \quad (10.24)$$

где  $L$  — общая длина диафрагмы (в направлении пролета кассетных профилей);

$b$  — общая ширина диафрагмы ( $b = \sum b_u$ );

$\alpha$  — коэффициент жесткости.

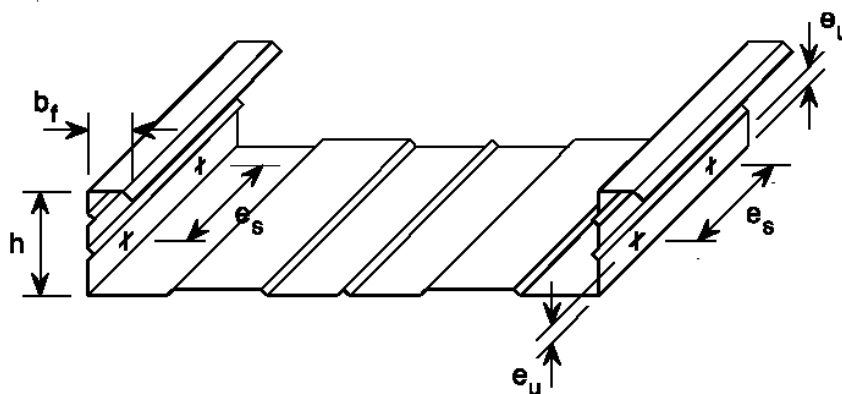


Рисунок 10.15 — Расположение метизов в продольном стыке

10.3.5.7 Коэффициент жесткости  $\alpha$  с запасом принимается равным 2000 Н/мм, при отсутствии более точных значений, полученных на основе испытаний.

## 10.4 Перфорированный настил

10.4.1 Перфорированный настил с отверстиями, расположенными в форме равностороннего треугольника, может быть рассчитан при условии, что правила расчета сплошного настила модифицированы введением эффективной толщины, приведенной ниже.

ПРИМЕЧАНИЕ Эти правила расчета дают значения с запасом. Более экономичные решения могут быть получены при расчете, основанном на испытаниях, см. Раздел 9.

10.4.2 При  $0,2 \leq d/a \leq 0,9$  характеристики полного сечения рассчитываются по 5.1 с заменой  $t$  на  $t_{a,eff}$ , полученную по формуле:

$$t_{a,eff} = 1,18t \cdot \left(1 - \frac{d}{0,9a}\right), \quad (10.25)$$

где  $d$  — диаметр отверстий перфорации;

$a$  — расстояние между центрами отверстий перфорации.

10.4.3 При  $0,2 \leq d/a \leq 0,9$  характеристики эффективного сечения рассчитываются по Разделу 5 с заменой  $t$  на  $t_{b,eff}$ , полученную по формуле:

$$t_{b,eff} = t \cdot \sqrt[3]{1,18 \cdot (1 - d/a)}. \quad (10.26)$$

10.4.4 Несущая способность одной стенки при действии локальной поперечной силы рассчитывается по 6.1.9 с заменой  $t$  на  $t_{c,eff}$ , полученную по формуле:

$$t_{c,eff} = t \cdot [1 - (d/a)^2 \cdot s_{per}/s_w]^{3/2}, \quad (10.27)$$

где  $s_{per}$  — наклонная высота перфорированной части стенки;

$s_w$  — общая наклонная высота стенки.

**Приложение А**  
**(обязательное)**

**Методики испытаний**

**А.1 Общие положения**

А.1.1 В настоящем Приложении приведены соответствующие стандартные методики испытаний и обработки результатов испытаний, требуемых для расчета.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 В области холодноформованных элементов и профилированных листов обычно используется много стандартных изделий, проектирование которых расчетным путем может не дать экономичного решения, поэтому часто предпочтительно использование расчетов на основе испытаний.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 В Национальном Приложении может быть приведена дополнительная информация по испытаниям.

ПРИМЕЧАНИЕ 3 Национальное Приложение может содержать коэффициенты для перехода от существующих результатов испытаний к эквивалентным результатам стандартных испытаний, проведенных в соответствии с этим Приложением.

А.1.2. Настоящее Приложение распространяется на:

- испытания профилированных листов и кассетных профилей, см. А.2;
- испытания холодноформованных профилей, см. А.3;
- испытания конструкций и частей конструкций, см. А.4;
- испытания балок, раскрепленных от кручения, см. А.5;
- обработка результатов испытаний для определения расчетных значений, см. А.6.

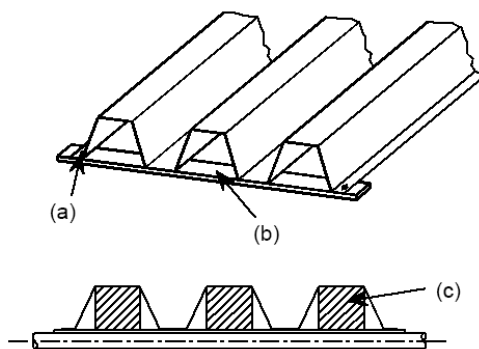
**А.2 Испытания профилированных листов и кассетных профилей**

**А.2.1 Общие положения**

А.2.1.1 Несмотря на то, что данная методика представлена для профилированных листов, методики испытаний, основанные на тех же принципах, могут также использоваться для кассетных профилей и других типов настилов (например, настилов, указанных в EN 508).

А.2.1.2 Нагрузка может прилагаться с помощью воздушных мешков или вакуумной камеры, системы из стальных или деревянных поперечных балок, создающих нагрузку, близкую к равномерно распределенной.

А.2.1.3 Для исключения смятия гофров образцов при испытаниях, могут быть применены поперечные связи или другие подходящие приспособления, такие как деревянные пробки. Некоторые примеры приведены на Рисунке А.1.



(a) — заклепка или винт; (b) — поперечная связь (металлическая полоса); (c) — деревянные пробки

**Рисунок А.1 — Примеры соответствующих приспособлений для испытаний**

А.2.1.4 Для испытаний на подъемную нагрузку, испытательная установка должна реально имитировать работу профилированного листа при реальных условиях на практике.

Тип соединений между листом и опорами должен быть таким же, как в соединениях, используемых на практике.

А.2.1.5 Чтобы получить результаты для широкой области применения и исключить влияние заземления на опорах на результаты испытаний, желательно использовать шарнирное или катковое опирание.

А.2.1.6 Направление нагрузки должно оставаться перпендикулярным к начальной поверхности листа в течение всей процедуры испытаний.

А.2.1.7 Чтобы исключить деформации опор, прогибы на обоих концах образцов должны также измеряться.

А.2.1.8 Результатом испытания является максимальная нагрузка, приложенная к образцу при его разрушении, или непосредственно предшествующая его разрушению.

## **А.2.2 Испытания однопролетных образцов**

А.2.2.1 Испытания, основанные на данных Рисунка А.2, могут быть использованы для определения предельного момента в середине пролета (при отсутствии сдвигающей силы) и эффективной изгибной жесткости.

А.2.2.2 Пролет должен быть выбран так, чтобы результаты испытаний позволяли оценить несущую способность образца при изгибе.

А.2.2.3 Предельный момент должен определяться по результатам испытаний.

А.2.2.4 Изгибная жесткость должна определяться из графика зависимости прогиба от нагрузки.

## **А.2.3 Испытания двухпролетных образцов**

А.2.3.1 Испытания, основанные на данных Рисунка А.3, могут быть использованы

для определения несущей способности неразрезного двух- или многопролетного образца, при одновременном действии на промежуточных опорах момента и поперечной силы, и его несущей способности — при совместном действии момента и опорной реакции при данной ширине опоры.

А.2.3.2 Нагрузка должна быть предпочтительно равномерно распределенной (приложенной, например, с использованием воздушного мешка или вакуумной камеры).

А.2.3.3 Как вариант, может быть использовано любое число сосредоточенных нагрузок (поперек пролета), расположенных для создания моментов и сил, соответствующих усилиям от равномерно распределенной нагрузки. Некоторые примеры рациональных схем приведены на Рисунке А.4.

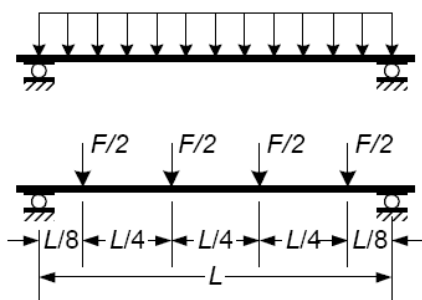
#### А.2.4 Испытания на промежуточной опоре

А.2.4.1 Как вариант, для А.2.3 могут использоваться схемы, показанные на Рисунке А.5 для определения несущей способности неразрезного двух- или многопролетного листа, при совместном действии момента и поперечной силы на промежуточных опорах, и его несущей способности — при действии момента и опорной реакции при данной ширине опоры.

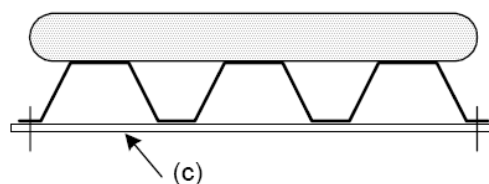
А.2.4.2 Пролет образца  $s$ , используемый для представления части настила между точками перегиба с каждой стороны от промежуточной опоры в неразрезном листе с двумя или более равными пролетами  $L$ , равен:

$$s = 0,4L. \quad (\text{А.1})$$

А.2.4.3 Если ожидается перераспределение опорного момента в пластической стадии, то пролет образца  $s$  должен быть уменьшен в зависимости от соотношения опорного момента и поперечной силы.



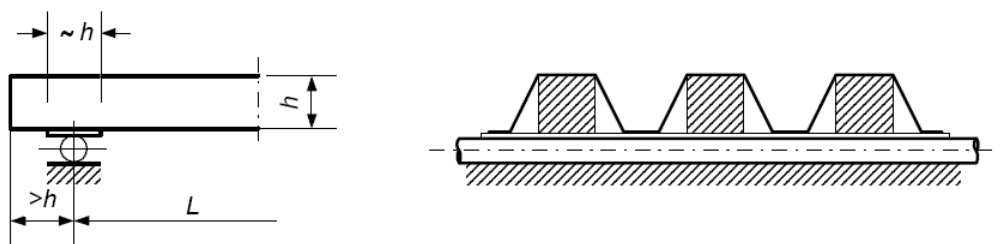
а) — равномерно распределенная нагрузка и пример соответствующих эквивалентных сосредоточенных нагрузок;



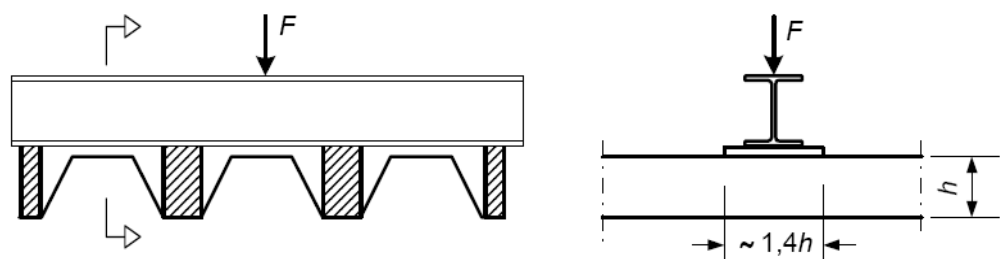
б) — распределенная нагрузка, приложенная с помощью воздушного мешка (возможно, с помощью вакуумного стенда);

с) — поперечная связь

**Рисунок А.2, лист 1 — Основные данные для испытаний однопролетных образцов**



с) Пример опорных приспособлений для исключения смятия



д) Пример способа приложения сосредоточенной нагрузки

Рисунок А.2, лист 2

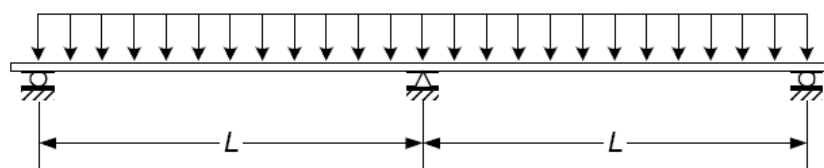


Рисунок А.3 — Схема испытаний двухпролетных образцов

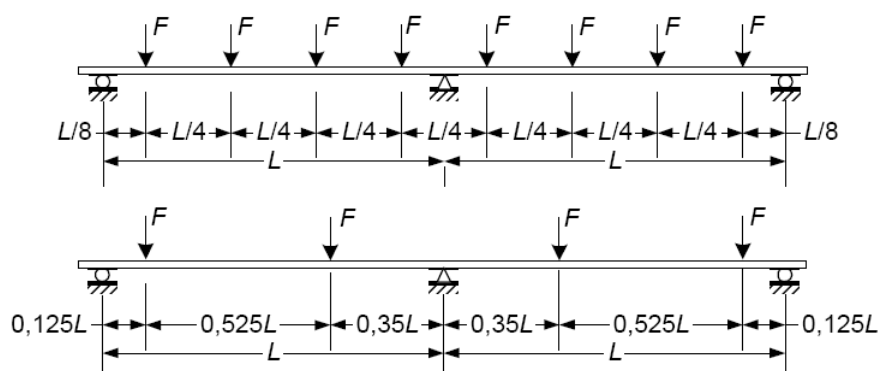


Рисунок А.4 — Примеры возможных схем приложения сосредоточенных нагрузок

А.2.4.4 Ширина  $b_B$  балки, используемой для передачи экспериментальной нагрузки, должна выбираться таким образом, чтобы соответствовать ширине действительной опоры, используемой на практике.



А.2.4.5 Каждый результат испытаний может быть использован для определения несущей способности при совместном действии изгибающего момента и опорной реакции (или поперечной силы) для данного пролета и для данной ширины опоры. Для получения информации о взаимодействии изгибающего момента и опорной реакции, испытания должны быть проведены при нескольких разных пролетах.

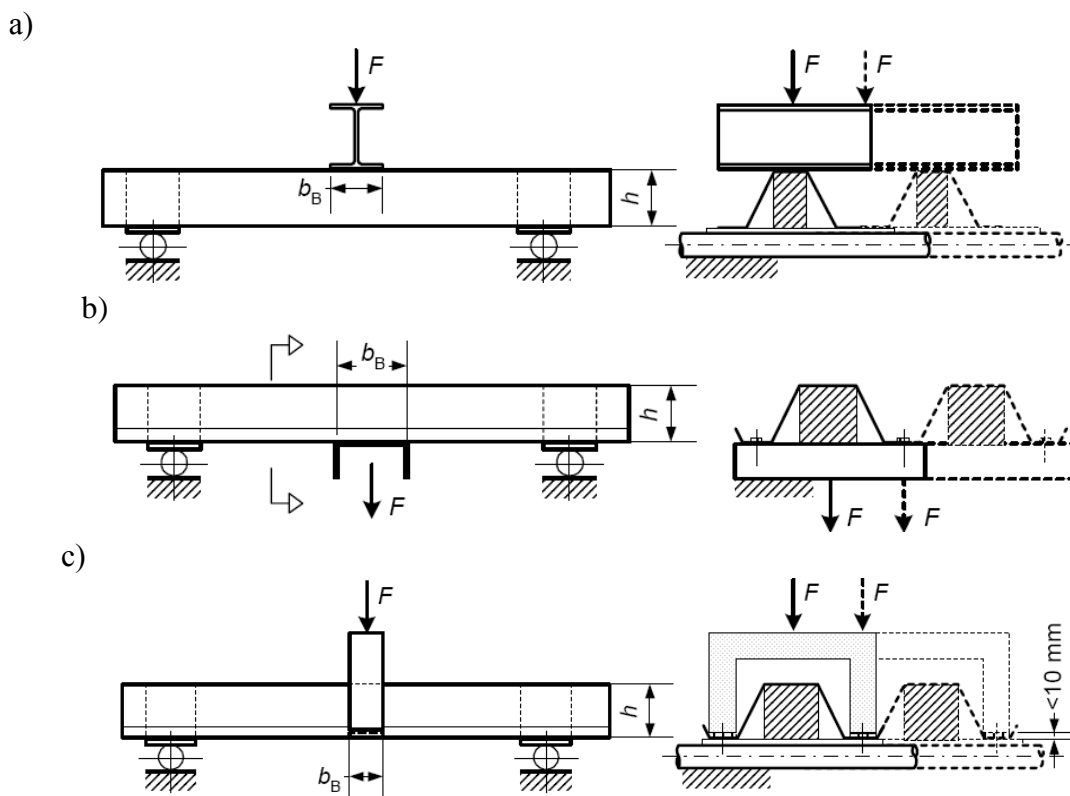
А.2.4.6 Результаты испытаний следует представить, как указано в А.5.2.3.

### А.2.5 Испытания на крайней опоре

А.2.5.1 Схема испытаний, приведенная на Рисунке А.6, может быть использована для определения несущей способности листа при действии поперечной силы на крайней опоре.

А.2.5.2 Для определения несущей способности листа на действие поперечной силы при различной длине  $u$  от внутреннего края крайней опоры до торца образца (см. Рисунок А.6), должны быть проведены отдельные испытания.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Максимальное значение опорной реакции, измеренное во время испытаний на изгиб, может быть использовано как нижний предел несущей способности сечения при срезе и локальной поперечной силе.

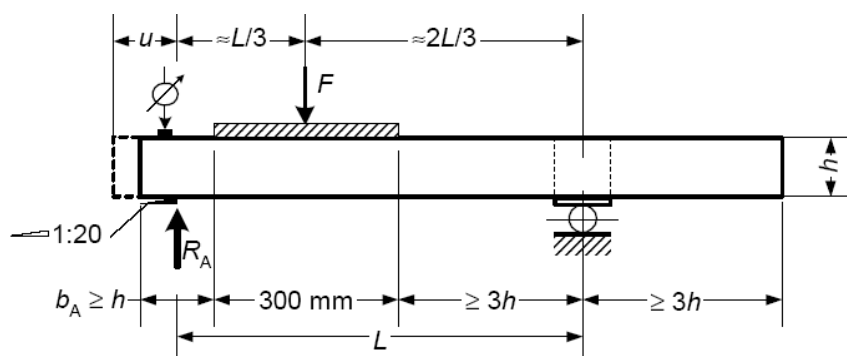


а — промежуточная опора под действующей вниз нагрузкой;

б — промежуточная опора при подъемной нагрузке;

с — внутренняя опора при нагрузке, приложенной к растянутой полке

**Рисунок А.5 — Схемы испытаний для внутренней опоры:**



Обозначения:  $b_A$  — ширина опоры;  $u$  — расстояние от внутреннего края крайней опоры до торца листа

**Рисунок А.6 — Схемы испытаний для крайней опоры**

### **А.3 Испытания холодногнутых элементов**

#### **А.3.1 Общие положения**

А.3.1.1 Каждый испытываемый образец должен быть подобен по всем показателям части или целой конструкции, которую он представляет.

А.3.1.2 Условия опирания образцов должны быть идентичными применяемым на практике. Когда это не может быть достигнуто, должны использоваться, как вариант, менее благоприятные условия опирания, которые занижают несущую способность или завышают гибкость.

А.3.1.3 Устройства для приложения испытательных нагрузок должны воспроизводить реальные условия приложения нагрузок. Эти устройства не должны повышать несущую способность поперечного сечения при поперечных деформациях по сравнению с той, которая была бы получена в случае перегрузки при эксплуатации. Они не должны также создавать сосредоточенные нагрузки в местах наибольшей несущей способности.

А.3.1.4 Если данное сочетание нагрузок включает силы, действующие по более чем одной линии, каждая ступень испытательной нагрузки должна быть пропорциональна каждой из этих сил.

А.3.1.5 На каждой стадии нагружения перемещения или деформации должны измеряться в одном или нескольких характерных местах конструкции. Отсчеты перемещений или деформаций должны сниматься после полной их стабилизации после приложения ступени нагрузки.

А.3.1.6 Образец считается разрушенным в любом из следующих случаев:

- обрушение или раскол;
- развитие трещины в жизненно важной части образца;
- чрезмерные перемещения.

А.3.1.7 В результате испытаний должно быть получено максимальное значение нагрузки, приложенной к образцу или в момент разрушения, или непосредственно перед разрушением.

А.3.1.8 Точность всех измерений должна соответствовать измеряемой величине и в любом случае не должна превышать  $\pm 1\%$  от определяемой величины. Нижеследующие значения (в Разделе А.3.1.9) должны также учитываться.

А.3.1.9 Измерения геометрических параметров поперечного сечения испытываемого образца должны включать:

- общие размеры (ширина, высота и длина) с точностью  $\pm 1,0$  мм;
- ширина плоских частей сечения с точностью  $\pm 1,0$  мм;
- радиусыгиба с точностью  $\pm 1,0$  мм;
- наклон плоских частей с точностью  $\pm 2,0^\circ$ ;
- углы между плоскими поверхностями с точностью  $\pm 2,0^\circ$ ;
- положения и размеры промежуточных элементов жесткости с точностью  $\pm 1,0$  мм;
- толщина материала с точностью  $\pm 0,01$  мм;
- точность всех измерений поперечного сечения должна быть максимум  $0,5\%$  от номинальных размеров.

А.3.1.10 Также измеряются другие геометрические параметры, такие как:

- расположение частей относительно друг друга;
- расположение креплений;
- величина крутящего момента при натяжении метизов крепления и т. д.

## **А.3.2 Испытание полного профиля на сжатие**

### **А.3.2.1 Испытания короткой стойки**

А.3.2.1.1 Испытания короткой стойки могут быть использованы для оценки влияния местной потери устойчивости в тонкостенных профилях на величину отношения  $\beta_A = A_{eff}/A_g$  и положение эффективной нейтральной оси.

А.3.2.1.2 Если потеря местной устойчивости плоских элементов сечения ведет к потере несущей способности профиля, образец должен иметь длину как минимум в 3 раза больше ширины его наиболее широкого плоского элемента.

А.3.2.1.3 Длина образца перфорированного профиля должна включать не менее пяти отверстий перфорации, причем образец должен быть отрезан посередине между двумя отверстиями перфорации.

А.3.2.1.4 В случае, если профиль имеет краевые отгибы или промежуточные элементы жесткости, длина образца должна быть не менее чем предполагаемая расчетная длина элемента жесткости при потере устойчивости.

А.3.2.1.5 Если общая длина образца в 20 раз превышает минимальный радиус инерции полного сечения профиля  $i_{min}$ , промежуточные раскрепления из плоскости должны располагаться с шагом не более  $20i_{min}$ .

А.3.2.1.6 Перед испытаниями допуски на размеры поперечного сечения образца должны быть проверены на соответствие допустимым отклонениям.

А.3.2.1.7 Отрезанные концы образца должны быть плоскими и перпендикулярными продольной оси.

А.3.2.1.8 Осевое сжимающее усилие должно прилагаться на каждом конце образца через опорные пластины толщиной не менее 30 мм, которые выступают за периметр сечения образца не менее чем на 10 мм.

А.3.2.1.9 Образец должен располагаться в испытательной машине с шаровой опорой на каждом конце. В опорных пластинах должны быть предусмотрены небольшие высверленные углубления для шаровых опор. Эти опоры должны быть расположены на одной линии с центром тяжести расчетного эффективного сечения образца. Если положение центра тяжести эффективного сечения рассчитано неточно, оно может быть уточнено с помощью серии испытаний.

А.3.2.1.10 В случае открытого поперечного сечения возможная серповидность может быть исправлена.

А.3.2.1.11 Испытания коротких стоек могут быть использованы для определения несущей способности поперечного сечения на сжатие. Для интерпретации результатов испытаний варьируются следующие параметры:

- толщина;
- соотношение  $b_p/t$ ;
- соотношение  $f_u/f_{yb}$ ;
- временное сопротивление  $f_u$  и предел текучести  $f_{yb}$ ;
- положение центра тяжести эффективного сечения образца;
- отклонения формы поперечного сечения профиля;
- метод холодного профилирования (например, увеличение предела текучести за счет деформирования, которая впоследствии убирается).

### А.3.2.2 Испытания элемента на устойчивость

А.3.2.2.1 Испытание элемента на устойчивость может быть использовано для определения несущей способности тонкостенных сжатых элементов при общей потере устойчивости (включая изгибную, крутильную и изгибно-крутильную формы потери устойчивости) и оценки взаимодействия местной и общей потерь устойчивости.

А.3.2.2.2 Метод, используемый для испытаний, в общем такой же, как для испытаний коротких стоек, см. А.3.2.1.

А.3.2.2.3 Для определения кривой потери устойчивости для данного типа профиля и данной марки стали проводятся испытания образцов на осевую нагрузку по особой методике. Значения условной гибкости  $\bar{\lambda}$ , принятые для испытаний, и минимальное количество испытаний  $n$  для каждого этого значения приводятся в Таблице А.1.

**Таблица А.1 — Значения условной гибкости и количество испытаний**

$\bar{\lambda}$	0,2	0,5	0,7	1,0	1,3	1,6	2,0	3,0
$n$	3	5	5	5	5	5	5	5

А.3.2.2.4 Подобные испытания могут быть также использованы для определения влияния промежуточных закреплений на несущую способность элемента при крутильной форме потери устойчивости.

А.3.2.2.5 Для интерпретации результатов испытаний должны учитываться следующие параметры:

- параметры, приведенные для испытаний коротких стоек в А.3.2.1.11;
- общее отклонение от прямолинейности и сравнение его со стандартным значением, см. А.3.2.2.6;
- тип концевой или промежуточного закрепления (от изгиба, кручения или того и другого).

А.3.2.2.6 Общее значение отклонения от прямолинейности должно учитываться следующим образом.

а) Определить критическую сжимающую нагрузку для элемента с помощью соответствующего расчета, с начальной стрелкой, равной отклонению от прямолинейности испытываемого образца:  $F_{cr,bow,test}$ .

б) Так же, как а), но с начальной стрелкой, равной максимальному допуску, установленному стандартом на профиль:  $F_{cr,bow,max,nom}$ .

с) Дополнительный поправочный коэффициент:  $F_{cr,bow,max,nom}/F_{cr,bow,test}$ .

### А.3.3 Испытание полного профиля на растяжение

А.3.3.1 Эти испытания могут быть использованы для определения среднего значения предела текучести профиля  $f_{ya}$ .

А.3.3.2 Длина образца должна быть не менее пятикратной ширины самой широкой плоской части поперечного сечения.

А.3.3.3 Нагрузка должна прилагаться к концевым опорам, обеспечивающим равномерное распределение напряжений в поперечном сечении.

А.3.3.4 Зона разрушения должна располагаться на расстоянии от концевых опор не менее ширины самой широкой плоской части поперечного сечения.

### А.3.4 Испытания полного профиля на изгиб

А.3.4.1 Эти испытания могут быть использованы для определения несущей способности профиля на изгиб и кручение.

А.3.4.2 Длина образца должна быть не менее чем в 15 раз больше наибольшего поперечного размера профиля. Расстояние между закреплениями сжатого пояса из плоскости должно быть не менее, чем обычно используют на практике.

А.3.4.3 Пара сосредоточенных нагрузок должна прилагаться к образцу для создания зоны чистого изгиба, которая должна быть длиной не менее 0,2 (пролета), но не более чем 0,33 (пролета). Эти нагрузки прилагаются через центр сдвига сечения профиля. Профиль должен быть закреплен от кручения в точках приложения нагрузок. При необходимости, в точках приложения нагрузки должна быть обеспечена местная устойчивость образца, для гарантии разрушения образца в центральной части пролета. Прогибы измеряются в местах приложения нагрузок, посередине пролета и на опорах образца.

А.3.4.4 Для интерпретации результатов испытаний должны варьироваться следующие параметры:

- толщина;
- отношение  $b_p/t$ ;
- отношение  $f_u/f_{yb}$ ;
- временное сопротивление  $f_u$  и предел текучести  $f_{yb}$ ;
- отличие закреплений, примененных в испытаниях и применяемых на практике;
- условия опирания.

#### **А.4 Испытания конструкций и их частей**

##### **А.4.1 Предварительные испытания**

А.4.1.1 Чтобы убедиться в надежности конструкции или ее части, предварительные испытания могут быть использованы как испытания без разрушения.

А.4.1.2 Испытательная нагрузка для предварительных испытаний должна приниматься равной сумме:

- 1,0×(фактический собственный вес во время испытаний);
- 1,15×(остальная постоянная нагрузка);
- 1,25×(временные нагрузки),

но нет необходимости принимать нагрузку более чем расчетная предельная нагрузка и нормативная предельная нагрузка для нормативных (редких) сочетаний нагрузки.

А.4.1.3 До проведения предварительных испытаний может быть целесообразным выполнить пробное нагружение (нагрузкой, не превышающей нормативные значения) и затем снять нагрузку.

А.4.1.4 Сначала конструкция должна быть нагружена полной нормативной нагрузкой. Под этой нагрузкой конструкция должна работать абсолютно упруго. После снятия этой нагрузки остаточный прогиб не должен превышать 20 % от максимального зафиксированного прогиба. Если этот критерий не выполняется, данная часть испытаний должна быть повторена. При повторном цикле нагружения конструкция должна показывать линейную работу до нормативной нагрузки, и остаточный прогиб не должен превышать 10 % от максимального зафиксированного.

А.4.1.5 При предварительных испытаниях нагрузки должны прилагаться равными ступенями через равные промежутки времени, с измерением прогибов на каждом этапе. Когда прогибы становятся значительно нелинейными, ступени нагрузки должны быть уменьшены.

А.4.1.6 После достижения предварительной испытательной нагрузки она должна оставаться неизменной между несколькими последовательными записями показаний и измерениями прогибов, для установления зависимостей различных деформаций конструкции от времени, таких как деформации креплений или деформации, вызванные ползучестью в цинковом покрытии.

А.4.1.7 Разгрузка должна выполняться равными ступенями, с записью прогибов на каждом этапе.

А.4.1.8 Конструкция должна быть способна выдержать предварительную

испытательную нагрузку, и в ней не должно быть значительных местных смятий или дефектов, свидетельствующих о непригодности конструкции после испытаний.

#### А.4.2 Испытания на прочность

А.4.2.1 Испытания на прочность могут быть использованы для подтверждения расчетной несущей способности конструкции или ее части. Если имеется определенное количество подобных конструкций, запроектированных по общей методике и если испытаны один и более прототипов и они отвечают всем требованиям испытаний на прочность, то другие конструкции могут быть использованы без дальнейших испытаний, с учетом их подобия прототипам по всем соответствующим показателям.

А.4.2.2 Перед проведением испытаний на прочность сначала должны быть проведены предварительные испытания, см. А.4.1.

А.4.2.3 Нагружение должно производиться ступенями до нагрузки, соответствующей несущей способности по прочности, с измерениями на каждом этапе нагружения прогибов. Для того, чтобы установить, не происходит ли ползучесть конструкции, предельная нагрузка удерживается в течение не менее 1 ч, с измерениями за это время прогибов.

А.4.2.4 Разгрузка должна выполняться равными ступенями, с записью прогибов на каждом этапе.

А.4.2.5 Полная испытательная нагрузка (включая собственный вес) для испытаний на прочность  $F_{str}$  должна определяться исходя из полной расчетной нагрузки  $F_{Ed}$ , определенной расчетом для различных предельных состояний:

$$F_{str} = \gamma_{Mi} \mu_F F_{Ed}, \quad (\text{А.2})$$

где  $\mu_F$  — соответствующий грузовой коэффициент;

$\gamma_{Mi}$  — частный коэффициент безопасности для предельного состояния.

А.4.2.6 Грузовой коэффициент  $\mu_F$  учитывает изменения несущей способности конструкции или ее части в зависимости от различных пределов текучести материала, местной устойчивости, общей устойчивости и любых других уместных параметров или обстоятельств.

А.4.2.7 Грузовой коэффициент  $\mu_F$  может быть принят равным отношению значения предельной нагрузки по несущей способности, основанной на среднем значении предела текучести  $f_{ym}$ , к соответствующему значению, основанному на номинальном значении предела текучести  $f_{yb}$ , в том случае, если реальное представление о несущей способности конструкции или ее части получено расчетом с использованием требований настоящего пособия или другим приемлемым методом расчета, учитывающим влияние всех видов потери устойчивости.

А.4.2.8 Значение  $f_{ym}$  должно определяться исходя из измеренных пределов текучести материала  $f_{yb,obs}$  для различных элементов конструкции или ее части с учетом их относительной важности.

А.4.2.9 Если реальные теоретические представления о несущей способности не могут быть получены, то значение грузового коэффициента  $\mu_F$  должно приниматься

равным поправочному коэффициенту по несущей способности  $\mu_R$ , приведенному в А.6.2.

А.4.2.10 Под действием испытательной нагрузки образец не должен потерять устойчивость или иметь трещины в любой части.

А.4.2.11 После снятия испытательной нагрузки прогиб должен уменьшиться как минимум на 20 %.

#### **А.4.3 Испытания прототипа конструкции до разрушения**

А.4.3.1 Испытания до разрушения могут быть использованы для определения реального механизма разрушения и действительной несущей способности конструкции или ее фрагмента. Если прототип не подлежит дальнейшему применению, он может быть использован для получения дополнительной информации после завершения испытаний на прочность, описанных в А.4.2.

А.4.3.2 Как вариант, испытания до разрушения могут проводиться для определения реальной расчетной несущей способности по предельной испытательной нагрузке. Так как сначала проводятся предварительные испытания и испытания на прочность, то оценка об ожидаемом расчетном значении предельной нагрузки должна быть сделана на основе таких испытаний.

А.4.3.3 Перед проведением испытаний до разрушения образец должен сначала быть испытан на прочность, как описано в А.4.2. Его оценочная расчетная нагрузка в предельном состоянии может быть установлена на основе работы образца при испытаниях на прочность.

А.4.3.4 В течение испытаний до разрушения нагрузка сначала прилагается ступенями до нагрузки, соответствующей испытаниям на прочность. Выбор ступеней нагрузки в дальнейшем должен быть основан на оценке графика прогибов.

А.4.3.5 Предельной нагрузкой, соответствующей потере несущей способности, должна быть испытательная нагрузка в тот момент, когда конструкция или ее фрагмент не могут выдержать любое дальнейшее увеличение нагрузки.

ПРИМЕЧАНИЕ В этот момент может иметь место значительное искривление элемента. В некоторых случаях определять завершение испытаний может большая деформация.

#### **А.4.4 Сравнительные испытания**

А.4.4.1 Сравнительные испытания могут использоваться для того, чтобы:

- проверить работу конструкции под нагрузкой путем сравнения с данными, полученными по аналитическим расчетным моделям;
- определить количественные значения параметров расчетных моделей, таких как прочность или жесткость элементов или узлов.



## А.5 Испытания балок, закрепленных от кручения

### А.5.1 Общие положения

А.5.1.1 Методика этих испытаний может быть использована для балок, которые частично закреплены от перемещений, вызванных кручением, профилированным стальным настилом с трапециевидными гофрами или другим приемлемым настилом.

А.5.1.2 Данная методика может быть использована для прогонов, ригелей, балок перекрытий и других подобных типов балок, которые имеют соответствующие условия раскрепления.

### А.5.2 Испытания на промежуточной опоре

#### А.5.2.1 Схема испытаний

А.5.2.1.1 Схема испытаний, приведенная на Рисунке А.7, может быть использована для определения несущей способности неразрезной балки с двумя и более пролетами при совместном действии изгибающего момента и поперечной силы на промежуточных опорах.

ПРИМЕЧАНИЕ Такая же схема может использоваться для систем с накладками и перехлестами.

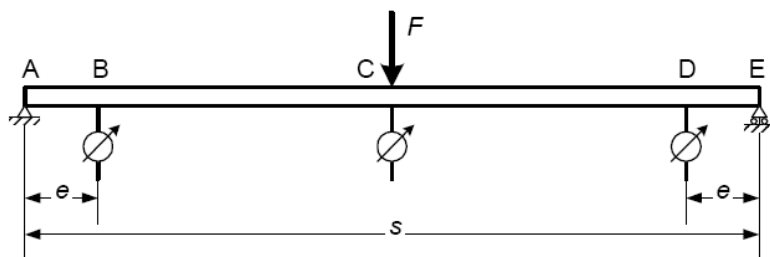


Рисунок А.7 — Схема испытаний для промежуточной опоры

А.5.2.1.2 Опоры А и Е должны быть шарнирной и катковой соответственно. На этих опорах поворот балки относительно продольной оси может быть исключен, например, с помощью упоров.

А.5.2.1.3 Способ приложения нагрузки в точке С должен соответствовать тому, который используется при эксплуатации.

ПРИМЕЧАНИЕ Во многих случаях это означает, что перемещение обоих полок из плоскости в точке С будет исключено.

А.5.2.1.4 Приборы для измерения перемещений в точках  $B$  и  $D$ , расположенные на расстоянии  $e$  от каждой опоры (см. Рисунок А.7), должны фиксировать возможные перемещения, для исключения их из результатов определения перемещений в точке  $C$ .

А.5.2.1.5 Пролет  $s$  должен быть выбран таким образом, чтобы создать соотношения значений изгибающего момента и поперечной силы, которые возможны в реальных условиях при расчетной нагрузке, соответствующей предельному состоянию.

А.5.2.1.6 Для двухпролетных балок с пролетом  $L$  при равномерно распределенных нагрузках пролет  $s$  должен быть принят равным  $0,4L$ . Однако, если предполагается перераспределение опорного момента за счет пластических деформаций, пролет  $s$  должен быть уменьшен в зависимости от соответствующего соотношения опорного момента и поперечной силы.

### А.5.2.2 Проведение испытаний

А.5.2.2.1 В дополнение к общим правилам испытаний должны быть учтены следующие специфические моменты.

А.5.2.2.2 Испытания должны продолжаться до максимальной нагрузки и запись прогибов должна производиться до тех пор, когда прилагаемая нагрузка достигнет от 85 % до 90 % своего максимального значения или когда прогиб достигнет значения, в 6 раз превышающего максимальный прогиб в упругой стадии.

### А.5.2.3 Обработка результатов испытаний

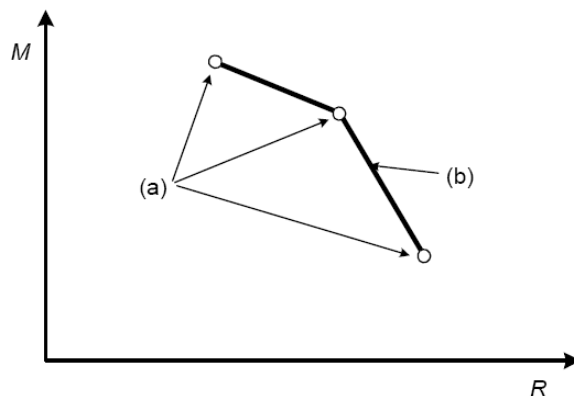
А.5.2.3.1. Действительные измеренные результаты испытаний  $R_{obs,i}$  должны быть скорректированы, как указано в А.6.2, для получения значений  $R_{adj,i}$  связанных с номинальным базовым пределом текучести  $f_{yb}$  и расчетной толщиной  $t$  стали, см. 3.2.4.

А.5.2.3.2 Для каждого значения пролета  $s$  опорная реакция  $R$  должна быть получена как скорректированное значение максимальной нагрузки  $F_{max}$  для пролета  $s$ . Соответствующее значение опорного момента должно определяться как

$$M = \frac{sR}{4}. \quad (A.3)$$

Обычно влияние постоянной нагрузки должно быть учтено при определении момента  $M$  в Формуле (А.3).

А.5.2.3.3 Пара величин  $M$  и  $R$  для каждого значения  $s$  должна быть выражена графически, как показано на Рисунке А.8. Значения этой пары для промежуточных сочетаний  $M$  и  $R$  могут затем определяться линейной интерполяцией.



(a) — результаты испытаний для различных пролетов  $s$ ;

(b) — линейная интерполяция

**Рисунок А.8 — Соотношения между опорными моментом  $M$  и реакцией  $R$**

А.5.2.3.4 Чистые прогибы в точке приложения нагрузки  $C$  на Рисунке А.7 должны быть получены из измеренных полных значений за вычетом соответствующих прогибов, измеренных в точках В и D, расположенных на расстоянии  $e$  от опор  $A$  и  $E$  (см. Рисунок А.7).

А.5.2.3.5 Для каждого испытания приложенная нагрузка должна соответствовать на графике чистому прогибу (см. Рисунок А.9). Из этого графика поворот  $\theta$  должен быть получен для диапазона значений приложенной нагрузки, как:

$$\theta = \frac{2(\delta_{p1} - \delta_e - \delta_{e1})}{0,5s - e}, \quad (\text{A.4a})$$

$$\theta = \frac{2(\delta_{p1} - \delta_e - \delta_{lin})}{0,5s - e}, \quad (\text{A.4b})$$

где  $\delta_{e1}$  — чистый прогиб от данной нагрузки на восходящей части кривой до  $F_{\max}$ ;

$\delta_{p1}$  — чистый прогиб от той же нагрузки на нисходящей части кривой после  $F_{\max}$ ;

$\delta_{lin}$  — фиктивный чистый прогиб от данной нагрузки, который был бы получен при линейной работе (см. Рисунок А.9);

$\delta_e$  — среднее значение прогиба, измеренного на расстоянии  $e$  от опоры (см. Рисунок А.7);

$s$  — пролет при испытании;

$e$  — расстояние между опорой и точкой измерения прогиба (см. Рисунок А.7).

Выражение (А.4а) используется, когда расчеты выполнены на основе эффективного поперечного сечения. Выражение (А.4b) используют для случая, когда расчеты выполнены на основе полного поперечного сечения.

А.5.2.3.6 Соотношения  $M$  и  $\theta$  должны быть выражены графически для каждого испытания при данном пролете  $s$ , соответствующем данной величине пролета балки  $L$ , как показано на Рисунке А.10. Расчетная зависимость  $M - \theta$  для несущей способности балки на промежуточной опоре из условия изгиба должна быть принята равной  $0,9M_{\text{mean}}$ , где  $M_{\text{mean}}$  — среднее значение моментов  $M$  для всех испытаний, соответствующих пролету балки  $L$ .

ПРИМЕЧАНИЕ В случае проведения полномасштабных испытаний для определения влияния горизонтальной нагрузки и потери устойчивости свободной полки сечения в зоне средней опоры вышеуказанное снижение должно быть менее чем 0,9, см. 10.1.3.2.4.

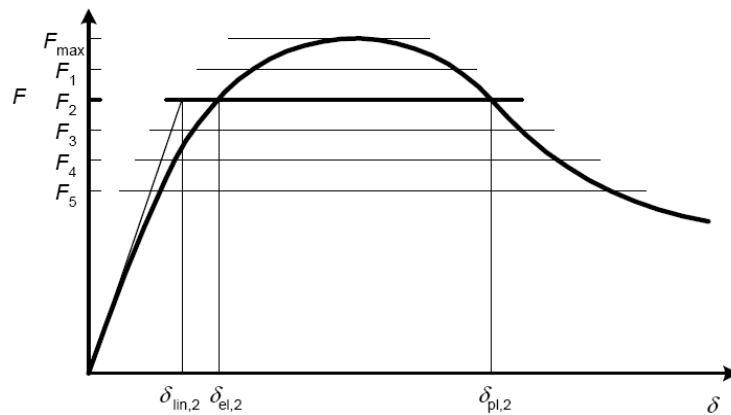
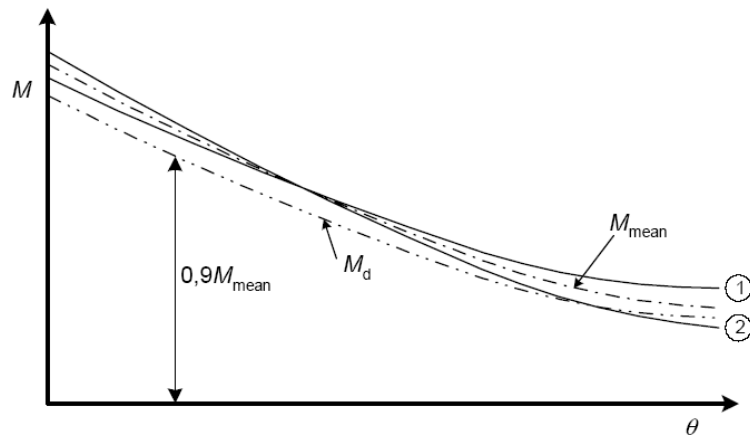


Рисунок А.9 — Соотношение между нагрузкой  $F$  и чистым прогибом  $\delta$



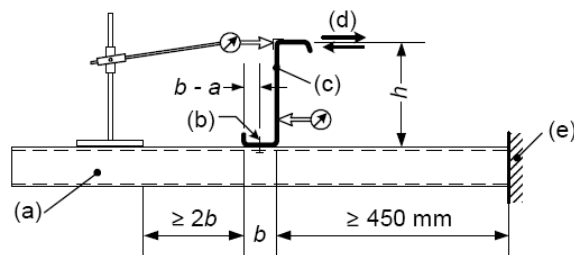
$M_{\text{mean}}$  — среднее значение,  $M_d$  — расчетное значение

Рисунок А.10 — Получение зависимости «момент – поворот» ( $M - \theta$ )

### А.5.3 Оценка закрепления от кручения

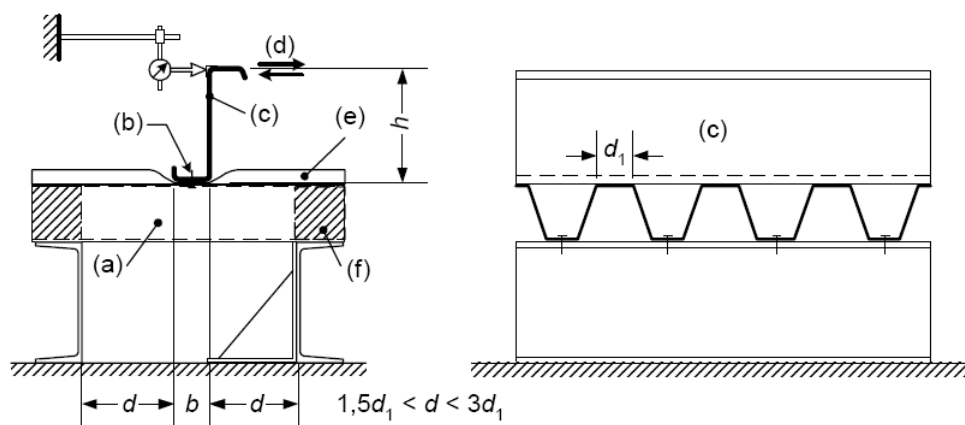
А.5.3.1 Схемы испытаний, приведенные на Рисунке А.11, могут быть использованы для определения степени раскрепления от кручения, создаваемого прикрепленным настилом или другим элементом, расположенным перпендикулярно пролету балки.

а)



(а) — настил, (b) — метиз крепления, (с) — профиль,  
(d) — нагрузка, (е) — жесткая опора

b)



(a) — настил, (b) — метиз крепления, (c) — профиль, (d) — нагрузка,  
(e) — изоляция, если имеется, (f) — деревянные заглушки

a — вариант 1;

b — вариант 2

**Рисунок А.11 — Экспериментальное определение жесткостей  $K_A$  и  $K_B$ :**

А.5.3.2 Данные схемы испытаний рассматривают две различные характеристики жесткости закрепления от кручения:

а) погонная жесткость из плоскости  $K_A$ , соответствующая крутильной жесткости соединения настила с балкой;

б) погонная жесткость из плоскости  $K_B$ , соответствующая депланации поперечного сечения прогона.

А.5.3.3 Суммарная погонная жесткость определяется по формуле:

$$(1/K_A + 1/K_B) = \delta/F, \quad (\text{А.5})$$

где  $F$  — нагрузка на единицу длины испытуемого образца, вызывающая горизонтальное перемещение  $h/10$ ;

$h$  — общая высота образца;

$\delta$  — горизонтальное перемещение верхней полки в направлении действия силы  $F$ .

А.5.3.4 Для оценки результатов испытаний следующие параметры должны быть приняты как переменные:

- количество метизов креплений на единицу длины образца;
- тип метизов креплений;
- изгибная жесткость балки, зависящая от ее толщины;
- изгибная жесткость нижней полки настила, зависящая от ее толщины;
- расположение метизов креплений на полке настила;
- расстояние от метизов креплений до центра поворота балки;
- общая высота балки;
- наличие изоляции между балкой и настилом.

## А.6 Обработка результатов испытаний

### А.6.1 Общие положения

А.6.1.1 Образец при испытаниях должен рассматриваться как разрушенный, если приложенные испытательные нагрузки достигли максимальных значений или если деформации превысили установленные пределы.

А.6.1.2 Полные деформации элементов должны удовлетворять следующим условиям:

$$\delta \leq L/50, \quad (\text{А.6})$$

$$\phi \leq 1/50, \quad (\text{А.7})$$

где  $\delta$  — максимальный прогиб балки пролетом  $L$ ;

$\phi$  — угол наклона конструкции.

А.6.1.3 При испытаниях соединений или их частей, в которых необходима точная оценка больших деформаций (например, при определении зависимости «момент-поворот» для накладок), развитие деформаций в течение испытаний ограничивать не следует.

А.6.1.4 Соответствующий уровень безопасности должен соблюдаться при пластичной и возможной хрупкой формах разрушения. Так как хрупкие формы разрушения обычно не проявляются при крупномасштабных испытаниях, то в случае необходимости должны быть проведены дополнительные детальные испытания.

ПРИМЕЧАНИЕ Это частый случай для соединений.

### А.6.2 Корректировка результатов испытаний

А.6.2.1 Результаты испытаний должны быть приблизительно скорректированы для того, чтобы учесть отличия между измеренными характеристиками образцов при их испытаниях и номинальными значениями.

А.6.2.2 Измеренный основной предел текучести  $f_{yb,obs}$  не должен отличаться более чем на 25 % от номинального базового предела текучести  $f_{yb}$ , т. е.  $f_{yb,obs} \geq 0,75 f_{yb}$ .

А.6.2.3 Измеренная толщина  $t_{obs}$  не должна превышать номинальную толщину материала  $t_{nom}$  (см. 3.2.4) более чем на 12 %.

А.6.2.4 Корректировки должны быть выполнены в отношении измеренных значений толщины материала  $t_{obs,cor}$  и основного предела текучести  $f_{yb,obs}$  для всех испытаний, кроме тех, где эти измеренные при испытаниях значения использовались для проверки расчетной модели и для которых указания А.6.2.5 неприменимы.

А.6.2.5 Скорректированное значение  $R_{adj,i}$  как результат испытания  $i$  должно быть определено на основе результата испытаний  $R_{obs,i}$ :

$$R_{adj,i} = R_{obs,i} / \mu_R, \quad (\text{А.8})$$

где  $\mu_R$  — поправочный коэффициент по несущей способности:

$$\mu_R = \left( \frac{f_{yb,obs}}{f_{yb}} \right)^\alpha \cdot \left( \frac{t_{obs,cor}}{t_{cor}} \right)^\beta. \quad (A.9)$$

А.6.2.6 Показатель степени  $\alpha$  в Формуле (А.9) принимают следующим образом:

- если  $f_{yb,obs} \leq f_{yb}$  —  $\alpha = 0$ ;
- если  $f_{yb,obs} > f_{yb}$  —  $\alpha = 1$ .

Для профилированных листов или кассетных профилей, в которых сжатые элементы имеют такие большие значения отношения  $b_p/t$ , что потеря местной устойчивости является формой разрушения,  $\alpha = 0,5$ .

А.6.2.7 Показатель степени  $\beta$  в Формуле (А.9) принимают следующим образом:

- если  $t_{obs,cor} \leq t_{cor}$  —  $\beta = 1$ ;
- если  $t_{obs,cor} > t_{cor}$ :

для испытаний профилированных листов

или кассетных профилей —  $\beta = 2$ ;

для испытаний элементов, конструкций

или их частей:

- если  $b_p/t \leq (b_p/t)_{lim}$  —  $\beta = 1$ ;
- если  $b_p/t > 1,5(b_p/t)_{lim}$  —  $\beta = 2$ ;
- если  $(b_p/t)_{lim} < b_p/t < 1,5(b_p/t)_{lim}$  —  $\beta$  принимают по линейной интерполяции.

Предельное отношение ширины к толщине  $(b_p/t)_{lim}$  определяется по формуле:

$$(b_p/t)_{lim} = 0,64 \cdot \sqrt{\frac{E k_\sigma}{f_{yb}}} \cdot \sqrt{\frac{f_{yb}/\gamma_{M1}}{\sigma_{com,Ed}}} \cong 19,1 \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma} \cdot \sqrt{\frac{f_{yb}/\gamma_{M1}}{\sigma_{com,Ed}}}, \quad (A.10)$$

где  $b_p$  — номинальная ширина плоского элемента;

$k_\sigma$  — соответствующий коэффициент потери устойчивости из Таблицы 4.1 или 4.2 СН РК EN 1993-1-5;

$\sigma_{com,Ed}$  — наибольшее расчетное сжимающее напряжение в элементе в предельной стадии.

ПРИМЕЧАНИЕ Значение, определяемое по А.6.2, можно не учитывать, если в отчете об испытаниях образцов с  $t_{obs,cor}/t_{cor} \leq 1,06$  результат испытаний  $R_{obs,i}$  превышает  $R_{adj,i}$  не более чем в 1,02 раза.

## А.6.3 Нормативные значения

### А.6.3.1 Общие положения

А.6.3.1.1 Нормативные значения могут определяться статистически, при условии наличия не менее четырех результатов испытаний.

ПРИМЕЧАНИЕ Предпочтительно иметь большее количество результатов испытаний, особенно при относительно широком разбросе значений.

А.6.3.1.2 Если количество результатов испытаний не более трех, может быть использован метод, приведенный в А.6.3.3.

А.6.3.1.3 Минимальное нормативное значение определяется с использованием следующих требований. Если требуется максимальное или среднее нормативное значение, оно определяется с использованием соответствующего преобразования требований в отношении минимального нормативного значения.

А.6.3.1.4 Нормативное значение  $R_k$ , полученное на основе не менее четырех испытаний, определяется по формуле:

$$R_k = R_m \pm ks \quad (\text{A.11})$$

где  $s$  — стандартное отклонение результатов испытаний;

$k$  — коэффициент, учитывающий объем выборки (Таблица А.2);

$R_m$  — среднее арифметическое значение результатов испытаний  $R_{adj}$ ;

Знак «+» или «-» должен быть выбран для данного рассматриваемого значения.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Как правило, для нормативного значения несущей способности принимается знак «-», а для нормативного значения поворота, например, могут быть приняты оба знака.

А.6.3.1.5 Стандартное отклонение  $s$  определяется как

$$s = \left[ \frac{\sum_{i=1}^n (R_{adj,i} - R_m)^2}{(n-1)} \right]^{0,5} \equiv \left[ \frac{\sum_{i=1}^n (R_{adj,i})^2 - (1/n) \cdot \left( \sum_{i=1}^n R_{adj,i} \right)^2}{(n-1)} \right]^{0,5}, \quad (\text{A.12})$$

где  $R_{adj,i}$  — соответствующий результат  $i$ -го испытания;

$n$  — количество испытаний.

**Таблица А.2 — Значения коэффициента  $k$**

$N$	4	5	6	8	10	20	30	$\infty$
$k$	2,63	2,33	2,18	2,0	1,92	1,76	1,73	1,64

### **А.6.3.2 Нормативные значения для серии испытаний**

А.6.3.2.1 Серии испытаний, проводимые на некотором количестве подобных конструкций, их частей, элементов, листов или других составляющих конструкций, в которых один или несколько параметров отличаются, могут рассматриваться как единая серия испытаний при условии, что все они имеют одинаковую форму разрушения. Параметры, которые могут отличаться, включают размеры поперечного сечения, пролеты, толщину и прочность материала.

А.6.3.2.2 Нормативная несущая способность  $R_k$  элементов этой серии может определяться на основе соответствующей расчетной зависимости, связывающей результаты испытаний со всеми упомянутыми выше параметрами. Эта расчетная зависимость может



быть основана на соответствующих уравнениях строительной механики или определяется эмпирическим путем.

А.6.3.2.3 Расчетная зависимость дополняется коэффициентами, позволяющими оптимизировать корреляцию результатов испытаний для более точного и практического определения нормативной несущей способности.

ПРИМЕЧАНИЕ Информация об этой методике приведена в А.6.6.

А.6.3.2.4 Для того, чтобы рассчитать стандартное отклонение  $s$ , каждый результат испытаний сначала должен быть нормализован путем его деления на соответствующее значение, полученное из расчетной зависимости. Если расчетную зависимость преобразовать, как указано в А.6.3.2.3, среднее арифметическое значение нормализованных результатов испытаний будет равно единице. Количество испытаний  $n$  должно быть равно общему количеству испытаний в серии.

А.6.3.2.5 Для серии, состоящей из четырех и более испытаний, нормативная несущая способность  $R_k$  определяется по Формуле (А.11), при этом  $R_m$  принимается равной значению, полученному из расчетной зависимости, и используется коэффициент  $k$  из Таблицы А.2, соответствующий общему количеству испытаний  $n$  в серии.

### А.6.3.3 Нормативные значения, основанные на малом количестве испытаний

А.6.3.3.1 Если проведено только одно испытание, то нормативная несущая способность  $R_k$  определяется на основе результата испытания  $R_{adj}$ :

$$R_k = 0,9\eta_k R_{adj}, \quad (A.13)$$

где  $\eta_k$  — коэффициент, принимается в зависимости от формы разрушения:

при пластическом разрушении —  $\eta_k = 0,9$ ;

при развитии чрезмерных деформаций —  $\eta_k = 0,9$ ;

при потере местной устойчивости —  $\eta_k = 0,8-0,9$  (в зависимости от

ее влияния на общую работу при испытаниях);

при общей потере устойчивости —  $\eta_k = 0,7$ .

А.6.3.3.2 Для серии из двух или трех испытаний, при условии, что каждый соответствующий результат испытаний  $R_{adj,i}$  отличается в пределах  $\pm 10\%$  от среднего значения  $R_m$  по результатам испытаний, нормативная несущая способность  $R_k$  определяется следующим образом:

$$R_k = \eta_k R_m. \quad (A.14)$$

А.6.3.3.3 Нормативные значения жесткости (такие как изгибная или крутильная жесткость) принимаются как среднее арифметическое значение не менее двух испытаний, при условии, что каждый результат испытаний отличается в пределах  $\pm 10\%$  от среднего арифметического значения.

А.6.3.3.4 В случае проведения одного испытания нормативное значение жесткости уменьшают до 0,95 или увеличивают до 1,05 в неблагоприятную сторону.

#### А.6.4 Расчетные значения

А.6.4.1 Расчетное значение несущей способности  $R_d$  устанавливается на основе соответствующего нормативного значения  $R_k$ , определенного по результатам испытаний:

$$R_d = \eta_{\text{sys}} \cdot \frac{R_k}{\gamma_M}, \quad (\text{A.15})$$

где  $\gamma_M$  — частный коэффициент безопасности;

$\eta_{\text{sys}}$  — коэффициент условий работы, учитывающий отличия работы в условиях испытаний и эксплуатации.

А.6.4.2 Значение  $\eta_{\text{sys}}$  должно определяться в зависимости от модели испытаний.

А.6.4.3 Для настилов и других профилей, испытания которых проводятся с использованием известных стандартных методик (включая А.3.2.1 — для испытаний коротких стоек, А.3.3 — для испытаний на растяжение и А.3.4 — для испытаний на изгиб),  $\eta_{\text{sys}}$  принимается равным 1,0. Для испытаний балок, закрепленных от кручения, приведенных в Разделе А.5,  $\eta_{\text{sys}}$  также принимается равным 1,0.

А.6.4.4 Для других видов испытаний, в которых возможен фактор неустойчивости или работа конструкций или их частей не может быть достаточно исследована путем испытаний, для достижения необходимой надежности значение  $\eta_{\text{sys}}$  должно приниматься с учетом реальных условий испытаний.

ПРИМЕЧАНИЕ Частный коэффициент безопасности  $\gamma_M$  может быть приведен в Национальном Приложении. Кроме значений, приведенных в Приложении D EN 1990, рекомендуется использовать значения  $\gamma_M$ , приведенные в Разделах 2 или 8.

#### А.6.5 Эксплуатационная пригодность

А.6.5.1 Должны обеспечиваться требования, приведенные в Разделе 7.

#### А.6.6 Расчет на основе испытаний

##### А.6.6.1 Область и пределы применения

А.6.6.1.1 Настоящее Приложение не заменяет существующие правила сдачи-приемки, установленные в других европейских стандартах на изделия и производство работ.

##### А.6.6.2 Символы и условные обозначения

В настоящем Приложении действуют следующие символы и условные обозначения:

##### А.6.6.3 Различные виды испытаний

А.6.6.3.1 Необходимо различать следующие виды испытаний:

а) испытания по непосредственному определению несущей способности или эксплуатационной пригодности несущих конструкций или их элементов для определенных условий нагрузок. Такие испытания могут, например, проводиться для

пожарной нагрузки, нагрузок, приводящих к явлениям усталости, или нагрузок от ударов;

b) испытания по установлению показателей строительных материалов при определенных испытательных условиях, например, исследования грунта на строительной площадке или в лаборатории или испытания с новыми строительными материалами;

c) испытания по уменьшению погрешностей при воздействиях или при вызванных ими влияниях, например, аэродинамические испытания или испытания по определению волновых нагрузок или нагрузок от потоков;

d) испытания по уменьшению погрешностей определенных величин моделей сопротивления, например, испытания элементов конструкции или испытания групп элементов конструкции (например, конструкции кровель и перекрытий);

e) контрольные испытания по проверке качества поставляемых изделий или соответствия показателей изделий, например, испытание канатов для мостов или испытание бетонных кубиков;

f) испытания во время производства работ для подтверждения показателей после монтажа, например, испытание опор или испытание усилия канатов во время производства работ;

g) контрольные испытания для более точного определения показателей несущей конструкции или ее частей после изготовления, например, для определения упругой деформации, собственных колебаний или амортизации;

2. При необходимости определения расчетных значений по результатам испытаний a), b), c) или d) следует применять статистические методы, см. А.6.6.5 – А.6.6.8.

**ПРИМЕЧАНИЕ** При проведении испытаний c) могут потребоваться специальные методы.

А.6.6.3.2 Виды испытаний e), f) или g) можно рассматривать как приемочные испытания, если первоначальный расчет проводится с некоторыми допущениями, которые в последующем должны быть подтверждены испытаниями.

#### **А.6.6.4 План испытаний**

А.6.6.4.1 До проведения испытаний следует провести согласование плана испытаний с испытательным органом. План должен содержать цели испытаний и все требования по выбору и изготовлению испытываемых образцов, по проведению и оценке испытаний. В частности план должен содержать:

- цель испытаний;
- прогноз результатов испытаний;
- требования к испытываемым образцам и пробам;
- условия нагружения;
- перечень испытательного оборудования и порядок проведения испытаний;
- план измерений;
- обработку результатов и составление протоколов.

Постановка целей испытаний. Следует четко определить цели испытаний, например, требуемые показатели, влияние определенных параметров, изменяемых в

течение испытаний. Следует определить границы возможностей испытаний и требуемые функции передачи нагрузок по принятым моделям.

Прогноз результатов испытаний. Следует учесть все показатели и обстоятельства, которые могут влиять на прогноз результатов испытаний, например:

- геометрические параметры и их изменение;
- геометрические дефекты;
- показатели строительных материалов;
- влияние методов изготовления и строительства;
- влияние условий окружающей среды и выбора оптимальной последовательности.

Следует описать ожидаемые виды отказа и расчетные модели в сочетании с величинами воздействия. При неопределенности вида отказа план испытаний должен предусматривать предварительные испытания.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Следует проверить возможность различных видов отказа элемента конструкции.

Требования к испытываемым образцам и пробам. Испытываемые образцы следует устанавливать и отбирать таким образом, чтобы они передавали условия строительства. При этом необходимо учитывать следующее:

- размеры и допуски;
- строительные материалы и изготовление прототипов;
- количество испытываемых образцов;
- методы отбора проб;
- способы фиксации и заделки образцов.

Целью метода отбора должно быть получение статистически характерных проб.

Следует иметь в виду возможные различия между испытываемыми образцами и совокупностью элементов конструкции, которые могут повлиять на результаты.

Условия нагружения. Условия нагружения и условия окружающей среды должны включать:

- начало нагрузки;
- нагрузочную и временную характеристику;
- способы фиксации и заделки;
- температуру;
- относительную влажность;
- деформационную или регулируемую по силе нагрузку и т. д.

Последовательность нагружения следует устанавливать таким образом, чтобы она соответствовала предусмотренной загрузке элемента конструкции, как при нормальных, так и при тяжелых условиях. Следует принимать во внимание возможные взаимосвязи между поведением элемента конструкции и испытательной установкой.

Если поведение элемента конструкции зависит от изменения одного или нескольких воздействий, которые не меняются в испытании, то следует применять характерные значения этих воздействий.

Перечень испытательного оборудования и порядок проведения испытаний. Для обеспечения необходимого качества результатов испытаний требуются соответствующее испытательное оборудование и методы измерений.

План измерений. До проведения испытания следует перечислить все показатели, которые должны быть измерены на различных испытываемых образцах. Для этого следует указать:

- а) места измерений;
- б) методы измерений, например:
  - временных характеристик смещений;
  - скоростей смещений;
  - колебаний;
  - удлинений;
  - частоту колебаний;
  - точность измерений;
  - соответствующие измерительные приборы.

Обработка результатов и составление протоколов. Особые указания содержатся в А.6.6.5 – А.6.6.8. Стандарты на испытания и контроль, по которым должны проводиться испытания, необходимо указывать.

#### **А.6.6.5 Получение расчетных значений**

А.6.6.5.1 Получение расчетных значений для показателей строительных материалов, параметров модели или сопротивлений элементов конструкции по результатам испытаний должно осуществляться следующим образом:

- а) посредством определения нормативного значения, которое следует разделить на частный коэффициент безопасности и, возможно, умножить на коэффициент передачи (см. А.6.6.7.3 и А.6.6.8.3);
- б) посредством прямого определения расчетного значения с учетом функции передачи и требуемой надежности (см. А.6.6.7.3 и А.6.6.8.3).

ПРИМЕЧАНИЕ Как правило, предпочтителен метод а), если частный коэффициент безопасности задается расчетным методом (см. А.6.6.5.3 ниже).

А.6.6.5.2 При определении нормативного значения по результатам испытаний (метод а)) следует учитывать:

- а) рассеяние результатов испытаний;
- б) статистическую погрешность в результате ограниченного числа испытаний;
- с) статистическую предварительную информацию.

А.6.6.5.3 При наличии достаточной достоверности между результатами испытаний и расчетами, проводимыми с применением частных коэффициентов безопасности, для нормативного значения следует применять частный коэффициент безопасности соответствующего еврокода.

А.6.6.5.4 Если сопротивление строения или элемента конструкции или прочность зависит от воздействий, недостаточно учитываемых при испытаниях, например:

- временные или длительные воздействия;
- масштаб и величина воздействий;
- различные условия окружающей среды и приложения нагрузок, граничные условия;

- воздействия сопротивлений элементов конструкции, то эти воздействия необходимо учитывать в расчетных моделях.

А.6.6.5.5 Если в особых случаях для определения расчетных значений используется метод из А.6.6.5 п.1.b), следует учитывать:

- определяющие предельные состояния;
- требуемый уровень надежности;
- совместимость с допущениями в выражении (С.8а) СН РК EN 1990 на стороне воздействия;
- при необходимости, требуемый срок эксплуатации;
- предварительную информацию аналогичных случаев.

ПРИМЕЧАНИЕ Дальнейшие указания см. в А.6.6.6, А.6.6.7 и А.6.6.8.

#### **А.6.6.6 Общие принципы статистической оценки**

А.6.6.6.1 При обработке результатов испытаний сначала следует сравнить поведение и виды отказа с прогнозируемыми. Если возникают значительные различия, то их необходимо обосновать; это может привести к дополнительным испытаниям, при необходимости — с отклоняющимися условиями, или к изменениям теоретической модели.

А.6.6.6.2 Обработка результатов испытаний должна производиться статистическими методами при использовании информации о функциях распределения и ее параметров. Методы в настоящем Приложении допускается применять при условии распространения статистических данных (включая предварительную информацию) на определенные основные совокупности, являющиеся достаточно однородными, и наличия достаточного количества результатов измерений.

ПРИМЕЧАНИЕ При анализе результатов испытаний следует различать следующие три основные категории:

- классическая — статистическая оценка невозможна при проведении только одного испытания или только отдельных испытаний. Только наличие обширной предварительной информации и вариантов объединения этой предварительной информации с результатами испытаний дают возможность сделать статистический вывод (метод Байша, см. ISO 12491);

- приложение сил и нагрузок;

- классическая — статистическая оценка может быть возможна при наличии большой серии испытаний по определению отдельного параметра. Обычные случаи рассматриваются, например, в А.6.6.7. Для данной оценки требуется также наличие предварительной информации о параметре, но в меньшем объеме, чем указано выше;

- классическая — статистическая оценка возможна при проведении серии испытаний с целью проверки расчетной модели (в форме функции) с применением одной или нескольких величин воздействия.

А.6.6.6.3 Результаты обработки испытаний распространяются только на условия испытаний и условия нагружения. При переносе результатов испытаний на другие условия и нагрузки необходимо использовать предварительную информацию прежних испытаний или полученную теоретически.

#### **А.6.6.7 Статистическое определение отдельного показателя**

##### **А.6.6.7.1 Общие положения**

А.6.6.7.1.1 В настоящем разделе приведены способы получения расчетных значений для отдельного показателя на основании испытаний видов а) и б) в А.6.6.3.1 (например, прочность) при применении методов оценки а) и б) А.6.6.5.1.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Указанные здесь функции, в которых используют метод Байша с «неконкретными» предварительными распределениями, приводят примерно к таким же результатам, как и классические методы с уровнем достоверности 75 %.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Отдельный показатель может заключаться в:

- а) сопротивлении  $R$  изделия;
- б) показателе  $X$ , способствующем сопротивлению  $R$  изделия.

ПРИМЕЧАНИЕ 3 В случае а) можно применять методы в А.6.6.7.2 и А.6.6.7.3, чтобы непосредственно определить нормативные значения  $R_k$ , расчетные значения  $R_d$  или частные коэффициенты безопасности  $\gamma_m$ .

А.6.6.7.1.4 В случае б) необходимо учитывать, что расчетное значение сопротивления  $R_d$  может включать:

- действия других показателей  $X$ ;
- погрешность модели;
- другие эффекты (масштаб, объем и т. д.).

А.6.6.7.1.5 Таблицы и выражения в А.6.6.7.2 и А.6.6.7.3 основываются на следующих допущениях:

- положенное в их основу распределение представляет собой нормальное распределение или логарифмически-нормальное распределение;
- отсутствие предварительной информации о среднем значении;
- в случае « $V_X$  неизвестно» — отсутствие предварительной информации о коэффициентах вариации;
- в случае « $V_X$  известно» — наличие полной предварительной информации о коэффициентах вариации.

ПРИМЕЧАНИЕ При применении логарифмически-нормальных распределений исключаются возможные отрицательные значения, например, размеров или прочности.

На практике рекомендуется использовать случай « $V_X$  известно» в сочетании с верхним оценочным значением  $V_X$  вместо случая « $V_X$  неизвестно». Кроме того, если  $V_X$  неизвестно, следует принимать, минимум, 0,10.

### А.6.6.7.2 Определение значения измеряемого показателя через характерное значение

А.6.6.7.2.1 Расчетное значение  $X_d$  определяется следующим образом, согласно СН РК EN 1990, Приложение D:

$$X_d = \eta_d \cdot \frac{X_{k(n)}}{\gamma_m} = \frac{\eta_d}{\gamma_m} \cdot m_x \{1 - k_n V_x\}.$$

ПРИМЕЧАНИЕ Определение коэффициента пересчета  $\eta_d$  в значительной мере зависит от вида испытаний и строительного материала.

Значение  $k_n$  указано в Таблице А.3.

А.6.6.7.2.2 При применении Таблицы А.3 следует учитывать следующее:

— выражение « $V_x$  известно» следует применять, если коэффициент вариации или верхнее оценочное значение известно из предварительной информации.

ПРИМЕЧАНИЕ Предварительная информация исходит из оценки предыдущих сравнимых испытаний, причем сравнимость подлежит инженерной оценке (см. А.6.6.7.1.3).

— выражение « $V_x$  неизвестно» следует применять, если коэффициент вариации из предварительной информации неизвестен и определяется по результатам испытаний с применением формул, согласно СН РК EN 1990, Приложение D:

$$s_x^2 = \frac{1}{n-1} \cdot (x_i - m_x)^2,$$

$$V_x = s_x / m_x.$$

А.6.6.7.2.3 Частный коэффициент безопасности  $\gamma_m$  следует устанавливать в зависимости от области применения, на которую распространяются испытания.

**Таблица А.3 — Значения  $k_n$  для нормативных значений (5 %-ный фактиль)**

n	1	2	3	4	5	6	8	10	20	30	$\infty$
$V_x$ известно	2,31	2,01	1,89	1,83	1,80	1,77	1,74	1,72	1,68	1,67	1,64
$V_x$ неизвестно	—	—	3,37	2,63	2,33	2,18	2,00	1,92	1,76	1,73	1,64

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Данная таблица основывается на нормальном распределении.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 При применении логарифмически-нормального распределения выражение (А.16) имеет вид:

$$X_d = \frac{\eta_d}{\gamma_m} \cdot \exp[m_y - k_n s_y],$$

причем

$$m_y = \frac{1}{n} \sum \ln(x_i).$$

Если  $V_x$  известно из предварительной информации,

$$s_y = \sqrt{\ln(V_x^2 + 1)} \approx V_x.$$

Если  $V_x$  неизвестно из предварительной информации,

$$s_y = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum (\ln x_i - m_y)^2}.$$



### А.6.6.7.3 Прямое определение расчетного значения для подтверждения несущей способности

А.6.6.7.3.1 Расчетное значение  $X_d$  величины  $X$  следует определять по формуле, согласно СН РК EN 1990, Приложение D:

$$X_d = \eta_d X_{od} = \eta_d m_X \{1 - k_n V_X\}.$$

Значение  $\eta_d$  должно охватывать все погрешности, которые не охватываются самими испытаниями.

А.6.6.7.3.2 Значение  $k_{d,n}$  следует определять по Таблице А.4.

**Таблица А.4 — Значения  $k_{d,n}$  для расчетного значения для подтверждений несущей способности**

n	1	2	3	4	5	6	8	10	20	30	$\infty$
$V_X$ известно	4,36	3,77	3,56	3,44	3,37	3,33	3,27	3,23	3,16	3,13	3,04
$V_X$ неизвестно	—	—	—	11,4	7,85	6,36	5,07	4,51	3,64	3,44	3,04
<p>ПРИМЕЧАНИЕ 1 Данная таблица основана на допущении, что расчетное значение соответствует произведению <math>\alpha_R \beta = 0,8 \cdot 3,8 = 3,04</math> (см. Приложение С EN 1990) и <math>X</math> нормально распределено. Вероятность ошибки составляет примерно 0,1 %.</p> <p>ПРИМЕЧАНИЕ 2 При логарифмически-нормальном распределении выражение (А.19) преобразовывается в следующую зависимость:</p> $X_d = \eta_d \exp[m_y - k_{d,n} s_y].$											

### А.6.6.8 Статистическое определение модели сопротивления

#### А.6.6.8.1 Общие положения

А.6.6.8.1.1 В настоящем разделе приведены методы проверки моделей сопротивления и определения расчетных значений на основании результатов испытаний вида d) (см. А.6.6.3.1). С этой целью используется предварительная информация (варианты).

А.6.6.8.1.2 На основании испытаний или теоретических разработок необходимо создать «расчетную модель»  $g_n(X)$ , которая приводит к функции сопротивления  $r_t$ . Действенность данной модели следует проверить при помощи статистической оценки всех имеющихся результатов испытаний. При необходимости, расчетную модель следует усовершенствовать до получения достаточной корреляции между теоретическими значениями и результатами испытаний.

А.6.6.8.1.3 Рассеяние прогноза при помощи расчетной модели (т.е. вариацию «значения рассеяния  $\delta$ ») следует определять посредством испытаний. Данное рассеяние необходимо комбинировать с рассеянием других величин воздействия в функции сопротивления. Рассеяние других величин воздействия включает:

- рассеяние прочности и жесткости строительного материала;
- рассеяние геометрических показателей.

А.6.6.8.1.4 Нормативное сопротивление определяется с учетом рассеяния всех величин воздействия.

А.6.6.8.1.5 Два различных метода определения расчетных значений А.6.6.5.1 соответствуют методам оценки А.6.6.8.2 и А.6.6.8.3. Для этого в А.6.6.8.4 указываются некоторые упрощения.

Данные методы указываются в форме отдельных этапов и в сочетании с допущениями по основной совокупности с пояснениями. Допущения представляют лишь рекомендации для обычных случаев испытаний.

#### **А.6.6.8.2 Стандартизированный метод оценки (метод а))**

##### **А.6.6.8.2.1 Общие положения**

А.6.6.8.2.1.1 Для стандартизированного метода оценки действуют следующие допущения:

- а) функция сопротивления — это функция независимых переменных  $\underline{X}$ ;
- б) наличие достаточного количества результатов испытаний;
- в) все основные величины являются установленными значениями;
- г) отсутствие корреляции (статистической зависимости) между переменными в функции сопротивления;
- е) все переменные соответствуют нормальному или логарифмически-нормальному распределению.

ПРИМЕЧАНИЕ Применение логарифмически-нормального распределения для всех переменных имеет то преимущество, что не возникает отрицательных значений.

А.6.6.8.2.1.2 Стандартизированный способ метода А.6.6.5.1.а) состоит из семи этапов, которые изложены в А.6.6.8.2.2.1 – А.6.6.8.2.2.7.

##### **А.6.6.8.2.2 Стандартизированный способ**

###### **А.6.6.8.2.2.1 Этап 1: Разработка расчетной модели**

А.6.6.8.2.2.1.1. Согласно СН РК EN 1990, Приложение D, для конструкции или элемента конструкции следует разработать расчетную модель в форме теоретической функции сопротивления  $r_t$ , которая выражается:

$$r_t = g_{\pi}(\underline{X}).$$

А.6.6.8.2.2.1.2 Функция сопротивления должна содержать все определяющие основные базисные переменные  $\underline{X}$ , которые оказывают воздействие на рассматриваемое предельное состояние.

А.6.6.8.2.2.1.3 Для каждого испытываемого образца следует измерить все базисные переменные (допущение в) в А.6.6.8.2.1), необходимые для оценки.

###### **А.6.6.8.2.2.2 Этап 2: Сравнение экспериментальных и теоретических значений**

А.6.6.8.2.2.2.1 Применяя в функции сопротивления действительные измеренные значения показателей, следует определить теоретические значения  $r_{ti}$ , при помощи которых проводится сравнение с экспериментальными значениями  $r_{ei}$ .

А.6.6.8.2.2.2 Точки, представляющие пары значений  $(r_{ti}, r_{ei})$ , необходимо представить на диаграмме, как показано на рисунке А.12.

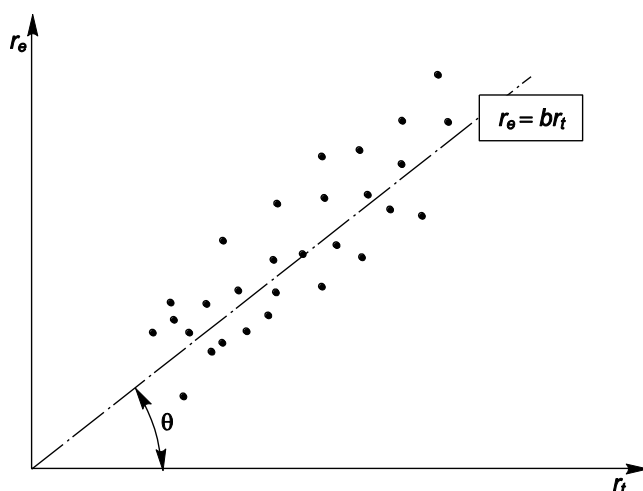


Рисунок А.12 — Диаграмма  $r_e - r_t$

А.6.6.8.2.2.3 Если бы функция сопротивления была точной и полной, тогда все точки находились бы на биссектрисе. На практике возникают рассеяния. Каждое систематическое отклонение от биссектрисы должно быть исследовано, чтобы установить, нет ли ошибок при испытаниях или в функции сопротивления.

А.6.6.8.2.2.3 Этап 3: Определение поправки среднего значения  $b$

А.6.6.8.2.2.3.1 Функция сопротивления  $r$  дана в вероятностной форме, согласно СН РК EN 1990, Приложение D:

$$r = br_t \delta,$$

где  $b$  — отклонение среднего значения, определенное при помощи минимума квадратов отклонения:

$$b = \frac{\sum r_e r_t}{\sum r_t^2}.$$

А.6.6.8.2.2.3.2 Значения теоретической функции сопротивления  $r_m$ , рассчитанные со средними значениями базисных переменных  $\underline{X}_m$ , можно определить по формуле, согласно СН РК EN 1990, Приложение D:

$$r_m = br_t(\underline{X}_m) = bg_{rt}(\underline{X}_m)\delta.$$

А.6.6.8.2.2.4 Этап 4: Определение коэффициента вариации величины рассеяния  $\delta$

А.6.6.8.2.2.4.1 Величина рассеяния  $\delta_i$  должна быть определена для каждого испытания по определению сопротивления  $r_{ei}$  при помощи выражения

$$\delta_i = \frac{r_{ei}}{br_{ti}}.$$

А.6.6.8.2.2.4.2 При помощи значений  $\delta_i$  необходимо определить оценочное значение  $V_\delta$ .

$$\Delta_i = \ln(\delta_i).$$

А.6.6.8.2.2.4.3 Оценочное значение  $\bar{\Delta}$  для  $E(\Delta)$  следует из выражения, согласно СН РК EN 1990, Приложение D:

$$\bar{\Delta} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \Delta_i.$$

А.6.6.8.2.2.4.4 Оценочное значение  $s_{\Delta}^2$  для  $s_{\Delta}^2$  определяется из выражения

$$s_{\Delta}^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\Delta_i - \bar{\Delta})^2.$$

А.6.6.8.2.2.4.5 Полученное значение

$$V_{\delta} = \sqrt{\exp(s_{\Delta}^2) - 1},$$

допускается применять как коэффициент вариации  $V_{\delta}$  для величины рассеяния  $\delta$ .

А.6.6.8.2.2.5 Этап 5: Проверка совместимости

А.6.6.8.2.2.5.1 Как правило, совместимость допущений, сделанных при составлении функции сопротивления, необходимо проверить при помощи результатов испытаний.

А.6.6.8.2.2.5.2 Если рассеяние значений  $r_{ei}$  и  $r_{ti}$  слишком большое, чтобы получить эффективные функции сопротивления, рассеяние можно уменьшить следующим образом:

- а) улучшением расчетной функции посредством учета дополнительных параметров;
- б) изменением  $b$  и  $V_{\delta}$  путем разделения основной совокупности на соответствующие подгруппы, для которых воздействие таких дополнительных параметров остается постоянным.

А.6.6.8.2.2.5.3 Для того чтобы установить, какой параметр имеет наибольшее воздействие на рассеяние, результаты испытаний можно разбить на подгруппы с учетом данных параметров.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Цель заключается в улучшении функции сопротивления посредством раздельной оценки подгрупп стандартизированным способом. Уменьшению рассеяния в каждой подгруппе может противостоять увеличенная статистическая погрешность из-за уменьшенного числа испытаний.

А.6.6.8.2.2.5.4 При определении коэффициента фрактиля  $k_n$  нормативного значения функции сопротивления (см. этап 7) для всех подгрупп можно применять коэффициент, соответствующий общему количеству результатов испытаний.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Следует обращать внимание на то, что статистическое распределение функции сопротивления может быть бимодальным или мультимодальным. Оно может быть представлено в интересующей области при помощи одномодального нормального распределения.

А.6.6.8.2.2.6 Этап 6: Определение коэффициентов вариации базисных переменных  $V_{Xi}$

А.6.6.8.2.2.6.1 Если можно доказать, что общий объем испытаний характерен для действительных условий рассеяния, то коэффициенты вариации базисных переменных  $V_{Xi}$  можно определить из испытаний. Но поскольку, как правило, этого не случается, коэффициенты вариации  $V_{Xi}$  определяются на основании предварительной информации.

А.6.6.8.2.2.7 Этап 7: Определение нормативного значения  $r_k$  функции сопротивления

А.6.6.8.2.2.7.1 Если функция сопротивления с базисной переменной  $j$  имеет форму произведения

$$r = br_t = b\{X_1 \cdot X_2 \cdot \dots \cdot X_j\}\delta,$$

тогда, согласно СН РК EN 1990, Приложение D, среднее значение  $E(r)$  можно определить из выражения:

$$E(r) = b\{E(X_1) \cdot E(X_2) \cdot \dots \cdot E(X_j)\} = bg_{rt}(\underline{X}_m),$$

а коэффициент вариации — из выражения

$$V_r^2 = (V_\delta^2 + 1) \cdot \left[ \prod_{i=1}^j (V_{X_i}^2 + 1) \right] - 1.$$

А.6.6.8.2.2.7.2 Для малых значений  $V_\delta^2$  и  $V_{X_i}^2$  допускается использовать следующее приближение:

$$V_r^2 = V_\delta^2 + V_{rt}^2,$$

при

$$V_{rt}^2 = \sum_{i=1}^j V_{X_i}^2.$$

А.6.6.8.2.2.7.3 Если функция сопротивления представляет собой комплексную функцию в виде

$$r = br_t \delta = bg_{rt}\{X_1, \dots, X_j\}\delta,$$

тогда среднее значение  $E(r)$  можно определить из выражения

$$E(r) = bg_{rt}(E(X_1), \dots, E(X_j)) = bg_{rt}(\underline{X}_m),$$

а коэффициент вариации  $V_{rt}$  — из выражения

$$V_{rt}^2 = \frac{VAR[g_{rt}(\underline{X})]}{g_{rt}^2(\underline{X}_m)} = \frac{1}{g_{rt}^2(\underline{X}_m)} \cdot \sum_{i=1}^j \left( \frac{\partial g_{rt}}{\partial X_i} \cdot \sigma_i \right)^2.$$

А.6.6.8.2.2.7.4 Если число испытаний ограничено до  $n < 100$ , следует учитывать распределение  $\Delta$  для статистических погрешностей. Распределение должно быть принято как центральное распределение  $t$  с параметрами  $\bar{\Delta}$ ,  $V_{\Delta(t)}$  и  $n$ .

А.6.6.8.2.2.7.5 В данном случае нормативное значение функции сопротивления  $r_k$  определяется по формуле:

$$r_k = bg_R(\underline{X}_m) \cdot \exp(-k_\infty \alpha_{rt} Q_{rt} - k_n \alpha_\delta Q_\delta - 0,5 Q^2),$$

где

$$Q_{rt} = \sigma_{\ln(rt)} = \sqrt{\ln(V_{rt}^2 + 1)},$$

$$Q_\delta = \sigma_{\ln(\delta)} = \sqrt{\ln(V_\delta^2 + 1)},$$

$$Q = \sigma_{\ln(r)} = \sqrt{\ln(V_r^2 + 1)},$$

$$\alpha_{rt} = \frac{Q_{rt}}{Q},$$

$$\alpha_\delta = \frac{Q_\delta}{Q},$$

где  $k_n$  — коэффициент фактиля для нормативного значения из таблицы А.3 для случая « $V_X$  неизвестно»;

$k_\infty$  — значение коэффициента фактиля  $k_n$  для  $n \rightarrow \infty$  [ $k_\infty = 1,64$ ];

$\alpha_{rt}$  — средневзвешенный коэффициент для  $Q_{rt}$ ;

$\alpha_\delta$  — средневзвешенный коэффициент для  $Q_\delta$ .

ПРИМЕЧАНИЕ Значение  $V_\delta$  определяется для соответствующей серии испытаний.

А.6.6.8.2.2.7.6 Для большого числа испытаний (например,  $n \geq 100$ ) нормативное значение функции сопротивления  $r_k$  допускается определять по формуле:

$$r_k = bg_{rt}(\underline{X}_m) \cdot \exp(-k_\infty Q - 0,5Q^2).$$

#### А.6.6.8.3 Стандартизированный метод оценки (метод b))

А.6.6.8.3.1 В данном случае применяется такой же способ, как в А.6.6.8.2, за исключением того, что в этапе 7 коэффициент фактиля для нормативного значения  $k_n$  заменяется на коэффициент фактиля для расчетного значения  $k_{d,n}$ . Расчетное значение функции сопротивления  $r_d$  соответствует произведению

$$k_{d,\infty} = \alpha_R \beta = 0,8 \cdot 3,8 = 3,04 \text{ (см. Приложение С СН РК EN 1990)}.$$

А.6.6.8.3.2 При ограниченном количестве испытаний  $r_d$  определяется по формуле, согласно СН РК EN 1990, Приложение D:

$$r_d = bg_{rt}(\underline{X}_m) \cdot \exp(-k_{d,\infty} \alpha_{rt} Q_{rt} - k_{d,n} \alpha_\delta Q_\delta - 0,5Q^2),$$

где  $k_{d,n}$  — коэффициент фактиля для расчетного значения из Таблицы А.4 для случая « $V_X$  неизвестно»;

$k_{d,\infty}$  — значение коэффициента фактиля  $k_{d,n}$  для  $n \rightarrow \infty$  [ $k_{d,\infty} = 3,04$ ].

ПРИМЕЧАНИЕ Значение  $V_\delta$  оценивается для рассматриваемых испытаний.

А.6.6.8.3.3 При большом числе испытаний значение  $r_d$  допускается определять по формуле:

$$r_d = bg_{rt}(\underline{X}_m) \cdot \exp(-k_{d,\infty} Q - 0,5Q^2).$$

#### А.6.6.8.4 Использование дополнительной предварительной информации

А.6.6.8.4.1 Если действительность функции сопротивления  $r_t$  и верхний предел (консервативная оценка) коэффициента вариации  $V_r$  множества испытаний известны, то для дальнейших аналогичных испытаний допускается применять следующий упрощенный способ.

А.6.6.8.4.2 Согласно СН РК EN 1990, Приложение D, если проводится только одно испытание, то нормативное значение  $r_k$  можно определять по результату испытания ( $r_e$ ) по формуле:

$$r_k = \eta_k r_e,$$

при этом  $\eta_k$  — коэффициент уменьшения для учета предварительной информации, для определения которого можно использовать выражение

$$\eta_k = 0,9 \exp(-2,31V_r - 0,5V_r^2),$$

где  $V_r$  — максимальное значение коэффициента вариации, который наблюдался в предыдущих испытаниях.

А.6.6.8.4.3 Если проводятся два или три испытания, которые приводят к среднему значению  $r_{em}$ , то нормативное значение  $r_k$  можно определять из среднего значения  $r_{em}$  по формуле:

$$r_k = \eta_k r_{em},$$

где  $\eta_k$  — коэффициент уменьшения для учета предварительной информации, для определения которого можно использовать выражение

$$\eta_k = \exp(-2,0V_r - 0,5V_r^2).$$

При этом  $V_r$  является максимальным значением коэффициента вариации, который наблюдался в предыдущих испытаниях, а экстремальные значения  $r_{ee}$  (максимумы и минимумы) должны отвечать условию

$$|r_{ee} - r_{em}| \leq 0,10r_{em}.$$

А.6.6.8.4.4 На основании имеющейся предварительной информации из испытаний, которые проводились для определенных типов конструкций, к различным видам отказов можно отнести определенные коэффициенты вариации (см. соответствующие нормативы). Для различных коэффициентов вариации  $V_r$  в Таблице А.5 приведены значения коэффициента уменьшения  $\eta_k$  в соответствии с зависимостями (D.24) и (D.26).

**Таблица А.5 — Коэффициент уменьшения  $\eta_k$**

Коэффициент вариации $V_r$	Коэффициент уменьшения $\eta_k$	
	для одного испытания	для двух или трех испытаний
0,05	0,80	0,90
0,11	0,70	0,80
0,17	0,60	0,70

**Приложение В**  
(справочное)

**Долговечность метизов креплений**

В.1 Для конструкций классов I, II и III может быть использована Таблица В.1.

В.2 Классификация внешней среды представлена в Таблице В.2 в соответствии с EN ISO 12944-2.

**Таблица В.1 — Материал метизов креплений с учетом коррозионной среды (только для крепления листовых материалов). Рассматривается только вероятность коррозии. Классификация среды принята согласно EN ISO 12944-2**

Классификация среды	Материал листа	Материал метиза крепления					
		Алюминий	Электролитно-оцинкованная сталь. Толщина покрытия не менее 7 мкм	Горячеоцинкованная сталь <sup>b)</sup> . Толщина покрытия не менее 45 мкм	Нержавеющая упрочненная сталь. 1.4006 <sup>d)</sup>	Нержавеющая сталь. 1.4301 <sup>d)</sup> 1.4436 <sup>d)</sup>	Сплавы <sup>a)</sup>
C1	A, B, C D, E, S	Ч	Ч	Ч	Ч	Ч	Ч
		Ч	Ч	Ч	Ч	Ч	Ч
C2	A	Ч	—	Ч	Ч	Ч	Ч
	C, D, E	Ч	—	Ч	Ч	Ч	Ч
	S	Ч	—	Ч	Ч	Ч	Ч
C3	A	Ч	—	Ч	—	Ч	Ч
	C, E	Ч	—	Ч	(Ч) <sup>c)</sup>	(Ч) <sup>c)</sup>	—
	D	Ч	—	Ч	—	(Ч) <sup>c)</sup>	Ч
	S	—	—	Ч	Ч	Ч	Ч
C4	A	Ч	—	(Ч)	—	(Ч) <sup>c)</sup>	—
	D	—	—	Ч	—	(Ч) <sup>c)</sup>	—
	E	Ч	—	Ч	—	(Ч) <sup>c)</sup>	—
	S	—	—	Ч	—	Ч	Ч
C5-I	A	Ч	—	—	—	(Ч) <sup>c)</sup>	—
	D <sup>f)</sup>	—	—	Ч	—	(Ч) <sup>c)</sup>	—
	S	—	—	—	—	Ч	—
C5-M	A	Ч	—	—	—	(Ч) <sup>c)</sup>	—
	D <sup>f)</sup>	—	—	Ч	—	(Ч) <sup>c0)</sup>	—
	S	—	—	—	—	Ч	—



**Таблица В.1 — Материал метизов креплений с учетом коррозионной среды (только для крепления листовых материалов). Рассматривается только вероятность коррозии. Классификация среды принята согласно EN ISO 12944-2**

(продолжение)

<p>A — алюминий, независимо от внешнего покрытия поверхности;</p> <p>B — стальной лист без покрытия;</p> <p>C — горячеоцинкованный стальной лист (Z275) или стальной лист с алюмоцинковым покрытием (AZ150);</p> <p>D — горячеоцинкованный стальной лист с лакокрасочным или полимерным покрытием;</p> <p>E — стальной лист с алюмоцинковым покрытием (AZ185);</p> <p>S — нержавеющая сталь;</p> <p>Ч — тип материала, рекомендуемый с точки зрения коррозии;</p> <p>(Ч) — тип материала, рекомендуемый с точки зрения коррозии только при специфических условиях;</p> <p>— — материал не рекомендуется для коррозионной среды;</p> <p>a) Относится только к заклепкам;</p> <p>b) Относится только к винтам и гайкам;</p> <p>c) Изолирующая шайба из долговечного материала между листом и метизом;</p> <p>d) Нержавеющая сталь EN 10088;</p> <p>e) Вероятность обесцвечивания;</p> <p>f) Всегда проверяется у поставщика листа.</p>	
<p><b>ПРИМЕЧАНИЕ</b> Метизы из стали без покрытия могут использоваться в коррозионной среде класса C1.</p>	

**Таблица В.2 — Категории атмосферной среды с точки зрения коррозии согласно EN ISO 12944-2 и примеры типичных сред**

Категории коррозионной среды	Уровень коррозионности	Примеры типичных сред в температурном климате (справочно)	
		Внешняя среда	Внутренняя среда
C1	Очень низкий	—	Отапливаемые здания с чистой атмосферой (офисы, магазины, школы, отели)
C2	Низкий	Атмосфера с низким уровнем загрязнения. В основном в сельской местности	Неотапливаемые здания, где возможно образование конденсата (склады, спортзалы)

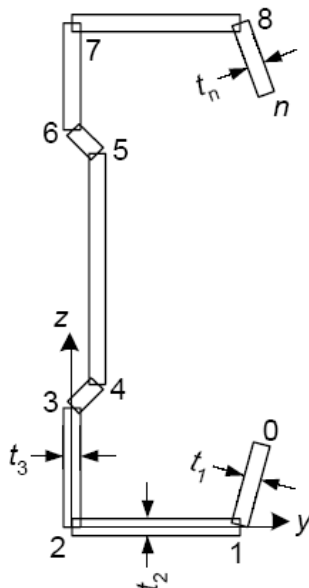
**Таблица В.2 — Категории атмосферной среды с точки зрения коррозии согласно EN ISO 12944-2 и примеры типичных сред**  
(продолжение)

Категории коррозионной среды	Уровень коррозионности	Примеры типичных сред в температурном климате (справочно)	
		Внешняя среда	Внутренняя среда
C3	Средний	Городская и промышленные атмосферы с умеренным содержанием сернистого ангидрида. Области побережья с низким содержанием солей	Производственные помещения с высокой влажностью и некоторыми выделениями в воздух, например, предприятия по изготовлению пищи, прачечные, пивоварни
C4	Высокий	Промышленные зоны и побережье со средним содержанием соли	Химические заводы, плавательные бассейны, прибрежные корабле- и судовверфи
C5-I	Очень высокий (промышленный)	Промышленные зоны с высокой влажностью и агрессивной атмосферой	Здания или районы с почти постоянным конденсатом и высоким загрязнением воздуха
C5-M	Очень высокий (морской)	Прибрежные и приморские районы с высоким содержанием соли	Здания или районы с почти постоянным конденсатом и высоким загрязнением воздуха

## Приложение С (справочное)

### Постоянные поперечного сечения тонкостенных профилей

#### С.1 Открытые поперечные сечения



**Рисунок С.1 — Узлы поперечного сечения**

С.1.1 Разделить поперечное сечение на  $n$  частей. Нумерация частей — от 1 до  $n$ . Обозначить узлы между частями. Номера узлов — от 0 до  $n$ . Часть  $i$  затем ограничивается узлами  $i - 1$  и  $i$ . Обозначить узлы, координаты и толщину (эффективную). Узлы и части:  $j = 0, \dots, n$ ;  $i = 1, \dots, n$ .

Площадь поперечного сечения частей

$$dA_i = \left[ t_i \cdot \sqrt{(y_i - y_{i-1})^2 + (z_i - z_{i-1})^2} \right].$$

Площадь поперечного сечения

$$A = \sum_{i=1}^n dA_i.$$

Статический момент и координата центра тяжести сечения относительно оси  $y$ :

$$S_{y0} = \sum_{i=1}^n (z_i + z_{i-1}) \cdot \frac{dA_i}{2},$$

$$z_{gc} = \frac{S_{y0}}{A}.$$

Момент инерции сечения относительно начальной оси  $y$  и новой оси  $y$ , проходящей через центр тяжести сечения:

$$I_{y0} = \sum_{i=1}^n \left[ (z_i)^2 + (z_{i-1})^2 + z_i z_{i-1} \right] \cdot \frac{dA_i}{3},$$

$$I_y = I_{y0} - A z_{gc}^2.$$

Статический момент и координата центра тяжести сечения относительно оси  $z$ :

$$S_{z0} = \sum_{i=1}^n (y_i + y_{i-1}) \cdot \frac{dA_i}{2},$$

$$y_{gc} = \frac{S_{z0}}{A}.$$

Момент инерции сечения относительно начальной оси  $z$  и новой оси  $z$ , проходящей через центр тяжести сечения:

$$I_{z0} = \sum_{i=1}^n \left[ (y_i)^2 + (y_{i-1})^2 + y_i y_{i-1} \right] \cdot \frac{dA_i}{3},$$

$$I_z = I_{z0} - A y_{gc}^2.$$

Центробежный момент инерции сечения относительно осей  $y$  и  $z$  и новых осей, проходящих через центр тяжести:

$$I_{yz0} = \sum_{i=1}^n (2y_{i-1} \cdot z_{i-1} + 2y_i \cdot z_i + y_{i-1} z_i + y_i z_{i-1}) \cdot \frac{dA_i}{6},$$

$$I_{yz} = I_{yz0} - \frac{S_{y0} S_{z0}}{A}.$$

Главная ось:

$$\alpha = \frac{1}{2} \arctan \left( \left( \frac{2I_{yz}}{I_z - I_y} \right) \right), \text{ если } (I_z - I_y) \neq 0, \text{ иначе } \alpha = 0,$$

$$I_\xi = \frac{1}{2} \cdot \left[ I_y + I_z + \sqrt{(I_z - I_y)^2 + 4I_{yz}^2} \right],$$

$$I_\eta = \frac{1}{2} \cdot \left[ I_y + I_z - \sqrt{(I_z - I_y)^2 + 4I_{yz}^2} \right].$$

Секториальные координаты:

$$\omega_0 = 0,$$

$$\omega_{0_i} = y_{i-1} z_i - y_i z_{i-1},$$

$$\omega_i = \omega_{i-1} + \omega_{0_i}.$$

Среднее значение секториальной координаты:

$$I_\omega = \sum_{i=1}^n (\omega_{i-1} + \omega_i) \cdot \frac{dA_i}{2},$$

$$\omega_{\text{mean}} = \frac{I_\omega}{A}.$$

Секториальные постоянные:

$$I_{y\omega 0} = \sum_{i=1}^n (2y_{i-1} \omega_{i-1} + 2y_i \omega_i + y_{i-1} \omega_i + y_i \omega_{i-1}) \cdot \frac{dA_i}{6}, \quad I_{y\omega} = I_{y\omega 0} - \frac{S_{z0} I_\omega}{A},$$

$$I_{z00} = \sum_{i=1}^n (2z_{i-1}\omega_{i-1} + 2z_i\omega_i + z_{i-1}\omega_i + z_i\omega_{i-1}) \cdot \frac{dA_i}{6}, \quad I_{z0} = I_{z00} - \frac{S_{y0}I_{\omega}}{A},$$

$$I_{\omega\omega} = \sum_{i=1}^n \left[ (\omega_i)^2 + (\omega_{i-1})^2 + \omega_i\omega_{i-1} \right] \cdot \frac{dA_i}{3}, \quad I_{\omega\omega} = I_{\omega\omega 0} - \frac{I_{\omega}^2}{A}.$$

Центр сдвига:

$$y_{sc} = \frac{I_{z0}I_z - I_{yz}I_y}{I_yI_z - I_{yz}^2},$$

$$z_{sc} = \frac{-I_{y\omega}I_y + I_{z0}I_{yz}}{I_yI_z - I_{yz}^2},$$

$$(I_yI_z - I_{yz}^2 \neq 0).$$

Секториальный момент инерции

$$I_w = I_{\omega\omega} + z_{sc}I_{y\omega} - y_{sc}I_{z\omega}.$$

Момент инерции и момент сопротивления при свободном кручении:

$$I_t = \sum_{i=1}^n dA_i \cdot \frac{(t_i)^2}{3},$$

$$W_t = \frac{I_t}{\min(t)}.$$

Секториальная координата центра сдвига

$$\omega_{sj} = \omega_j - \omega_{mean} + z_{sc} \cdot (y_j - y_{gc}) - y_{sc} \cdot (z_j - z_{gc}).$$

Максимальная секториальная координата и секториальный момент сопротивления (при стесненном кручении):

$$\omega_{max} = \max(|\omega_s|),$$

$$W_w = \frac{I_w}{\omega_{max}}.$$

Расстояния между центром сдвига и центром тяжести:

$$y_s = y_{sc} - y_{gc},$$

$$z_s = z_{sc} - z_{gc}.$$

Полярный момент инерции сечения относительно центра сдвига

$$I_p = I_y + I_z + A \cdot (y_s^2 + z_s^2).$$

Коэффициенты асимметрии  $z_j$  и  $y_j$ :

$$z_j = z_s - \frac{0,5}{I_y} \cdot \sum_{i=1}^n \left[ (z_{ci})^3 + z_{ci} \cdot \left[ \frac{(z_i - z_{i-1})^2}{4} + (y_{ci})^2 + \frac{(y_i - y_{i-1})^2}{12} \right] + y_{ci} \cdot \frac{(y_i - y_{i-1}) \cdot (z_i - z_{i-1})}{6} \right] \cdot dA_i,$$

$$y_j = y_s - \frac{0,5}{I_z} \cdot \sum_{i=1}^n \left[ (y_{ci})^3 + y_{ci} \cdot \left[ \frac{(y_i - y_{i-1})^2}{4} + (z_{ci})^2 + \frac{(z_i - z_{i-1})^2}{12} \right] + z_{ci} \cdot \frac{(z_i - z_{i-1}) \cdot (y_i - y_{i-1})}{6} \right] \cdot dA_i.$$

Координаты центра частей поперечного сечения относительно центра сдвига:

$$y_{ci} = \frac{y_i + y_{i-1}}{2} - y_{gc},$$

$$z_{ci} = \frac{z_i + z_{i-1}}{2} - z_{gc}.$$

ПРИМЕЧАНИЕ  $z_j = 0$  ( $y_j = 0$ ) для поперечных сечений, у которых ось  $y$  (ось  $z$ ) является осью симметрии (см. Рисунок С.1).

## С.2 Постоянные для открытого поперечного сечения с петлями

С.2.1 Для поперечных сечений с петлями могут быть использованы Формулы из С.1. Однако, следует перейти от петли с толщиной  $t = 0$  к следующей части с толщиной  $t \neq 0$ , см. петли 3-4-5 и 6-7 на Рисунке С.2. Сечения с петлями являются сечениями, где более чем две части соединяются вместе в одной точке.

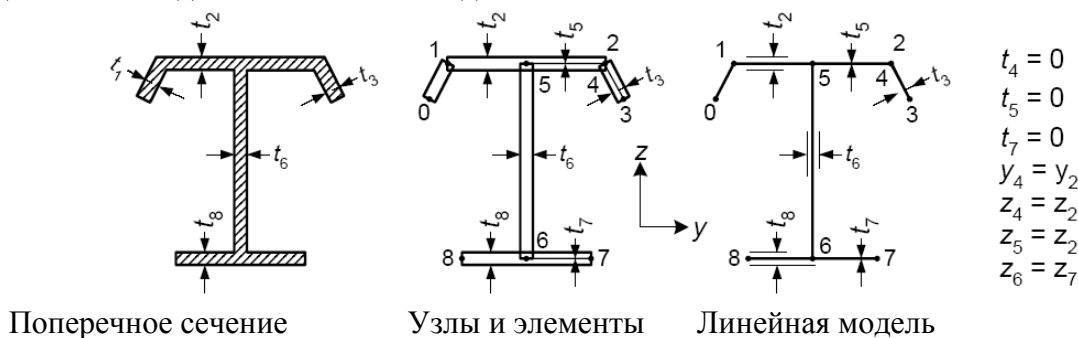


Рисунок С.2 — Узлы и части поперечного сечения с петлями

## С.3 Постоянная кручения и центр сдвига поперечного сечения с замкнутой частью

С.3.1. Для симметричного или асимметричного сечения с замкнутой частью (см. Рисунок С.3) постоянные свободного кручения определяются следующим образом:

$$I_t = \frac{4A_t^2}{S_t},$$

$$W_t = 2A_t \min(t_i),$$

$$\text{где } A_t = 0,5 \sum_{i=2}^n (y_i - y_{i-1})(z_i + z_{i-1});$$

$$S_t = \sum_{i=2}^n \frac{\sqrt{(y_i - y_{i-1})^2 + (z_i - z_{i-1})^2}}{t_i}, \quad (t_i \neq 0).$$

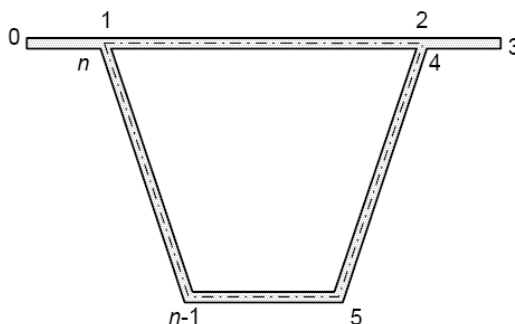


Рисунок С.3 — Поперечное сечение с замкнутой частью

**Приложение D**  
(справочное)

**Смешанный метод определения эффективной ширины и эффективной  
толщины для свободных свесов**

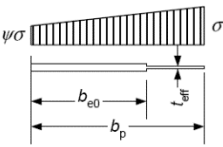
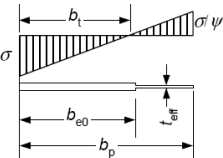
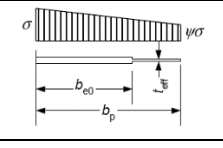
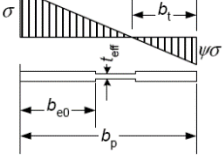
D.1 В настоящем Приложении приведен вариант методики определения эффективной ширины (см. 5.5.2) для сжатых свободных свесов. Эффективная площадь элемента состоит из участка с эффективной шириной  $b_{e0}$  и участка с эффективной толщиной  $t_{eff}$  на остальной ширине элемента с полной шириной  $b_p$  (Таблица D.1).

При вычислении коэффициента потери устойчивости  $k_\sigma$  по Таблице D.1 условная гибкость  $\bar{\lambda}_p$  и редуционный коэффициент  $\rho$  определяются по указаниям 5.5.2.

Коэффициент соотношения напряжений  $\psi$ , используемый для вычисления коэффициента потери устойчивости  $k_\sigma$ , определяется на основе распределения напряжений в полном поперечном сечении.

D.2 Несущая способность сечения определяется в предположении распределения напряжений по сечению в пределах упругой работы.

**Таблица D.1 — Сжатые свободные свесы**

Максимальное сжатие на свободном продольном крае		
Распределение напряжений	Эффективная ширина и толщина	Коэффициент устойчивости
	$1 \geq \psi \geq 0$ $b_{e0} = 0,42b_p$ $t_{eff} = (1,75\rho - 0,75) \cdot t$	$1 \geq \psi \geq -2$ $k_\sigma = \frac{1,7}{3 + \psi}$
	$\psi < 0$ $b_{e0} = \frac{0,42b_p}{(1 - \psi)} + b_t < b_p$ $b_t = \frac{\psi b_p}{(\psi - 1)}$ $t_{eff} = (1,75\rho - 0,75 - 0,15\psi) \cdot t$	$-2 \geq \psi \geq -3$ $k_\sigma = 3,3 \cdot (1 + \psi) + 1,25\psi^2$  $\psi < -3$ $k_\sigma = 0,29 \cdot (1 - \psi)^2$
	$1 \geq \psi \geq 0$ $b_{e0} = 0,42b_p$ $t_{eff} = (1,75\rho - 0,75) \cdot t$	$1 \geq \psi \geq 0$ $k_\sigma = \frac{1,7}{3 + \psi}$
	$\psi < 0$ $b_{e0} = \frac{0,42b_p}{(1 - \psi)}$ $b_t = \frac{\psi b_p}{(\psi - 1)}$ $t_{eff} = (1,75\rho - 0,75) \cdot t$	$0 \geq \psi \geq -1$ $k_\sigma = 1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$  $\psi < -1$ $k_\sigma = 5,98(1 - \psi)^2$

**Приложение Е**  
(справочное)

**Приближенный расчет прогонов**

Е.1 Прогонны С-образного, Z-образного и  $\Sigma$ -образного сечений с дополнительными элементами жесткости на стенке или полке или без них рассчитываются по пп.2 – 4 при выполнении следующих условий:

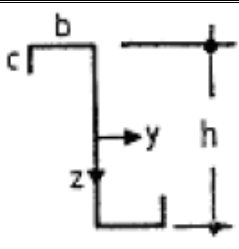
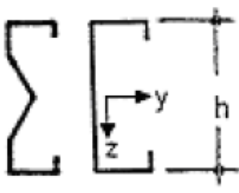
- размеры поперечного сечения находятся в пределах, указанных в Таблице Е.1;
- прогоны раскреплены из плоскости настилом с трапециевидными гофрами, причем горизонтальное раскрепление должно быть непрерывным и должно удовлетворять требованиям неравенства (10.1а);
- прогоны раскреплены от поворота профилированным настилом с трапециевидными гофрами и удовлетворены условия, приведенные в Таблице Е.1;
- прогоны имеют равные пролеты и равномерно нагружены.

Этот метод не может быть использован:

- для систем, использующих стержни в качестве раскрепления;
- для систем с перехлестом и на накладках;
- если приложены осевые силы  $N_{Ed}$ .

ПРИМЕЧАНИЕ Ограничение и допустимость использования этого метода могут быть приведены в Национальном Приложении.

**Таблица Е.1 — Ограничения в случае применения приближенного метода расчета и другие интервалы значений из Таблицы 5.1 и Раздела 5.2 (ось  $y$  параллельна и ось  $z$  перпендикулярна верхней полке)**

Прогонны	$t$ , мм	$b/t$	$h/t$	$h/b$	$c/t$	$b/c$	$L/h$
	$\geq 1,25$	$\leq 55$	$\leq 160$	$\leq 3,43$	$\leq 20$	$\leq 4,0$	$\geq 15$
	$\geq 1,25$	$\leq 55$	$\leq 160$	$\leq 3,43$	$\leq 20$	$\leq 4,0$	$\geq 15$

Е.2 Расчетное значение изгибающего момента  $M_{Ed}$  должно удовлетворять условию



$$\frac{M_{Ed}}{M_{LT,Rd}} \leq 1, \quad (E.1)$$

где

$$M_{LT,Rd} = \left( \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \right) \cdot W_{eff,y} \cdot \frac{\chi_{LT}}{k_d}; \quad (E.2)$$

$W_{eff,y}$  — момент сопротивления эффективного поперечного сечения относительно оси  $y$ ;

$\chi_{LT}$  — редуционный коэффициент, учитывающий потерю устойчивости плоской формы изгиба с закручиванием и зависящий от  $\bar{\lambda}_{LT}$  в соответствии с 6.2.3, где  $\alpha_{LT}$  заменяется на  $\alpha_{LT,eff}$ ;

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{eff,y} f_y}{M_{cr}}}; \quad (E.3)$$

$$\alpha_{LT,eff} = \alpha_{LT} \sqrt{\frac{W_{el,y}}{W_{eff,y}}}; \quad (E.4)$$

$\alpha_{LT}$  — коэффициент учета несовершенства по 6.2.3;

$W_{el,y}$  — момент сопротивления полного поперечного сечения относительно оси  $y$ ;

$k_d$  — коэффициент, учитывающий, что часть прогона не раскреплена, определяемый по Формуле (E.5) и Таблице E.2:

$$k_d = \left( a_1 - a_2 \cdot \frac{L}{h} \right) \geq 1,0; \quad (E.5)$$

$a_1, a_2$  — коэффициенты (см. Таблицу E.2);

$L$  — пролет прогона;

$h$  — общая высота прогона.

**Таблица E.2 — Коэффициенты  $a_1$  и  $a_2$  для Формулы (E.5)**

Система	Z-образный прогон		C-образный прогон		Σ-образный прогон	
	$a_1$	$a_2$	$a_1$	$a_2$	$a_1$	$a_2$
Однопролетная балка, нагрузка вниз	1,0	0	1,1	0,002	1,1	0,002
Однопролетная балка, нагрузка вверх	1,3	0	3,5	0,050	1,9	0,020
Неразрезная балка, нагрузка вниз	1,0	0	1,6	0,020	1,6	0,020
Неразрезная балка, нагрузка вверх	1,4	0,010	2,7	0,040	1,0	0

E.3 Редуционный коэффициент  $\chi_{LT}$  принимается по условию (E.6), если однопролетная балка работает под нагрузкой, действующей вниз, или если удовлетворяется условие (E.7):

$$\chi_{LT} = 1,0, \quad (E.6)$$

$$C_D \geq \frac{M_{el,u}^2}{EI_v} \cdot k_9, \quad (E.7)$$

где  $M_{el,u}$  — момент в полном поперечном сечении относительно главной оси  $u$  в пределах упругости:


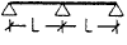
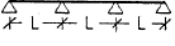
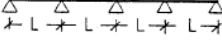
$$M_{el,u} = W_{el,u} f_y; \quad (E.8)$$

$I_v$  — момент инерции полного поперечного сечения относительно второстепенной оси  $v$ ;

$k_9$  — коэффициент, учитывающий статическую схему прогона (Таблица Е.3).

ПРИМЕЧАНИЕ Для С-образных и  $\Sigma$ -образных прогонов с равными полками  $I_v = I_z$ ,  $W_u = W_y$  и  $M_{el,u} = M_{el,y}$ . Условные обозначения осей поперечного сечения приведены на Рисунке 1.7 и в 1.5.4.

Таблица Е.3 — Коэффициент  $k_9$

Статическая схема	Нагрузка вниз	Нагрузка вверх
	—	0,210
	0,07	0,029
	0,15	0,066
	0,10	0,053

Е.4 Редукционный коэффициент  $\chi_{LT}$  рассчитывается по 6.2.4 с использованием  $\bar{\lambda}_{LT}$  и  $\alpha_{LT,eff}$  для случаев, которые не рассматриваются в Е.3. Предельный момент при потере устойчивости плоской формы изгиба в упругой стадии

$$M_{cr} = \frac{k}{L} \cdot \sqrt{G I_t^* E I_v}, \quad (E.9)$$

где  $I_t^*$  — фиктивный момент инерции при свободном кручении Сен-Венана, учитывающий эффективность закрепления от кручения,

$$I_t^* = I_t + C_D \cdot \frac{L^2}{\pi^2 G}, \quad (E.10)$$

здесь  $I_t$  — момент инерции при свободном кручения Сен-Венана для прогона;

$$\frac{1}{C_D} = \frac{1}{C_{D,A}} + \frac{1}{C_{D,B}} + \frac{1}{C_{D,C}}, \quad (E.11)$$

$C_{D,A}$  и  $C_{D,C}$  — крутильные жесткости по 10.1.5.2;

$C_{D,B}$  — крутильная жесткость прогона при депланации его поперечного сечения по 10.1.5.1.


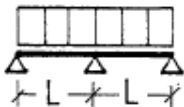


$$C_{D,B} = K_B h^2,$$

где  $h$  — высота прогона,

$K_B$  определяется по 10.1.5.1;

$k$  — коэффициент, учитывающий потерю устойчивости плоской формы изгиба с закручиванием и определяемый по Таблице Е.4.

Таблица Е.4 — Коэффициент  $k$  потери устойчивости плоской формы изгиба с закручиванием для прогонов с горизонтально закрепленной верхней полкой при кручении

Статическая схема	Нагрузка вниз	Нагрузка вверх
	$\infty$	10,3
	17,7	27,7
	12,2	18,3
	14,6	20,5

*Ресми басылым*

ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫ ҰЛТТЫҚ ЭКОНОМИКА МИНИСТРЛІГІНІҢ  
ҚҰРЫЛЫС, ТҮРҒЫН ҮЙ-КОММУНАЛДЫҚ ШАРУАШЫЛЫҚ ІСТЕРІ ЖӘНЕ  
ЖЕР РЕСУРСТАРЫН БАСҚАРУ КОМИТЕТІ

**ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ  
НОРМАТИВТІК–ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ**

**ҚР НТҚ 03-01-3.1-2011  
БОЛАТ КОНСТРУКЦИЯЛАРДЫ ЖОБАЛАУ. 1-4 бөлімі. Суық  
қапталған элементтер мен кескінделген табактарға арналған  
қосымша ережелер**

Басылымға жауаптылар: «ҚазҚСҒЗИ» АҚ

050046, Алматы қаласы, Солодовников көшесі, 21  
Тел./факс: +7 (727) 392-76-16 – қабылдау бөлмесі

*Издание официальное*

КОМИТЕТ ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА, ЖИЛИЩНО-КОММУНАЛЬНОГО  
ХОЗЯЙСТВА И УПРАВЛЕНИЯ ЗЕМЕЛЬНЫМИ РЕСУРСАМИ МИНИСТЕРСТВА  
НАЦИОНАЛЬНОЙ ЭКОНОМИКИ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН

**НОРМАТИВНО-ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ  
РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН**

**НТП РК 03-01-3.1-2011  
ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ. Часть 1-4.  
Дополнительные правила для холодноформованных элементов и  
профилированных листов**

Ответственные за выпуск: АО «КазНИИСА»

050046, г. Алматы, ул. Солодовникова, 21  
Тел./факс: +7 (727) 392-76-16 – приемная