

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** **1-2 бөлімі. Табақша элементтерді жобалау**

---

### **ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ** **Часть 1-2. Проектирование пластинчатых элементов**

**ҚР НТҚ 03-01-5.1-2011**  
**(ҚР ҚН EN 1993-1-5/2011 әзірленген)**  
**НТП РК 03-01-5.1-2011**  
**(к СН РК EN 1993-1-5/2011)**

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. ӨЗІРЛЕГЕН: «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. БЕКІТІЛІП,  
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 органның рұқсатысыз 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 Республики Казахстан

## СОДЕРЖАНИЕ

<b>ВВЕДЕНИЕ</b>	V
<b>1 ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ</b>	1
1.1 Область применения	4
1.2 Нормативные ссылки	4
1.3 Условия применения	4
1.4 Различия между принципами и правилами проектирования	4
1.5 Термины и определения	4
1.6 Обозначения	5
1.7 Условные обозначения осей элементов	5
<b>2 ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И МОДЕЛИРОВАНИЯ</b>	6
2.1 Общие положения	6
2.2 Методика определения эффективной ширины при статическом расчете	6
2.3 Потеря устойчивости пластин элементов постоянного поперечного сечения	6
2.4 Методика расчета по приведенным напряжениям	7
2.5 Элементы конструкций с переменным сечением	7
2.6 Элементы конструкций с гофрированными стенками	8
<b>3 УЧЕТ ЭФФЕКТА СДВИГОВОГО ЗАПАЗДЫВАНИЯ ПРИ РАСЧЕТЕ ЭЛЕМЕНТОВ</b>	9
3.1 Общие положения	9
3.2 Определение эффективной ширины при сдвиговом запаздывании в упругой стадии работы	9
3.3 Учет эффекта сдвигового запаздывания при расчете по предельным состояниям	13
ПРИМЕР 1 Расчет по определению эффектов сдвигового запаздывания в сварной двутавровой балке	14
<b>4 ПОТЕРЯ УСТОЙЧИВОСТИ ПЛАСТИНЫ ОТ ДЕЙСТВИЯ НОРМАЛЬНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ ПРИ РАСЧЕТЕ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ</b>	20
4.1 Общие положения	20
4.2 Прочность и устойчивость при действии нормальных напряжений	20
4.3 Эффективное поперечное сечение	20
4.4 Пластинчатые элементы без продольных элементов жесткости	22
4.5 Усиление пластин продольными элементами жесткости	27
4.6 Проверка устойчивости	31
ПРИМЕР 2 Расчет потери устойчивости равномерно сжатой ( $\sigma$ -const) металлической пластины, усиленной 5 продольными элементами жесткости	32
<b>5 НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ НА СРЕЗ</b>	45
5.1 Общие положения	45
5.2 Расчет несущей способности	45
5.3 Несущая способность стенки	46

5.4 Несущая способность поясов.....	49
5.5 Проверка прочности.....	50
ПРИМЕР 3 Расчет определения несущей способности металлической неразрезной трех пролетной балки по поперечной силе.....	50
<b>6 НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ СТЕНКИ ПРИ ЛОКАЛЬНЫХ НАГРУЗКАХ.....</b>	<b>53</b>
6.1 Общие положения.....	53
6.2 Расчет несущей способности.....	53
6.3 Длина распределения нагрузки на пояс.....	54
6.4 Понижающий коэффициент для эффективной длины при определении несущей способности.....	54
6.5 Эффективная длина приложения нагрузки на стенку.....	55
6.6 Проверка несущей способности.....	56
ПРИМЕР 4 Расчет по определению несущей способности стенки при локальной нагрузке.....	56
<b>7 СОВМЕСТНОЕ ДЕЙСТВИЕ УСИЛИЙ.....</b>	<b>63</b>
7.1 Совместное действие поперечной силы, изгибающего момента и осевой силы.....	63
7.2 Совместное действие местной силы, изгибающего момента и осевой силы.....	64
ПРИМЕР 5 Расчет сварной балки на совместное действие изгибающего момента и по- перечной силы.....	64
<b>8 ВЛИЯНИЕ ПОЯСА НА ПОТЕРЮ УСТОЙЧИВОСТИ СТЕНКИ.....</b>	<b>71</b>
ПРИМЕР 6 Расчет по определению влияния сжатого пояса на потерю устойчивости стенки.....	71
<b>9 ЭЛЕМЕНТЫ ЖЕСТКОСТИ И ИХ ДЕТАЛЬНОЕ ИСПОЛНЕНИЕ.....</b>	<b>74</b>
9.1 Общие положения.....	74
9.2 Нормальные напряжения.....	74
9.3 Срез.....	78
9.4 Поперечная нагрузка.....	80
ПРИМЕР 7 Расчет по проверке минимальных требований к поперечным элементам жесткости.....	81
ПРИМЕР 8 Расчет по определению минимальных требований к поперечным элементам жесткости согласно разделу 9 СН РК EN 1993-1-5.....	87
<b>10 ПРИВЕДЕННЫЕ НАПРЯЖЕНИЯ.....</b>	<b>92</b>
ПРИМЕР 9 Расчет металлической пластины на прочность и устойчивость по приведен- ным напряжениям.....	94
<b>Приложение А (справочное) Расчет критических напряжений для листов элементами жесткости.....</b>	<b>98</b>
ПРИМЕР 10 Расчет определения упругого критического напряжения потери устойчи- вости пластины с двумя элементами жесткости.....	104
ПРИМЕР 11 Расчет критического напряжения потери устойчивости для пластины с элементами жесткости.....	108
<b>Приложение В (справочное) Элементы конструкции с переменным сечением.....</b>	<b>112</b>

<b>Приложение С (справочное) Расчеты при помощи метода конечного элемента (FEM) .</b>	<b>114</b>
<b>Приложение D (справочное) Балки с гофрированными стенками.....</b>	<b>120</b>
<b>Приложение E (обязательное) Альтернативные методы определения эффективных сечений .....</b>	<b>123</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  
1-2 бөлімі. Табақша элементтерді жобалау**

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ  
Часть 1-2. Проектирование пластинчатых элементов**

---

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

## **НТП РК 03-01-5.1-2011**

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 ВНТП 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 1993-1-5**

1.1.3.1 Настоящее нормативное пособие предназначено для оказания помощи проектировщикам при расчете и конструировании стальных конструкций, изготовленных из плоских листов, воспринимающих нагрузки в плоскости листа, укрепленного, либо не укрепленного поперечными или продольными ребрами жесткости.

К подобным конструкциям отнесены балки из листов двутаврового или коробчатого



сечения, при различных видах напряженно-деформированного состояния, резервуары (цистерны) или силосы, изготовленные из плоских листов, при приложении нагрузки в плоскости листов.

1.1.3.2 Настоящее пособие состоит из 10 разделов:

Раздел 1: Общие положения;

Раздел 2: Основы проектирования и моделирования;

Раздел 3: Учет эффекта сдвигового запаздывания в сварной двутавровой балке;

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

Раздел 5: Несущая способность на срез;

Раздел 6: Несущая способность при локальных нагрузках;

Раздел 7: Совместное действие усилий;

Раздел 8: Влияние пояса на потерю устойчивости стенки;

Раздел 9: Элементы жесткости и их детальное исполнение;

Раздел 10: Приведенные напряжения.

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 1993-1-5. В настоящем пособии номера пунктов к СН РК EN 1993 приведены в скобках.

1.1.3.3.1 Раздел 1 описывает общие положения по проектированию;

1.1.3.3.2 В Разделе 2 содержатся сведения по основам проектирования, связанным с выбором эффективной ширины сечения, особенностями потери устойчивости пластин постоянного сечения, методика расчета по приведенным напряжениям, классификация конструкций с переменным сечением и гофрированными стенками;

1.1.3.3.3 Раздел 3 описывает положения и принципы расчета с учетом эффекта сдвигового запаздывания;

1.1.3.3.4 В Разделе 4 изложены правила проектирования пластин, испытывающих потерю устойчивости от действия нормальных напряжений;

1.1.3.3.5 Раздел 5 содержит принципы расчета несущей способности листовых конструкций на срез (стенок и поясов сварных балок);

1.1.3.3.6 В Разделе 6 привязаны принципы обеспечения несущей способности пластин при действии локальных (местных) нагрузок;

1.1.3.3.7 Раздел 7 даёт основы проектирования листовых конструкций испытывающих совместное влияние усилий: сжимающей осевой силы, изгибающего момента, поперечной силы или местной сжимающей нагрузки;

1.1.3.3.8 В Разделе 8 даны принципы проектирования и основы расчета листовых конструкций двутаврового сечения, испытывающих влияние поясов на потерю устойчивости стенки;

1.1.3.3.9 Проектированию элементов, обеспечивающих жесткость сечения, посвящен Раздел 9;

1.1.3.3.10 В Разделе 10 представлен расчет по приведенным напряжениям.

## **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;
- СН РК EN 1991;
- СН РК EN 1992;
- СН РК EN 1993;
- СН РК EN 1994;
- СН РК EN 1995;
- СН РК EN 1996;
- СН РК EN 1997;
- СН РК EN 1998;
- СН РК EN 1999.

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

## **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 1993-1-3;
- с Пунктом 1.4 СН РК EN 1993-1-8,

которые необходимы при проектировании стальных конструкций, изготовленных из плоских листов и воспринимающих нагрузки в плоскости листов.

1.5.2 Термины и определения, касающиеся термообработки металла – 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 1993-1-3;
- с Пунктом 1.5 СН РК EN 1993-1-8,

которые необходимы при проектировании стальных конструкций, изготовленных из плоских листов и воспринимающих нагрузки в плоскости листов.

1.6.2 В дополнение к обозначению символов, перечисленных в Пункте 1.6.1. настоящего пособия, используются символы согласно Пункту 1.8 СН РК EN 1993-1-5.

## 1.7 Условные обозначения осей элементов

В настоящем пособии используются аналогичное с СН РК EN 1993-1-1, СН РК EN 1993-1-3 и СН РК EN 1993-1-8 обозначение осей элемента.

# 2 ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И МОДЕЛИРОВАНИЯ

## 2.1 Общие положения

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

ПРИМЕЧАНИЕ – Применяемые в данном стандарте частные коэффициенты безопасности  $\gamma_{M0}$  и  $\gamma_{M1}$  указаны для различных областей применения в Национальных Приложениях СН РК EN 1993-1 – СН РК EN 1993-6.

## 2.2 Методика определения эффективной ширины при статическом расчете

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

2.2.2 Влияние эффекта сдвигового запаздывания поясов при статическом расчете конструкции учитывается с использованием в расчете эффективной<sup>s</sup> ширины. Для упрощения эффективная<sup>s</sup> ширина может быть принята постоянной по всей длине пролета.

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

2.2.4 Влияние эффекта потери устойчивости пластины при статическом расчете в упругой стадии учитывается с использованием в расчете эффективной<sup>p</sup> площади поперечного сечения, на которую действуют сжимающие усилия (см. Рисунок 4.3).

2.2.5 При статическом расчете конструкции влияние эффекта потери устойчивости пластин допускается не учитывать, если эффективная<sup>Р</sup> площадь поперечного сечения сжатого элемента превышает значение  $\rho_{lim}$ , умноженное на площадь поперечного сечения брутто этого элемента.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 – Предельное значение  $\rho_{lim}$  может быть указано в Национальном Приложении. Рекомендуется значение  $\rho_{lim} = 0,5$ .

ПРИМЕЧАНИЕ 2 – Указания по определению жесткости для случая, когда требование (5) не соблюдается, даны в Приложении Е.

## 2.3 Потеря устойчивости пластин элементов постоянного поперечного сечения

2.3.1 Методы определения эффективной<sup>Р</sup> ширины при действии нормальных напряжений, методы определения несущей способности при потере устойчивости от сдвига и при потере устойчивости вследствие действия поперечных нагрузок, а также при их совместном действии в предельном состоянии могут быть использованы, когда соблюдаются следующие условия:

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

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

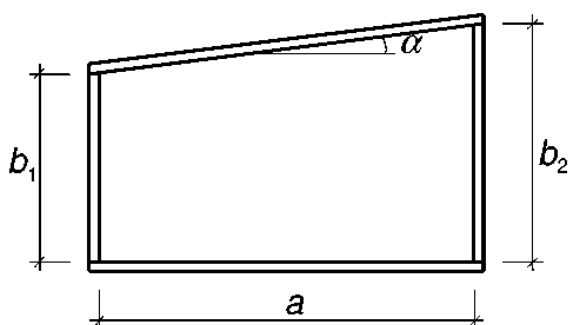


Рисунок 2.1 — Определение угла  $\alpha$

2.3.2 При расчете несущей способности и усталостной прочности эффективная<sup>с</sup> площадь сечения принимается в случаях, если выполняются условия, приведенные в 2.2(5). При расчете по предельным состояниям эффективная площадь сечения принимается согласно 3.3, заменяя  $\beta$  на  $\beta_{ult}$ .

## 2.4 Методика расчета по приведенным напряжениям

В качестве альтернативы использования методики определения эффективной<sup>Р</sup> ширины при определении нормальных напряжений согласно Разделам 4 – 7, поперечные сечения могут быть приняты как для сечений класса 3, если нормальные напряжения для каждой панели не превышают предельных значений, определенных согласно Разделу 10.

ПРИМЕЧАНИЕ – Методика расчета по приведенным напряжениям для отдельных листов соответствует методу расчета с эффективной<sup>Р</sup> шириной как сказано в 2.3. Однако при проверках напряжений не учитывается уменьшение нагрузки между отдельными листами в поперечном сечении.

## 2.5 Элементы конструкций с переменным сечением

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

ПРИМЕЧАНИЕ 1 – В Приложении В даны указания для элементов конструкций с переменным сечением.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 – В Приложении С даны указания к расчету по методу конечных элементов (FE).

## 2.6 Элементы конструкций с гофрированными стенками

При расчете элементов конструкций с гофрированными стенками, как правило, изгибная жесткость зависит только от поясов, а стенки воспринимают только усилия сдвига и поперечные нагрузки.

ПРИМЕЧАНИЕ – В Приложении D приведены правила определения расчетных параметров по потере устойчивости сжатых поясов и по несущей способности стенки при сдвиге.

# 3 УЧЕТ ЭФФЕКТА СДВИГОВОГО ЗАПАЗДЫВАНИЯ ПРИ РАСЧЕТЕ ЭЛЕМЕНТОВ

## 3.1 Общие положения

3.1.1 В поясах допускается не учитывать эффект сдвигового запаздывания, если выполнено условие  $b_0 < L_e/50$ . Для поясов с односторонней опорой  $b_0$  равна ширине пояса, для пояса с двухсторонней опорой  $b_0$  равняется половине расстояния между этими опорами. Длина  $L_e$  равна расстоянию между нулевыми точками действующих моментов (см. 3.2.1(2)).

3.1.2 Если указанное в (1) условие для  $b_0$  не выполняется, как правило, при оценке несущей способности и усталостной прочности материала необходимо учитывать влияние

сдвигового запаздывания поясов, для этого определяют эффективную<sup>s</sup> ширину согласно 3.2.1 и используют распределение напряжения согласно 3.2.2. При оценке несущей способности в предельном состоянии допускается применять эффективную площадь согласно 3.3.

3.1.3 Напряжение в стенке вследствие локального приложения нагрузки в уровне пояса определяют согласно 3.2.3.

## 3.2 Определение эффективной<sup>s</sup> ширины при сдвиговом запаздывании в упругой стадии работы

### 3.2.1 Эффективная<sup>s</sup> ширина

3.2.1.1 Эффективную<sup>s</sup> ширину  $b_{eff}$  при учете сдвигового запаздывания в упругой стадии работы, как правило, определяют по формуле

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

где коэффициент  $\beta$  указан в Таблице 3.1.

Эффективную<sup>s</sup> ширину допускается применять при оценке эксплуатационной пригодности и усталостной прочности в предельном состоянии.

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

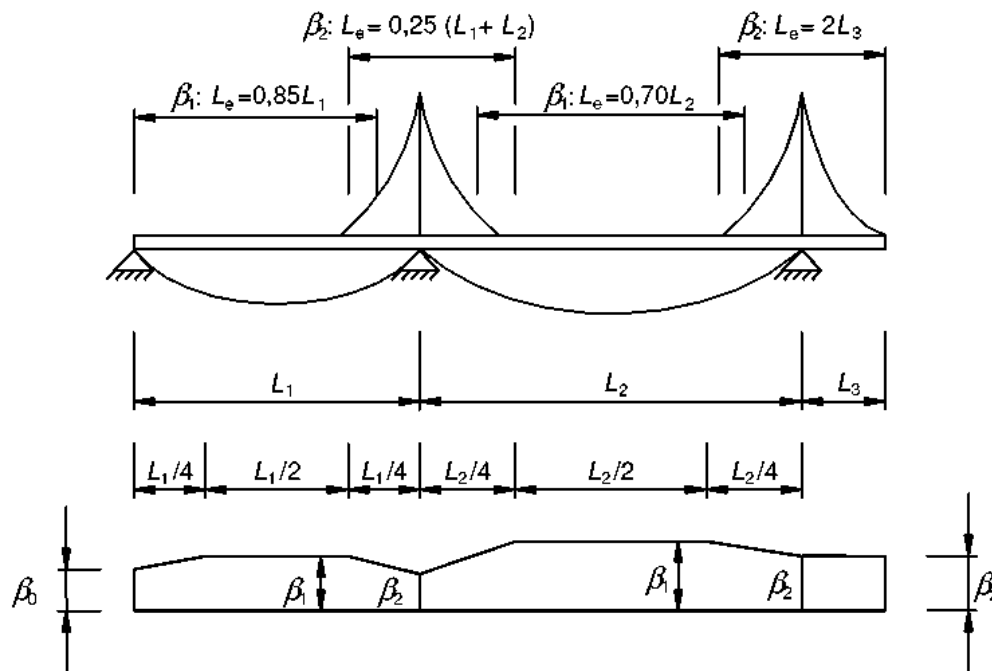
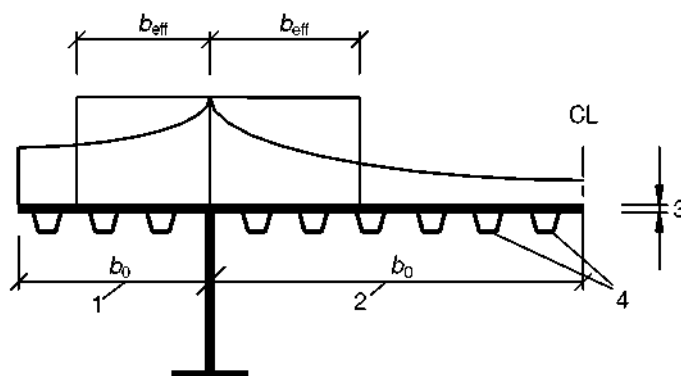


Рисунок 3.1 — Эффективная длина  $L_e$  для неразрезных балок и распределение эффективной<sup>s</sup> ширины



1 — свес пояса при опирании на одну сторону;

2 — свес пояса при опирании на две стороны;

3 — толщина листа  $t$ ;

4 — продольные элементы жесткости с  $A_{sl} = \Sigma A_{sl/i}$

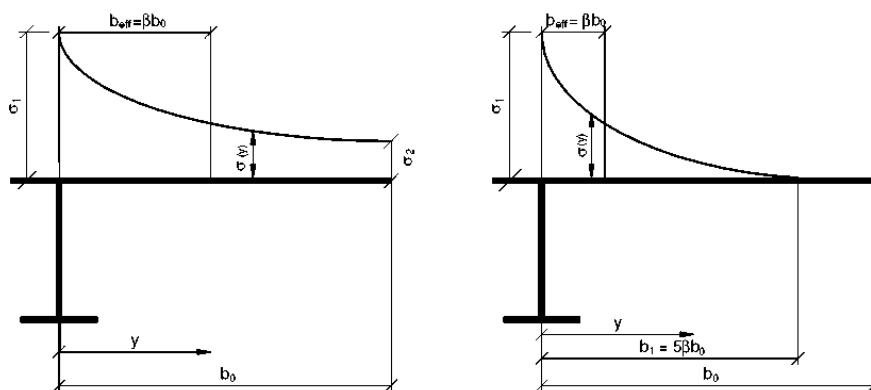
**Рисунок 3.2 — К определению эффективной ширины**

**Таблица 3.1 – Понижающий коэффициент  $\beta$  для эффективной<sup>s</sup> ширины**

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

### 3.2.2 Распределение напряжений при учете эффекта сдвигового запаздывания

Для учета эффекта сдвигового запаздывания, как правило, применяют распределение нормальных напряжений в поясе согласно Рисунку 3.3.



$\beta > 0,20$ :

$$\sigma_2 = 1,25 \cdot (\beta - 0,20) \cdot \sigma_1;$$

$$\sigma(y) = \sigma_2 + (\sigma_1 - \sigma_2) \cdot (1 - y/b_0)^4$$

$\sigma_1$  — определяют с применением эффективной<sup>s</sup> ширины  $b_{eff}$  верхнего пояса;

$y$  — координата при определении  $\sigma_y$

$\beta \leq 0,20$ :

$$\sigma_2 = 0;$$

$$\sigma(y) = \sigma_1 \cdot (1 - y/b_1)^4$$

**Рисунок 3.3 – Распределение напряжений с учетом эффекта сдвигового запаздывания**

### 3.2.3 Приложение нагрузки в плоскости листа

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

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

где

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

здесь

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

$$s_e = s_s + 2t_f$$

где  $\sigma_{z,Ed}$  — расчетное значение местного напряжения в стенке в поперечном направлении;

$a_{st,\ell}$  — площадь сечения брутто элементов жесткости, распределенных на единицу длины  $s_e$ . Эта величина может быть принята в виде отношения площади элементов жесткости к расстоянию между их центрами тяжести  $s_{st}$ ;

$t_w$  — толщина стенки;

$z$  — расстояние от пояса до рассматриваемой точки стенки;

$s_e$  — длина жесткой опоры;

$s_{st}$  — расстояние между центрами элементов жесткости.



ПРИМЕЧАНИЕ 1 Формула (3.2) справедлива для  $s_{st}/s_e \leq 0,5$ , в противном случае влияние элементов жесткости не учитывают.

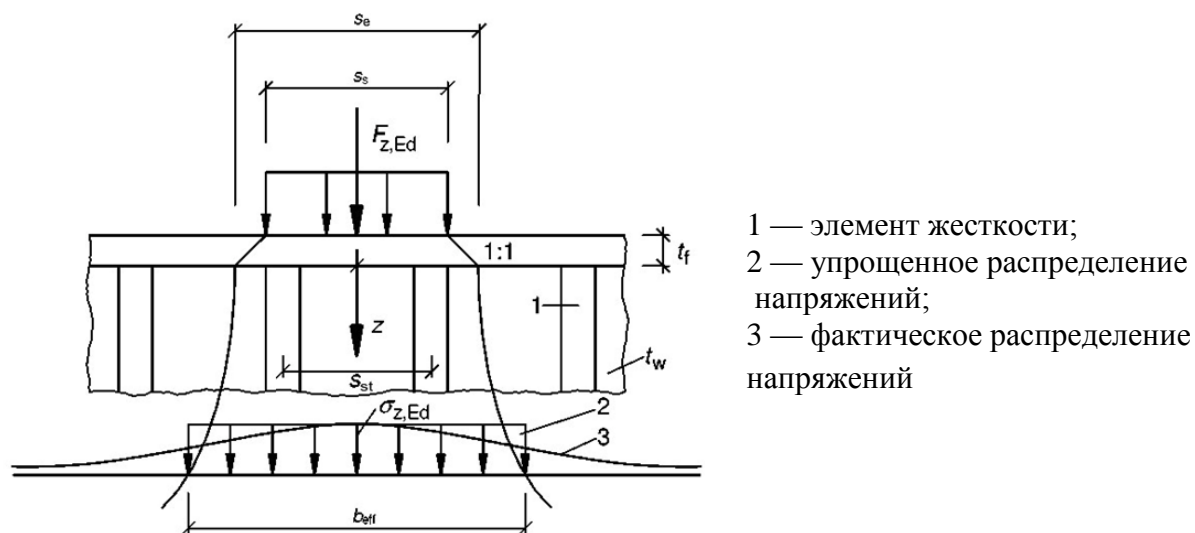


Рисунок 3.4 — Схема приложения нагрузки в плоскости листа

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Указанное выше распределение напряжения допускается также использовать при расчетах на выносливость при учете усталостных свойств материала.

### 3.3 Учет эффекта сдвигового запаздывания при расчете по предельным состояниям

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

- 1) воздействие эффекта сдвигового запаздывания в упругой стадии работы при определении несущей способности и усталостной прочности;
- 2) при одновременном воздействии сдвигового запаздывания и потери устойчивости (выпучивания) пластин;
- 3) 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.

Согласно НП.2.2 СН РК EN 1993-1-5 принят метод, указанный в Примечании 3 Пункта 3.3 СН РК EN 1993-1-5, без изменений и дополнений.

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:

$$A_{\text{eff}} = A_{\text{c,eff}} \beta_{\text{ult}}, \quad (3.3)$$

где  $A_{\text{c,eff}}$  - эффективная<sup>р</sup> площадь поперечного сечения сжатого пояса при потере устойчивости пластины от действия нормальных напряжений (см. 4.4 и 4.5);

$\beta_{\text{ult}}$  - понижающий коэффициент эффективной<sup>с</sup> ширины для учета сдвигового запаздывания в предельном состоянии при определении несущей способности,  $\beta_{\text{ult}}$  допускается принимать равным  $\beta$  согласно Таблице 3.1, с заменой  $\alpha_0$  на  $\alpha_0^*$  по формуле

$$\alpha_0^* = \sqrt{\frac{A_{\text{c,eff}}}{b_0 t_f}}, \quad (3.4)$$

здесь  $t_f$  - толщина пояса.

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

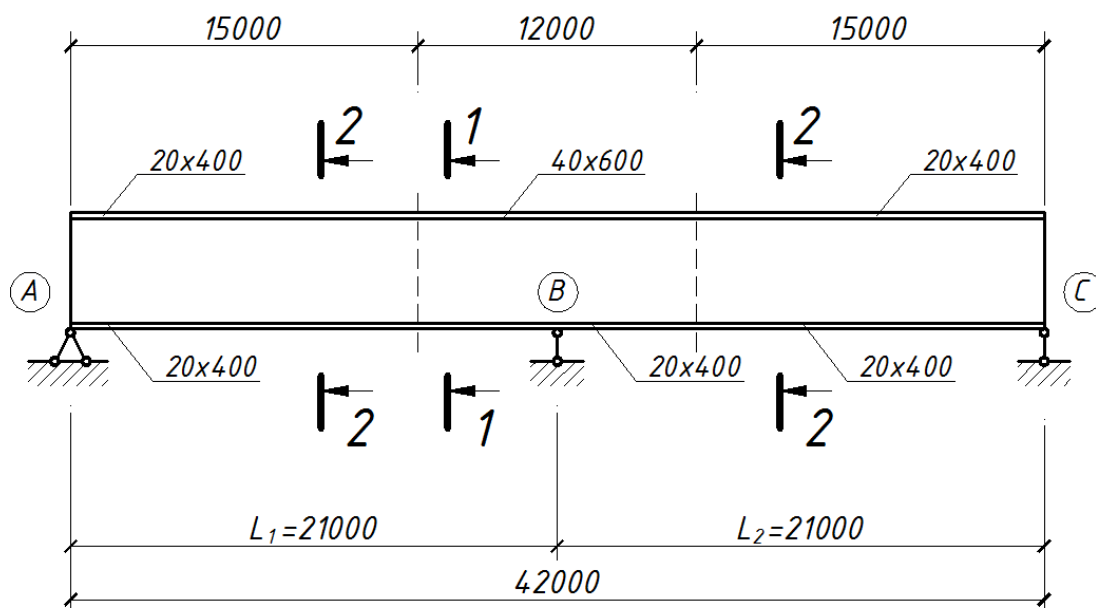
$$A_{\text{eff}} = A_{\text{c,eff}} \beta^k \geq A_{\text{c,eff}} \beta, \quad (3.5)$$

где  $\beta$  и  $k$  принимаются согласно Таблице 3.1.

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

**ПРИМЕР 1** Расчет по определению эффектов сдвигового запаздывания в сварной двутавровой балке.

Исходные данные: выполнить учет эффекта сдвигового запаздывания для балки с промежуточной опорой общей длиной 42м (по 21 метр в одном пролете). Балка – сварная из стали марки S 235 с номинальной пределом текучести  $f_y = 235 \text{ Н/мм}^2$ .



а и с - опорные участки балки;

б - средний участок балки

**Рисунок 1 – Схема балки**

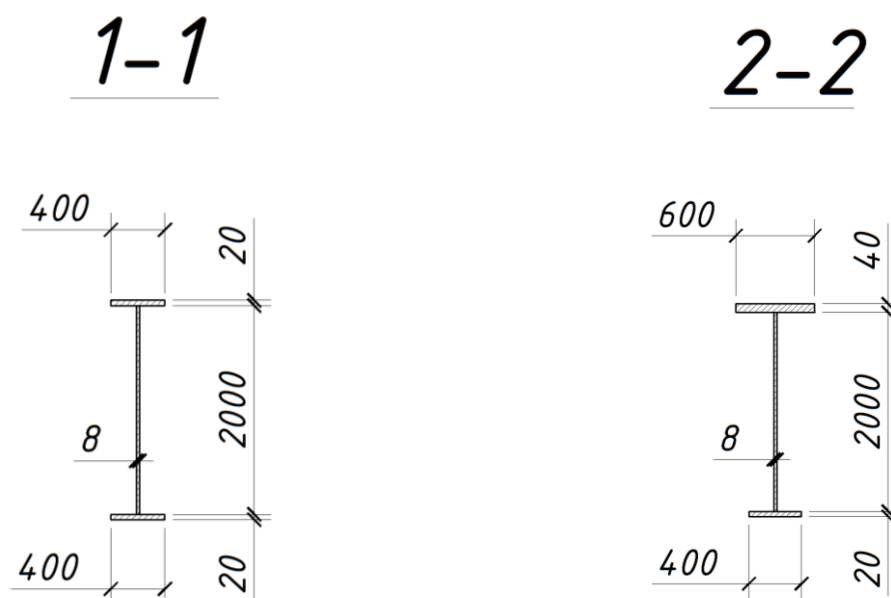


Рисунок 2 – Поперечные сечения балки

## 2 Расчет эффектов сдвигового запаздывания

### 2.1 Расчет эффективных длин неразрезной балки

Согласно Пункту 3.2.1(2) СН РК EN 1993-1-5, если смежные пролеты отличаются не более чем на 50% примыкающего пролета, то эффективную длину  $L_e$  допускается определять согласно Рисунку 3.1 СН РК EN 1993-1-5. В данном примере смежные пролеты по 21 метру, то есть равны между собой. Значит, расчет эффективных длин будет основан на рекомендациях Пункта 3.2.1(2) СН РК EN 1993-1-5.

Эффективная длина  $L_e$  в середине пролета - между опорами А и В, В и С (см. Рисунок 3.1 СН РК EN 1993-1-5):

$$L_{e,1} = 0,85L_1 = 0,85 \cdot 21 = 17,85 \text{ м} = 17850 \text{ мм}.$$

Эффективная длина  $L_e$  на средней опоре - опоре В (см. Рисунок 3.1 СН РК EN 1993-1-5):

$$L_{e,2} = 0,25(L_1 + L_2) = 0,25(21 + 21) = 10,5 = 10500 \text{ мм}.$$

### 2.2 Учет эффектов сдвигового запаздывания

В поясах сварных балок необходим учет эффекта сдвигового запаздывания. Согласно требованиям Пункта 3.1(1) СН РК EN 1993-1-5, в поясах допускается не учитывать эффект сдвигового запаздывания, если выполнено условие  $b_0 < L_e/50$ . Для частей поясов с односторонней опорой - ширина пояса  $b_0$  соответствует имеющейся ширине пояса. Для частей пояса с двухсторонней опорой  $b_0$  равняется половине ширины пояса.

Таким образом, в данном примере необходимо проверить условие  $b_0 < L_e/50$  при  $b_0$  равной половине ширины пояса.

Эффект сдвигового запаздывания в середине пролета - между опорами А и В для верхнего и нижнего поясов балки:

$$b_0 = \frac{400}{2} = 200 \text{ мм}$$

$$\frac{L_{s,1}}{50} = \frac{17850}{50} = 387 \text{ мм}$$

$$b_0 = 200 \text{ мм} < \frac{L_{s,1}}{50} = 387 \text{ мм}$$

Условие выполняется. Следовательно, понижающий коэффициент  $\beta_1 = 1,0$ . Это означает, что вся ширина верхнего и нижнего поясов может быть принята при учете сдвигового запаздывания в упругой стадии.

Эффект сдвигового запаздывания по средней опоре - опоре В (см. Пункт 3.1(1) СН РК EN 1993-1-5). Геометрические размеры поперечных сечений верхнего и нижнего поясов балки различна. Следовательно, необходимо провести для каждого отдельный расчет:

а) для нижнего пояса неразрезной балки:

$$b_0 = \frac{400}{2} = 200 \text{ мм}$$

$$\frac{L_{s,2}}{50} = \frac{10500}{50} = 210 \text{ мм}$$

$$b_0 = 200 \text{ мм} < \frac{L_{s,2}}{50} = 210 \text{ мм}$$

Условие выполняется. Следовательно, понижающий коэффициент  $\beta_1 = 1,0$ . Следовательно, вся ширина нижнего пояса может быть принята при учете сдвигового запаздывания в упругой стадии.

б) для верхнего пояса неразрезной балки

$$b_0 = \frac{600}{2} = 300 \text{ мм}$$

$$\frac{L_{s,2}}{50} = \frac{10500}{50} = 210 \text{ мм}$$

$$b_0 = 300 \text{ мм} > \frac{L_{s,2}}{50} = 210 \text{ мм}$$

Условие не выполняется. Следовательно, необходимо выполнить расчет понижающего коэффициента  $\beta_2$  для определения эффективной ширины нижнего пояса неразрезной балки.

### 2.3 Определение понижающего коэффициента $\beta_2$ .

Согласно Пункту 3.2.1(1) эффективную ширину  $b_{eff}$  при учете сдвигового запаздывания в упругой стадии работы определяют по Формуле (3.1) СН РК EN 1993-1-5:

$$b_{eff} = \beta b_0 \tag{3.1}$$

где  $b_0$  - ширина пояса, определяемая по указаниям Пункта 3.1(1) СН РК EN 1993-1-5, в данном примере равная для нижнего пояса неразрезной балки:

$$b_0 = \frac{600}{2} = 300\text{мм};$$

$\beta$  - коэффициент, определяемый, по Таблице 3.1 СН РК EN 1993-1-5.

Согласно методике расчета по Таблице 3.1 СН РК EN 1993-1-5, вначале необходимо определить коэффициенты  $k$  и  $\alpha_0$ .

Коэффициент  $k$  определяется по формуле (см. Таблицу 3.1 СН РК EN 1993-1-5):

$$k = \frac{\alpha_0 \cdot b_0}{L_{e,2}}$$

где  $b_0$  - ширина пояса, равная:

$$b_0 = 300\text{мм};$$

$L_{e,2}$  - эффективная длина на средней опоре В неразрезной балки, равная:

$$L_{e,2} = 10500\text{мм};$$

$\alpha_0$  - коэффициент, определяемый, по Таблице 3.1 СН РК EN 1993-1-5:

$$\alpha_0 = \sqrt{1 + \frac{A_{s1}}{b_0 t}}$$

где  $A_{s1}$  - площадь поперечного сечения элементов жесткости неразрезной балки, так как балка не имеет элементов жесткости, то:

$$A_{s1} = 0.$$

Таким образом, коэффициент  $\alpha_0$  равен:

$$\alpha_0 = \sqrt{1 + \frac{A_{s1}}{b_0 t}} = \sqrt{1 + 0} = 1$$

Следовательно, коэффициент  $k$  равен:

$$k = \frac{\alpha_0 \cdot b_0}{L_{e,2}} = \frac{1 \cdot 300}{10500} = 0,030$$

Согласно Таблице 3.1 СН РК EN 1993-1-5 для значения коэффициента  $k$  в интервале от 0,02 до 0,7 и при месторасположении - у опоры балки, используется формула:

$$\beta_2 = \frac{1}{1 + 6,0 \left( k - \frac{1}{2500k} \right) + 1,6k^2}$$

$$\beta_2 = \frac{1}{\left( \left( 1 + 6,0 \left( 0,030 - \frac{1}{2500 \cdot 0,03} \right) + 1,6 \cdot 0,03^2 \right) \right)} = 0,92 < 1,0$$

Следовательно, необходимо произвести учет сдвигового запаздывания только в сечении на средней опоре согласно Пункту 3.3(1) СН РК EN 1993-1-5.

3 Учет сдвигового запаздывания

Учет сдвигового запаздывания будет производиться согласно Пункту 3.3(1)с

ПРИМЕЧАНИЕ 1 СН РК EN 1993-1-5. Из которого следует, что эффект сдвигового запаздывания может быть учтен при упругопластической работе материала (при ограничении пластических деформаций). Но при этом, эффект сдвигового запаздывания учитывается посредством эффективной площади сечения  $A_{eff}$ . Значение эффективной площади определяется по Формуле (3.5) СН РК EN 1993-1-5:

$$A_{eff} = A_{c,eff} \cdot \beta^k \geq A_{c,eff} \cdot \beta \quad (3.5)$$

где  $\alpha_0$  - коэффициент, определяемый, по Таблице 3.1 СН РК EN 1993-1-5, равный для данного случая:

$$\alpha_0 = 1,0;$$

$\beta$  - коэффициент, определяемый, по Таблице 3.1 СН РК EN 1993-1-5, равный для данного случая:

$$\beta = 0,92.$$

Это значит, что значение эффективной площади это минимальное из  $A_{c,eff} \cdot \beta^k$  и  $A_{c,eff} \cdot \beta$ , то есть:

$$A_{eff} = \max[A_{c,eff} \cdot \beta^k; A_{c,eff} \cdot \beta]:$$

Значит,

$$A_{c,eff} \cdot \beta^k = (600 \cdot 40) \cdot 0,92^{0,03} = 24000 \cdot 0,92^{0,03} = 24000 \cdot 0,997 \text{ мм}^2$$

$$A_{c,eff} \cdot \beta = (600 \cdot 40) \cdot 0,92 = 24000 \cdot 0,998 \text{ мм}^2$$

Таким образом,

$$A_{eff} = \max[0,998 \cdot 24000; 0,997 \cdot 24000] = 0,998 \cdot 24000$$

Следовательно, площадь сжатого пояса и эффективная площадь сжатого пояса (при учете сдвигового запаздывания) различаются не значительно – 2%.

Можно считать, что эффект сдвигового запаздывания для сечения на средней опоре не требуется учитывать.

## 4 ПОТЕРЯ УСТОЙЧИВОСТИ ПЛАСТИНЫ ОТ ДЕЙСТВИЯ НОРМАЛЬНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ ПРИ РАСЧЕТЕ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ

### 4.1 Общие положения

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

- 1) отсеки стенки (пластины) прямоугольные, а пояса параллельны или приблизительно параллельны (см. 2.3);
- 2) имеющиеся элементы жесткости проходят в продольном и/или поперечном направлении;
- 3) отверстия или вырезы небольшие (см. 2.3);
- 4) элементы конструкции имеют одинаковую форму;

5) влияние пояса на потерю устойчивости стенки исключено.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 – Влияние сжатого пояса на потерю устойчивости стенки приведено в Разделе 8.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 – Требования к элементам жесткости и пластинам при потере устойчивости указаны в Разделе 9.

## 4.2 Прочность и устойчивость при действии нормальных напряжений

4.2.1 Проверка прочности и устойчивости обрешеченных пластин при действии сжимающих нормальных напряжений поперечных сечений класса 4 производится с использованием характеристик эффективной<sup>р</sup> площади поперечного сечения ( $A_{eff}$ ,  $I_{eff}$ ,  $W_{eff}$ ) для балок и колонн, в том числе и при крутильной форме потери устойчивости согласно СН РК EN 1993-1-1 (стр.50-53).

4.2.2 Эффективные<sup>р</sup> площади поперечного сечения допускается определять на основе распределения деформаций по линейному закону при достижении упругих деформаций в середине плоскости сжатой пластины.

## 4.3 Эффективное поперечное сечение

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

4.3.2 Характеристики эффективного поперечного сечения конструкции, как правило, определяются по эффективным площадям сжатых элементов и эффективным<sup>с</sup> площадям растянутых элементов вследствие эффекта сдвигового запаздывания.

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

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

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

4.3.1.5 Напряжения в поясах определяются с использованием упругого момента сопротивления относительно середины листа пояса.

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

- 1) увеличение напряжений в поясе приводит к появлению текучести материала стенки, которая учитывается посредством ограничения напряжений в стенке до  $f_{yw}$ ;
- 2) эффективная площадь стенки определяется с применением  $f_{yf}$ .

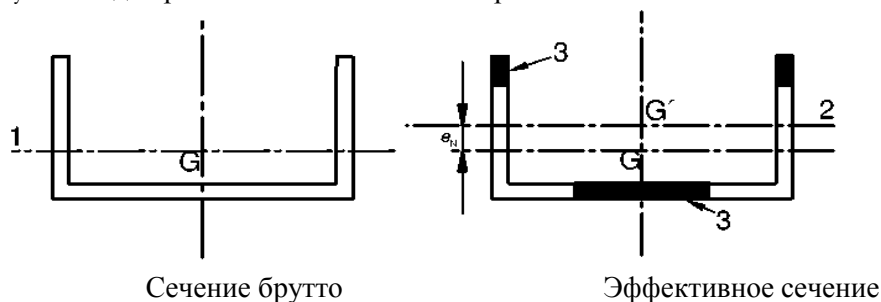
ПРИМЕЧАНИЕ Значение  $\phi_h$  допускается устанавливать в Национальном Приложении. Рекомендуется значение  $\phi_h = 2,0$ .

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

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

ПРИМЕЧАНИЕ Номинальные, измененные номинальные или локальные размахи напряжения цикла от многократно повторяющихся нагрузок  $\psi_1 Q_k$  (см. EN 1990) не должны превышать значений по Формуле (8.1) СН РК EN 1993-1-9:

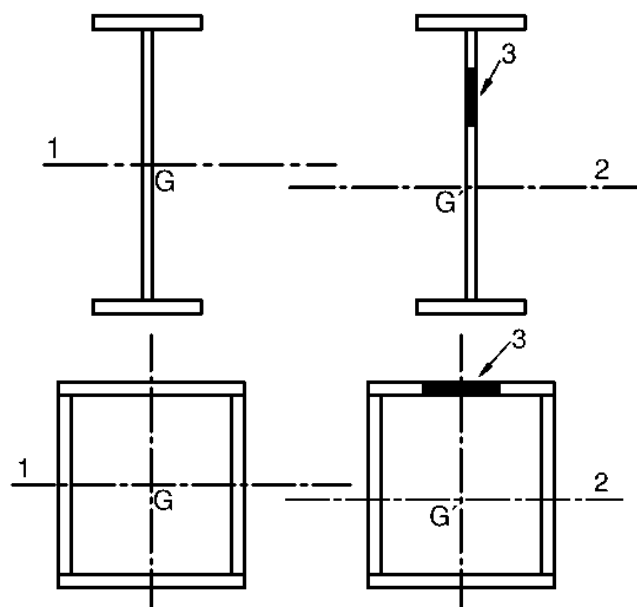
- 1)  $\Delta\sigma \leq 1,5f_y$  — для размахов нормальных напряжений;
- 2)  $\Delta\tau \leq 1,5f_y/3^{1/2}$  — для размахов касательных напряжений.



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

**Рисунок 4.1 — Сечения класса 4 — воздействие осевых усилий**





Сечение брутто

Эффективное сечение

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

Рисунок 4.2 — Сечения класса 4 — воздействие изгибающих моментов

#### 4.4 Пластинчатые элементы без продольных элементов жесткости

4.4.1 Эффективные<sup>p</sup> площади пластин сжатых элементов с двухсторонним закреплением по краям должны определяться, используя Таблицу 4.1, а для пластин с односторонним закреплением (свесы листа) – Таблицу 4.2. Эффективная<sup>p</sup> площадь сжатой зоны листа с поперечной площадью сечения брутто  $A_c$ , как правило, определяется по формуле

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

где  $\rho$  – понижающий коэффициент при потере устойчивости пластины.

4.4.2 При этом  $\rho$  допускается принимать по формулам:

1) для сжатой пластины с двухсторонним закреплением:

$$\begin{aligned} \rho &= 1,0 && \text{для } \bar{\lambda}_\rho \leq 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055\psi} \\ \rho &= \frac{\bar{\lambda}_\rho - 0,055 \cdot (3 + \psi)}{\bar{\lambda}_\rho^2} \leq 1,0 && \text{для } \bar{\lambda}_\rho > 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055\psi} \end{aligned} \quad (4.2)$$

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

$$\begin{aligned} \rho &= 1,0 && \text{для } \bar{\lambda}_\rho \leq 0,748; \\ \rho &= \frac{\bar{\lambda}_\rho - 0,188}{\bar{\lambda}_\rho^2} \leq 1,0 && \text{для } \bar{\lambda}_\rho > 0,748, \end{aligned} \quad (4.3)$$

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

здесь  $\psi$  – отношение напряжений, определяемых согласно 4.4(3) и 4.4(4);

$\bar{b}$  – расчетная ширина пластины принимается следующей (обозначения см. СН РК EN 1993-1-1, Таблица 5.2, стр.37-39):  $b_w$  – для стенки;  $b$  – для элементов поясов с двухсторонним закреплением (кроме прямоугольных полых профилей RHS);  $b - 3t$  – для поясов прямоугольных полых профилей RHS;  $c$  – для свесов поясов с односторонним закреплением;  $h$  – для равнополочных уголков;  $h$  – для неравнополочных уголков;  
 $k_\sigma$  – коэффициент, учитывающий потерю устойчивости в зависимости от отношения напряжений  $\psi$  по краям пластины и условий их закрепления. Для длинных пластин значения коэффициента  $k_\sigma$  указаны в Таблице 4.1 или Таблице 4.2;

$t$  – толщина листа;

$\sigma_{cr}$  – упругое критическое напряжение потери устойчивости (см. Формулу (A.1) в Приложении А и Таблицы 4.1, 4.2);

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

4.4.3 Для поясов I-сечений и коробчатых балок коэффициент отношения напряжений  $\psi$ , принятый в Таблицах 4.1, 4.2, является основой для определения характеристик поперечного сечения брутто, которые обязательно должны приниматься в расчете поясов при учете эффекта сдвигового запаздывания, если это имеет место. Для стенки определяют отношение напряжений  $\psi$  согласно Таблицы 4.1 с учетом распределения напряжений, которое определяется по эффективной ширине сжатого пояса и сечения брутто стенки.

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

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

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

где  $\sigma_{com,Ed}$  – наибольшее расчетное значение сжимающих напряжений в элементе, определяемое с учетом эффективной<sup>Р</sup> площади поперечного сечения при всех одновременно действующих нагрузках.

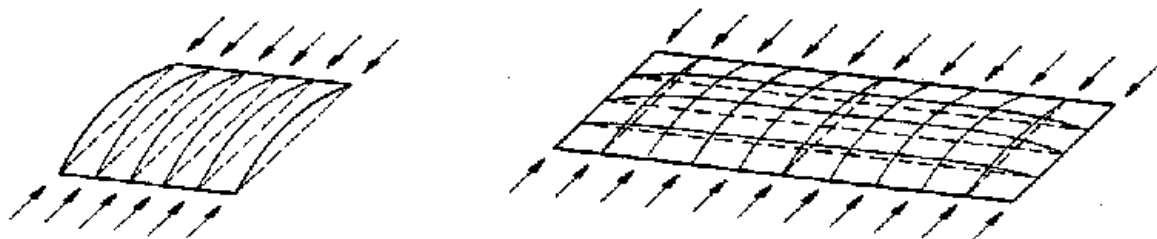
ПРИМЕЧАНИЕ 1 Данный метод требует итеративного расчета, в котором отношение напряжений  $\psi$  (см. Таблицы 4.1, 4.2) повторно определяется на каждом этапе распределения напряжений с эффективным сечением предшествующего итеративного шага.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Альтернативный метод указан в Приложении Е.

4.4.5 При проектировании проверку несущей способности при потере устойчивости элементов конструкции класса 4 производят, используя СН РК EN 1993-1-1 (6.3.1, 6.3.2 или 6.3.4, стр. 50-56 и стр.58-59), условную гибкость  $\bar{\lambda}_p$  или  $\bar{\lambda}_{p,red}$  с  $\sigma_{com,Ed}$ , где  $\sigma_{com,Ed}$  определяется по расчету 2-го порядка с учетом имеющихся несовершенств.

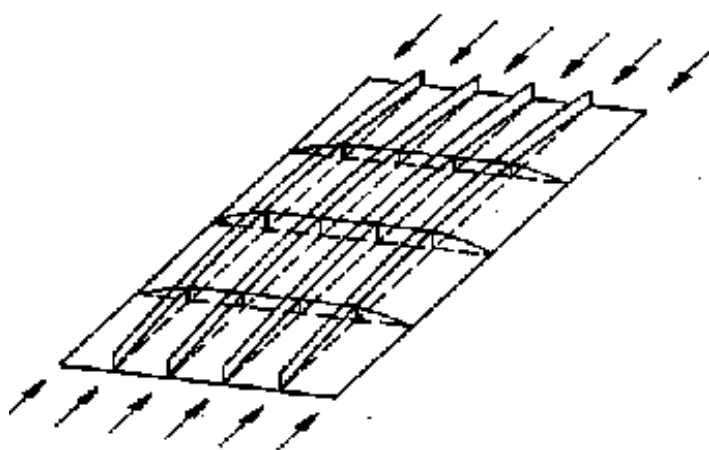
4.4.6 При отношении сторон пластины  $a/b < 1$  возможна потеря устойчивости по такому типу, как для стержня, и проверку производят согласно 4.5.4 с использованием понижающего коэффициента  $\rho_c$ .

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



а) Выпучивание пластинки без закрепления по краям в продольном направлении

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



с) Выпучивание пластинки с продольными элементами жесткости с закреплением по краям в продольном направлении с большим отношением сторон  $\alpha$

**Рисунок 4.3 – Работа пластины по типу сжатого стержня**

Таблица 4.1 – Сжатые пластины с двухсторонним закреплением по краям

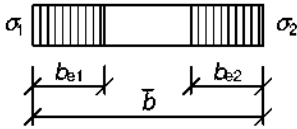
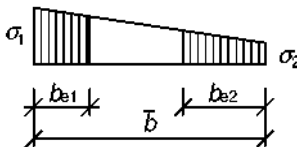
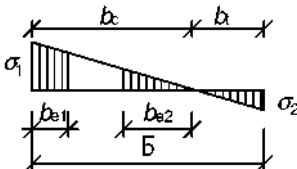
Распределение напряжения (сжатие положительное)				Эффективная ширина $b_{eff}$		
				$\psi = 1:$ $b_{eff} = \rho \bar{b};$ $b_{e1} = 0,5b_{eff}, b_{e2} = 0,5b_{eff}$		
				$1 > \psi \geq 0:$ $b_{eff} = \rho \bar{b},$ $b_{e1} = \frac{2}{5 - \psi} b_{eff}, b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$		
				$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} / (1 - \psi),$ $b_{e1} = 0,4b_{eff}, b_{e2} = 0,6b_{eff}$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -3$
Коэффициент потери устойчивости $k_\sigma$	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 4.2 - Сжатые пластины с односторонним закреплением

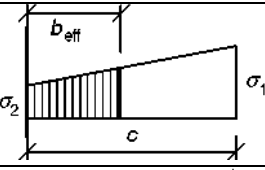
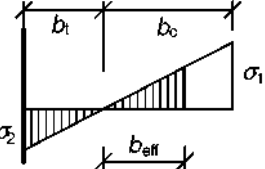
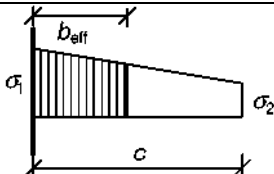
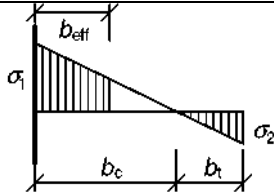
Распределение напряжения (сжатие положительное)			Эффективная ширина $b_{eff}$		
			$1 > \psi \geq 0:$ $b_{eff} = \rho c$		
			$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	0	-1	$1 \geq \psi \geq -3$	
Коэффициент потери устойчивости $k_\sigma$	0,43	0,57	0,85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

Таблица 4.2 - Сжатые пластины с односторонним закреплением (продолжение)

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

#### 4.5 Усиление пластин продольными элементами жесткости

##### 4.5.1 Общие положения

4.5.1.1 Для пластин с продольными элементами жесткости эффективные<sup>Р</sup> площади, при местной потере устойчивости, учитываются для отдельных отсеков между элементами жесткости и эффективные<sup>Р</sup> площади усиленных панелей должны учитываться при проверке общей устойчивости.

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

4.5.3 Эффективную<sup>Р</sup> площадь сжатой зоны усиленной пластины определяют по формуле:

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

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

4.5.4 Площадь  $A_{c,eff,loc}$  определяют по формуле

$$A_{c,eff,loc} = A_{s\ell,eff} + \sum_c \rho_{loc} b_{c,loc} t, \quad (4.6)$$

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

$A_{s\ell,eff}$  — сумма эффективных<sup>Р</sup> площадей всех продольных элементов жесткости площадью сечения брутто  $A_{s\ell}$  расположенных в зоне сжатия согласно 4.4;

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

$\rho_{loc}$  — понижающий коэффициент согласно 4.4(2) для каждого отсека.

4.5.5 При определении понижающего коэффициента  $\rho_c$  при потере устойчивости всей пластины, необходимо принимать во внимание, что понижающий коэффициент потери устойчивости по типу стержня является более точным, чем при потере устойчивости пластины.

4.5.6 Понижающий коэффициент  $\rho_c$ , как правило, определяют посредством интерполяции между понижающим коэффициентом  $\rho$  потери устойчивости пластины и понижающим коэффициентом  $\chi_c$  потери устойчивости пластины по типу сжатого стержня согласно 4.5.4.

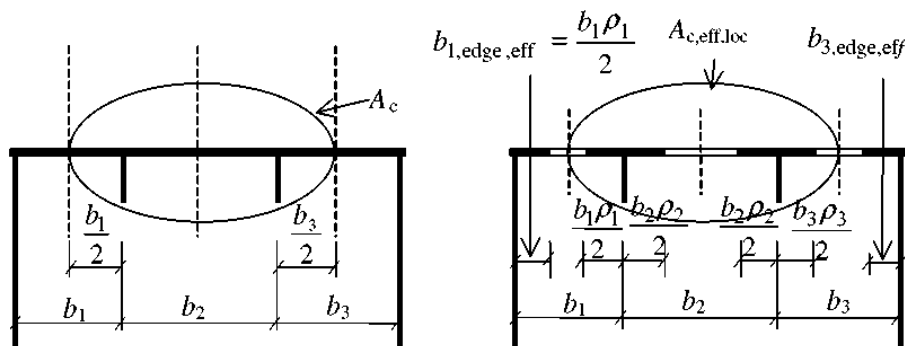


Рисунок 4.4 — Работа усиленной пластины при равномерном сжатии

ПРИМЕЧАНИЕ При неравномерном распределении напряжений сжатия (см. Рисунок А.1).

4.5.7 Уменьшение сжатой площади  $A_{c,eff,loc}$  посредством  $\rho_c$  допускается принимать постоянным для всего поперечного сечения.

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

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

4.5.10 Момент сопротивления эффективного сечения  $W_{\text{eff}}$  определяют как момент инерции площади эффективного поперечного сечения, деленного на расстояние от центра тяжести до края пластины.

#### 4.5.2 Работа пластины

4.5.2.1 Условная гибкость  $\bar{\lambda}_p$  эквивалентной пластины определяется по формуле

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

при

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

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

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

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

ПРИМЕЧАНИЕ В Приложении А содержатся указания по расчету  $\sigma_{cr,p}$ .

#### 4.5.3 Работа пластины по типу сжатого стержня

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

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

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

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

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

где  $I_{sl,1}$  – момент инерции поперечного сечения брутто элемента жесткости и смежных частей пластины, соответствующей панели при потере устойчивости пластины;  $A_{sl,1}$  – площадь поперечного сечения брутто элемента жесткости и смежных частей пластины, принимаемая согласно Рисунку А.1.

ПРИМЕЧАНИЕ Значение  $\sigma_{cr,c}$  может быть определено из:

$$\sigma_{cr,c} = \sigma_{cr,sl} \cdot \frac{b_c}{b_{sl,1}},$$

где  $\sigma_{cr,c}$  определяется относительно сжатого края пластины. Значения  $b_{sl,1}$  и  $b_c$  принимаются по экстраполяции (см. Рисунок А.1) по эпюре распределения напряжения.

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

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

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

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

здесь  $A_{sl,1}$  – согласно 4.5.3(3);

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

4.5.3.5 Понижающий коэффициент  $\chi_c$  определяют согласно СН РК EN 1993-1-1 (см. Пункт 6.3.1.2, стр. 50-52). Для пластин без элементов жесткости коэффициент  $\alpha = 0,21$  должен соответствовать кривой потери устойчивости. Для пластин с элементами жесткости  $\alpha$  заменяют на  $\alpha_e$ , который определяют по формуле

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

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

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

$\alpha$  равен 0,34 (кривая b) — для замкнутых сечений элементов жесткости;

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



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

Окончательно понижающий коэффициент  $\rho_c$  определяется с учетом  $\chi_c$  и  $\rho$  по формуле:

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

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

здесь  $\sigma_{cr,p}$  – упругое критическое напряжение потери устойчивости пластины (см. А.1(2));

$\sigma_{cr,c}$  – упругое критическое напряжение потери устойчивости по типу сжатого стержня, определяется согласно 4.5.3(2) и (3);

$\chi_c$  – понижающий коэффициент при потере устойчивости пластины по типу сжатого стержня;

$\rho$  – понижающий коэффициент при потере устойчивости пластины (см. 4.4(1)).

#### 4.6 Проверка устойчивости

4.6.1 Проверка элементов при плоской форме потери устойчивости выполняется по формуле

$$\eta_1 = \frac{N_{Ed}}{\frac{f_y A_{eff}}{\gamma_{MO}}} + \frac{M_{Ed} + N_{Ed} e_N}{\frac{f_y W_{eff}}{\gamma_{MO}}} \leq 1,0 \quad (4.14)$$

где  $A_{eff}$  – эффективная площадь поперечного сечения, определяется согласно 4.3(3);  
 $e_N$  – смещение центра тяжести эффективной площади  $A_{eff}$  относительно нейтральной оси согласно 4.3(3);

$M_{Ed}$  – расчетное значение действующего изгибающего момента;

$N_{Ed}$  – расчетное значение действующей нормальной силы;

$W_{eff}$  – упругий момент сопротивления эффективного сечения (см. 4.3(4));

$\gamma_{MO}$  – частный коэффициент безопасности по СН РК EN 1993-2 – EN 1993-6.

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

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

где  $M_{y,Ed}$ ,  $M_{z,Ed}$  – расчетные значения действующих изгибающих моментов относительно соответствующих осей  $y - y$  и  $z - z$ ;

$e_{y,N}$ ,  $e_{z,N}$  – смещение центра тяжести эффективной площади  $A_{eff}$  относительно соответствующих нейтральных осей.

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

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

**ПРИМЕР 2 Расчет потери устойчивости равномерно сжатой ( $\sigma$ -const) металлической пластины усиленной 5 продольными элементами жесткости**

Исходные данные: выполнить расчет потери устойчивости равномерно сжатой ( $\sigma$ -const) металлической пластины усиленной 5 продольными элементами жесткости (ортотропная плита), которая является нижней элементом коробчатого сечения балки (см. Рисунок 1).

Ортотропная плита имеет размеры  $4000 \times 4200$  мм (см. Рисунок 2). Плита усилена продольными элементами жесткости (см. Рисунок 2). Элементы выполнены из стали марки S355 с номиналом пределом текучести  $f_y = 355 \text{ Н/мм}^2$ .

Ортотропная плита испытывает равномерное напряжение по всему сечению:  $\sigma_{Ed} = 220 \text{ МПа} = 220 \text{ Н/мм}^2$ .

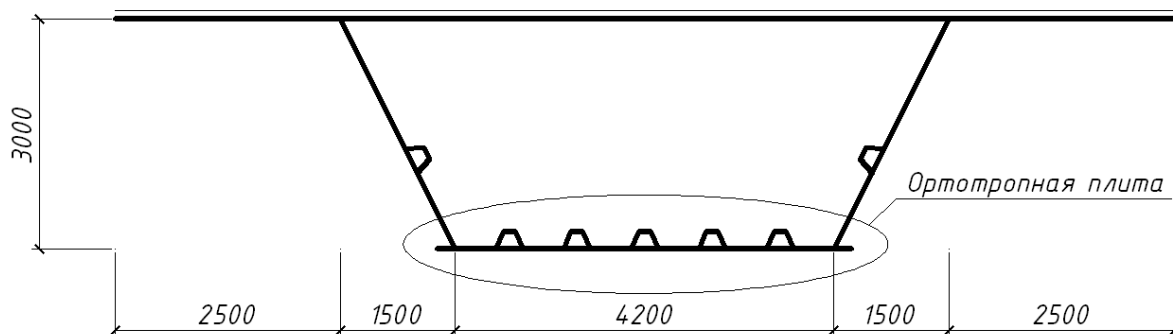


Рисунок 1 - Схема коробчатого сечения балки

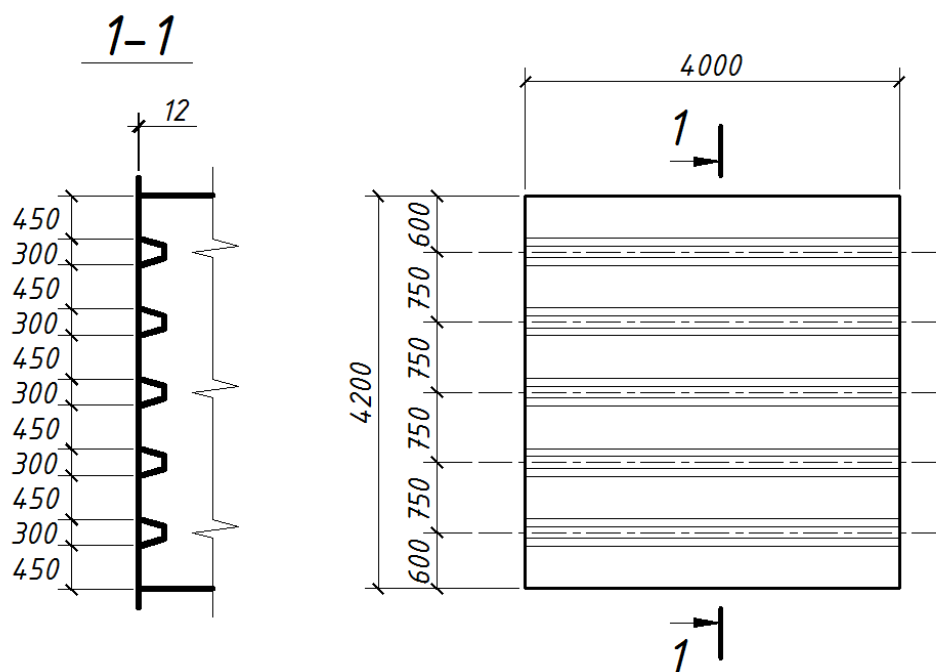
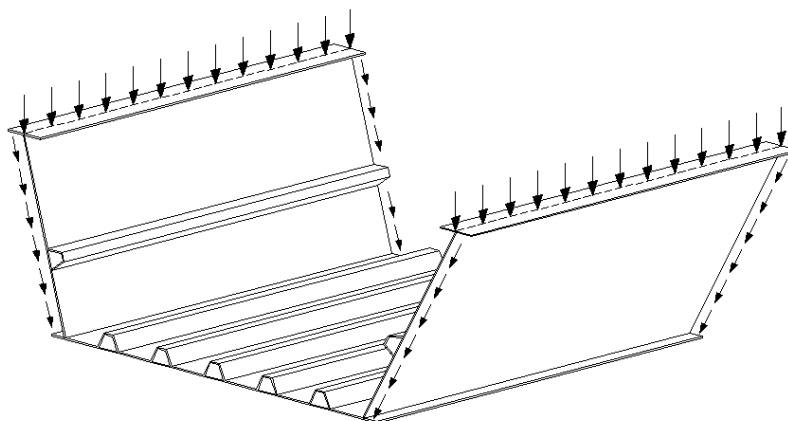


Рисунок 2 - Схема ортотропной плиты

2 Определение геометрических характеристик

2.1 Определение геометрических характеристик элемента 1

Расчет эффективных геометрических характеристик ортотропной плиты ведется согласно указаниям Пункта 4 СН РК EN 1993-1-5.



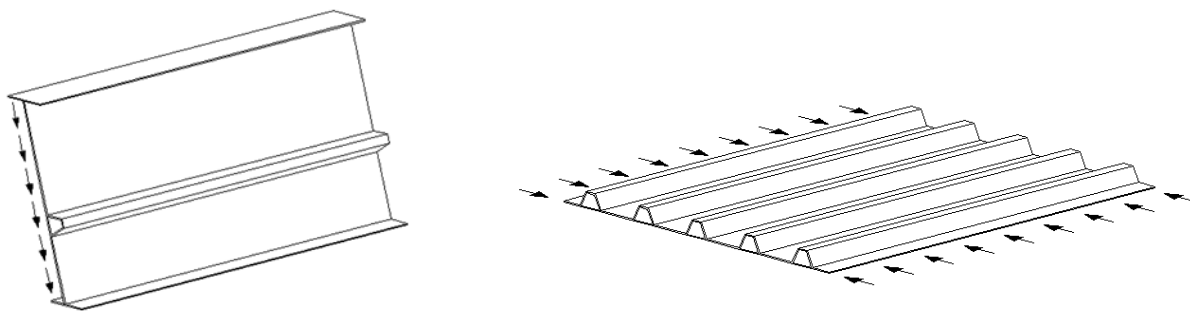


Рисунок 3 - Схема передачи нагрузки с верхней части на нижнюю часть коробчатого сечения балки

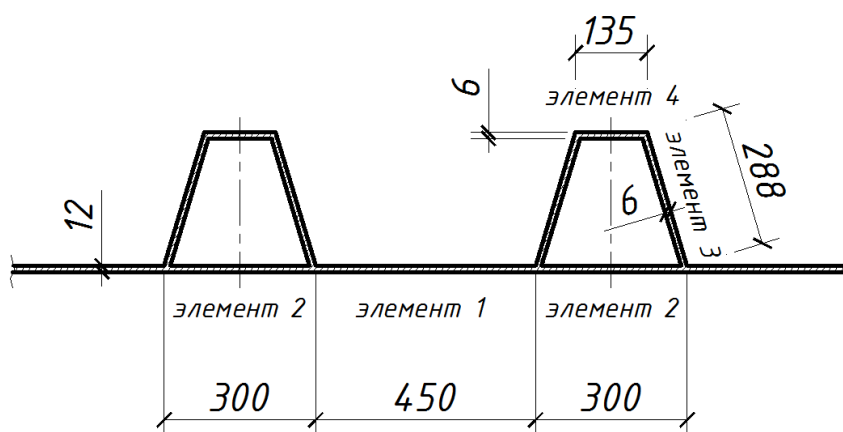


Рисунок 4 - Схема поперечного сечения элементов жесткости ортотропной плиты

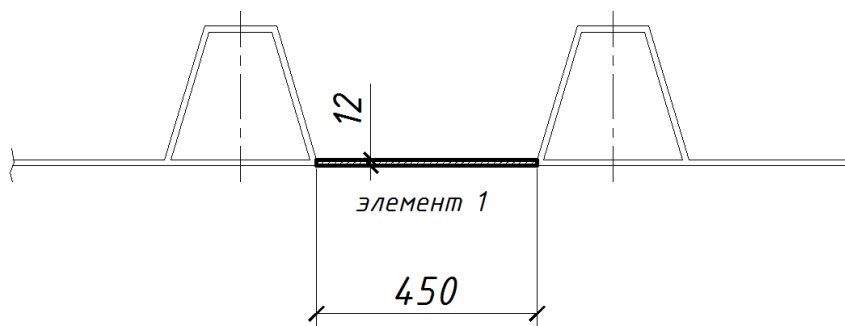


Рисунок 5 - Элемент 1 ортотропной плиты

Высота поперечного сечения элемента 1:

$$t_1 = 12 \text{ мм.}$$

Толщина поперечного сечения элемента 1:

$$b_1 = 450 \text{ мм.}$$

Площадь брутто поперечного сечения элемента 1:

$$A_{c1} = 12 \cdot 450 = 5400 \text{ мм}^2.$$

Коэффициент  $k_\sigma$ , учитывающий потерю устойчивости в зависимости от отношения напряжений  $\psi$  по краям пластины и условий их закрепления. Для длинных пластин значения коэффициента  $k_\sigma$  указаны в Таблице 4.1 СН РК EN1993-1-5.

При равномерном сжатии с двухсторонним закреплением по краям (то есть при  $\psi = 1$ ) по Таблице 4.1 СН РК EN1993-1-5:

$$k_\sigma = 4$$

Условная гибкость сжатой пластины с двухсторонним закреплением по краям определяется согласно указаниям Пункта 4.4(2) СН РК EN1993-1-5:

$$\bar{\lambda}_p = \frac{\bar{b}/t}{28,4 \varepsilon \sqrt{k_b}}$$

где  $\bar{b}$  и  $t$  - геометрические размеры поперечного сечения элемента;

$\varepsilon$  - коэффициент, зависящий от марки стали и определяемый по Таблице 5.1 СН РК EN 1991-1-1

или по формуле  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{t_y}}$ .

Значит, условная гибкость сжатого элемента 1 изготовленного из стали марки S355 равна:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,81$$

$$\bar{\lambda}_{p,1} = \frac{\bar{b}/t}{28,4 \varepsilon \sqrt{k_b}} = \frac{b_1/t_1}{28,4 \varepsilon \sqrt{k_b}} = \frac{450/12}{28,4 \cdot 0,81 \cdot \sqrt{4}} = 0,81$$

$$\bar{\lambda}_{p,1} = 0,81 \geq 0,673$$

Для определения понижающего коэффициента  $\rho_1$  условной гибкости  $\bar{\lambda}_{p,1} > 0,673$  и  $(3 + \psi) = 3 + 1 = 4 > 0$  использовать Формулу (4.2) СН РК EN1993-1-5 (для сжатой пластины с двухсторонним закреплением):

$$\rho_1 = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_3^2} \leq 1,0 \quad (4.2)$$

$$\rho_1 = \frac{\bar{\lambda}_{p,1} - 0,055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_{p,1}^2} = \frac{0,81 - 0,055 \cdot (3 + 1)}{0,81^2} = 0,89 < 1,0$$

Эффективная ширина сжатого элемента 1 определяется по Формуле из Таблицы 4.1 СН РК EN1993-1-5:

$$b_{eff} = p \bar{b}$$

$$b_{eff,1} = p_1 b_1 = 0,89 \cdot 450 = 405 \text{ мм}$$

Эффективная площадь сжатого элемента 1 определяется по Формуле (4.1) СН РК EN1993-1-5:

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

$$A_{c,eff,1} = p_1 \cdot A_{c1} = 0,89 \cdot 5400 = 4855 \text{ мм}^2$$

## 2.2 Определение геометрических характеристик элемента 2

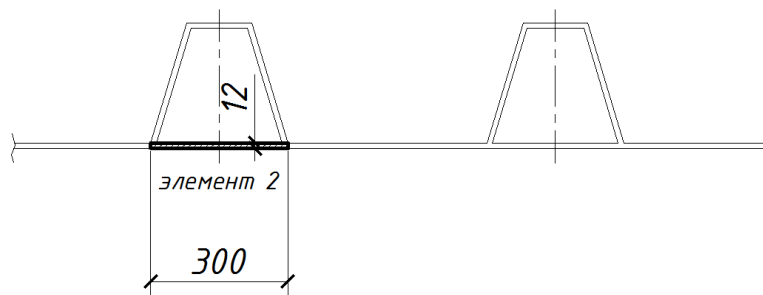


Рисунок 6 - Элемент 2 ортотропной плиты

Высота поперечного сечения элемента 2:

$$t_2 = 12 \text{ мм.}$$

Толщина поперечного сечения элемента 2:

$$b_2 = 300 \text{ мм.}$$

Площадь брутто поперечного сечения элемента 2:

$$A_{c,2} = 12 \cdot 300 = 3600 \text{ мм}^2.$$

Условная гибкость сжатого элемента 2:

$$\bar{\lambda}_{p,2} = \frac{\bar{b}/t}{28,4 \varepsilon \sqrt{k_b}} = \frac{b_2/t_2}{28,4 \varepsilon \sqrt{k_b}} = \frac{300/12}{28,4 \cdot 0,81 \cdot \sqrt{4}} = 0,541$$

Для определения понижающего коэффициента  $p_2$  условной гибкости сжатого элемента 2  $\bar{\lambda}_{p,2} = 0,541 < 0,673$  использовать Формулу (4.2) СН РК EN1993-1-5 (для сжатой пластины с двухсторонним закреплением):

$$p_2 = 1,0 \quad (4.2)$$

Эффективная ширина сжатого элемента 2:

$$b_{eff,2} = p_2 \cdot b_2 = 1,0 \cdot 300 = 300 \text{ мм.}$$

Эффективная площадь сжатого элемента 2:

$$A_{c,eff,2} = p_2 \cdot A_{c,2} = 1 \cdot 3600 = 3600 \text{ мм}^2.$$

### 2.3 Определение геометрических характеристик элемента 3

Высота поперечного сечения элемента 3:

$$t_3 = 6 \text{ мм}$$

Толщина поперечного сечения элемента 3:

$$b_3 = 288 \text{ мм.}$$

Площадь брутто поперечного сечения элемента 3:

$$A_{c,3} = 6 \cdot 288 = 1728 \text{ мм}^2.$$

Условная гибкость сжатого элемента 3:

$$\bar{\lambda}_{p,3} = \frac{\bar{b}/t}{28,4 \varepsilon \sqrt{k_b}} = \frac{b_3/t_3}{28,4 \varepsilon \sqrt{k_b}} = \frac{300/12}{28,4 \cdot 0,81 \cdot \sqrt{4}} = \frac{288/6}{28,4 \cdot 0,81 \cdot \sqrt{4}} = 1,038$$

Для определения понижающего коэффициента  $p_3$  условной гибкости сжатого элемента 3 при  $\bar{\lambda}_{p,3} = 1,038 > 0,673$  использовать Формулу (4.2) СН РК EN1993-1-5 (для сжатой пластины с двухсторонним закреплением):

$$\rho_3 = \frac{\bar{\lambda}_{p,3} - 0,055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_{p,3}^2} \quad (4.2)$$

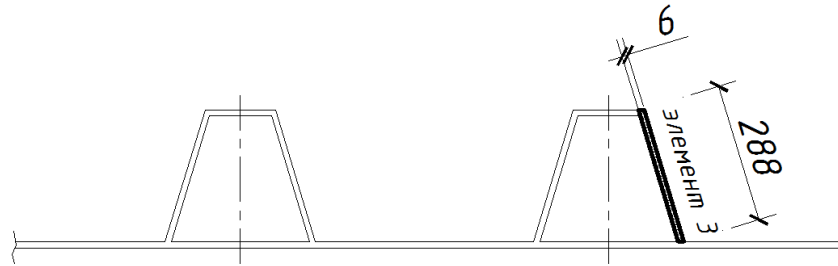


Рисунок 7 - Элемент 3 ортотропной плиты

Значит,

$$\rho_3 = \frac{\bar{\lambda}_{p,3} - 0,055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_{p,3}^2} = \frac{1,038 - 0,055(3 + 1)}{1,038^2} = 0,759$$

Эффективная ширина сжатого элемента 3:

$$b_{eff,3} = \rho_3 \cdot b_3 = 0,759 \cdot 288 = 219 \text{ мм}$$

Эффективная площадь сжатого элемента 3:

$$A_{c,eff,3} = \rho_3 \cdot A_{c,3} = 0,759 \cdot 1728 = 1312 \text{ мм}^2$$

2.4 Определение геометрических характеристик элемента 4

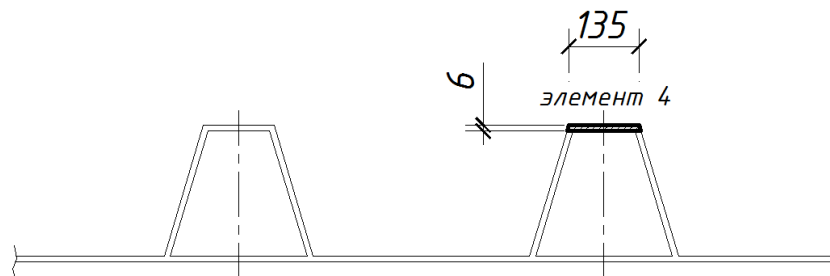


Рисунок 8 - Элемент 4 ортотропной плиты

Толщина поперечного сечения элемента 4:

$$b_4 = 135 \text{ мм.}$$

Площадь брутто поперечного сечения элемента 4:

$$A_{c,4} = 6 \cdot 135 = 810 \text{ мм}^2.$$

Условная гибкость сжатого элемента 4:

$$\bar{\lambda}_{p,4} = \frac{\bar{b}/t}{28,4 \varepsilon \sqrt{k_b}} = \frac{b_4/t_4}{28,4 \varepsilon \sqrt{k_b}} = \frac{135/6}{28,4 \cdot 0,81 \cdot \sqrt{4}} = 0,487$$

Для определения понижающего коэффициента  $\rho_4$  условной гибкости сжатого элемента 4  $\bar{\lambda}_{p,4} = 0,487 < 0,673$  использовать Формулу (4.2) СН РК EN1993-1-5 (для сжатой пластины с двухсторонним закреплением):

$$\rho_4 = 1,0.$$

Эффективная ширина сжатого элемента 4:

$$b_{eff,4} = \rho_4 \cdot b_4 = 1,0 \cdot 135 = 135 \text{ мм}$$

Эффективная площадь сжатого элемента 4:

$$A_{c,eff,4} = \rho_4 \cdot A_{c,4} = 1,0 \cdot 810 = 810 \text{ мм}^2$$

3 Определение эффективных геометрических характеристик ортотропной плиты

3.1 Оригинальное поперечное сечение ортотропной плиты

Площадь поперечного сечения:

$$A = 6 \cdot 450 \cdot 12 + 2 \cdot 5 \cdot 288 \cdot 6 + 5 \cdot 135 \cdot 6 = 71400 \text{ мм}^2$$

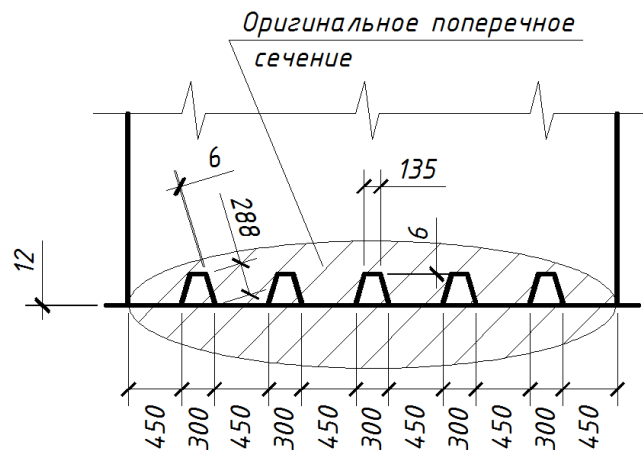


Рисунок 9 - Оригинальное поперечное сечение ортотропной плиты

3.2 Поперечное сечение брутто ортотропной плиты

Площадь поперечного сечения брутто согласно Рисунку 4.4 СН РК EN 1993-1-5:

$$A_c = 2 \cdot 225 \cdot 12 + 4 \cdot 450 \cdot 12 + 2 \cdot 5 \cdot 288 \cdot 6 + 5 \cdot 135 \cdot 6 = 66000 \text{ мм}^2$$

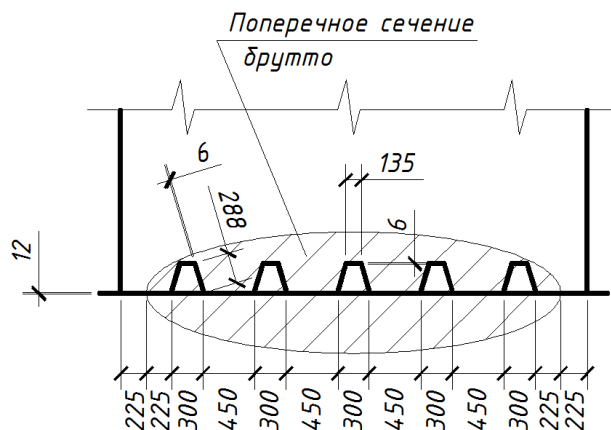


Рисунок 10 - Поперечное сечение брутто ортотропной плиты

Эффективная площадь сжатой зоны усиленной пластины (ортотропной плиты) согласно Рисунку 4.4 СН РК EN 1993-1-5:

$$A_{c,eff,loc} = A_{sl,eff} + \sum p_{loc} \cdot b_{c,loc} \cdot t \quad (4.6)$$

Сумма эффективных площадей всех продольных элементов жесткости:

$$A_{sl,eff} = (5b_{eff,4} \cdot t_4 + 10b_{eff,3} \cdot t_3)$$

$$A_{sl,eff} = (5 \cdot 135 \cdot 6 + 10 \cdot 219 \cdot 6) = 4050 + 13140 = 17190 \text{ мм}^2$$



Сумма эффективных площадей элементов ортотропной плиты:

$$\sum \rho_{loc} \cdot b_{c,loc} \cdot t = 5 \cdot \rho_1 \cdot b_1 \cdot t_1 + 5 \cdot \rho_2 \cdot b_2 \cdot t_2 = 5 \cdot b_{eff,1} \cdot t_1 + 5 \cdot b_{eff,2} \cdot t_2 \\ = 5 \cdot 405 \cdot 12 + 5 \cdot 300 \cdot 12 = 24300 + 18000 = 42300 \text{ мм}^2$$

Эффективная площадь сжатой зоны усиленной пластины (ортотропной плиты):

$$A_{c,eff,loc} = A_{sl,eff} + \sum \rho_{loc} \cdot b_{c,loc} \cdot t = 17190 + 42300 = 59490 \text{ мм}^2$$

Таким образом, при оригинальной площади поперечного сечения ортотропной плиты:

$$A = 71400 \text{ мм}^2,$$

при действии равномерного сжатия в работу вступает только площадь равная эффективной площади сжатой зоны ортотропной плиты:

$$A_{c,eff,loc} = 59490 \text{ мм}^2.$$

То есть, используется около  $(A/A_{c,eff,loc}) \cdot 100\% = (59490/71400) \cdot 100\% = 83\%$  площади оригинального поперечного сечения ортотропной плиты.

#### 4 Проверка устойчивости

##### 4.1 Работа по типу пластины

Методика расчета устойчивости пластин усиленных продольными элементами жесткости основано: работе по типу пластины и работе по типу сжатого стержня.

Определение условной гибкости эквивалентной пластины согласно Пункту 4.5.2(1) и Формуле (4.7) СН РК EN 1993-1-5:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\beta_{Ac} f_y}{\sigma_{cr,p}}} \quad (4.7)$$

где  $\beta_{Ac}$  - параметр, равный отношению  $A_{c,eff,loc}$  к  $A_c$ ;

$A_c$  - площадь сечения брутто сжатой зоны усиленной пластины (с элементами жесткости), без учета смежных пластин крайних участков отсеков (см. Рисунок 4.4 СН РК EN 1993-1-5);

$A_{c,eff,loc}$  - эффективная площадь сечения части пластины, принимая в расчет возможность потери устойчивости пластин отсеков и/или элементов жесткости;

$\sigma_{cr,p}$  - упругое критическое напряжение потери устойчивости эквивалентной пластины.

Площадь сечения брутто сжатой зоны усиленной пластины:

$$A_c = 2 \cdot 225 \cdot 12 + 4 \cdot 450 \cdot 12 + 2 \cdot 5 \cdot 288 \cdot 6 + 5 \cdot 135 \cdot 6 = 66000 \text{ мм}^2$$

Эффективная площадь сечения части пластины:

$$A_{c,eff,loc} = 59490 \text{ мм}^2$$

Значит, параметр  $\beta_{Ac}$  равен:

$$\beta_{Ac} = \frac{A_{c,eff,loc}}{A_c} = \frac{59490}{66000} = 0,90$$

Упругое критическое напряжение потери устойчивости эквивалентной пластины определяется рекомендациям Приложения А.1 СН РК EN 1993-1-5. Для эквивалентной ортотропной плиты (более 2 продольных элементов жесткости) по Формуле (А.1) СН РК EN 1993-1-5.

Пластина размерами  $a = 4000 \text{ мм}$  и  $b = 4200 \text{ мм}$ , толщиной  $t = 12 \text{ мм}$  усилена 5 элементами жесткости Л-образной формы (см. Рисунок 11).

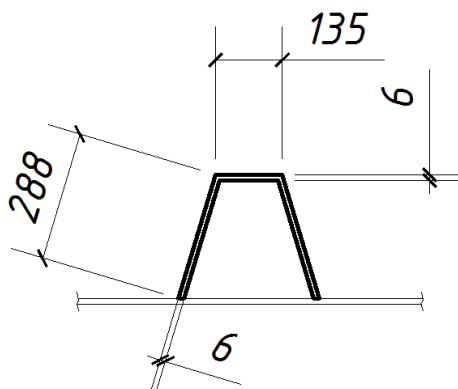


Рисунок 11 - Элемент жесткости Л-образной формы

Площадь поперечного сечения пластины с элементами жесткости:

$$A = 6 \cdot 450 \cdot 12 + 2 \cdot 5 \cdot 288 \cdot 6 + 5 \cdot 135 \cdot 6 = 71400 \text{ мм}^2$$

Площадь поперечного сечения брутто пластины:

$$A_p = b \cdot t = 4200 \cdot 12 = 50400 \text{ мм}^2$$

Площадь поперечного сечения 5 элементов жесткости:

$$\sum A_{sl} = 5(135 + 2 \cdot 288) \cdot 6 = 5 \cdot 4200 = 21000 \text{ мм}^2$$

Момент инерции поперечного сечения пластины с элементами жесткости:

$$I_z = 580,25 \cdot 10^6 \text{ мм}^4$$

Методика расчета пластин с элементами жесткости (эквивалентных ортотропных пластин) описана в Приложении А.1 СН РК EN 1993-1-5.

В данном примере количество элементов жесткости - 5 элементов. Это удовлетворяет требованию Пункта А.1(1) СН РК EN 1993-1-5, пластины с не менее чем тремя продольными элементами жесткости могут трактоваться как эквивалентные ортотропные пластины.

Расчет упругих критических напряжений потери устойчивости для эквивалентной ортотропной пластины ведется по Формуле (А.1) СН РК EN 1993-1-5:

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

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

$\sigma_E$  - упругое напряжение потери устойчивости для ортотропной плиты.

Коэффициент потери устойчивости  $k_{\sigma,p}$  определяется по Формуле (А.1) СН РК EN 1993-1-5 в зависимости от значения отношения момента инерции поперечного сечения пластины с элементами жесткости к моменту инерции поперечного сечения пластины без элементов жесткости (параметр  $\gamma$ ) и отношения размеров в плане пластины (параметр  $\alpha$ ).

Момент инерции сечения всего элемента  $I_{sl}$

$$I_{sl} = I_z = 580,25 \cdot 10^6 \text{ мм}^4$$

Момент инерции поперечного сечения изгибаемой пластины

$$I_p = \frac{bt^3}{12(1 - \nu^2)} = \frac{bt^2}{10,92} = \frac{4200 \cdot 12^3}{10,92} = 664,6 \cdot 10^3 \text{ мм}^4$$

Параметр  $\gamma$ :

$$\gamma = \frac{I_{sl}}{I_p} = \frac{580,25 \cdot 10^6}{664,6 \cdot 10^3} = 873$$

Параметр  $\alpha$ :

$$\alpha = \frac{a}{b} = \frac{4}{4,2} = 0,95 > 0,5$$

При значении  $\sqrt[4]{\gamma} = \sqrt[4]{873} = 5,44 > \alpha = 0,95$  для определения упругого напряжения потери устойчивости для ортотропной плиты используется Формула (А.2) СН РК EN 1993-1-5:

$$k_{\sigma p} = \frac{2((1 + \alpha^2)^2 + \gamma - 1)}{\alpha^2(\psi + 1)(1 + \sigma)} \quad (\text{А.2})$$

где  $\psi$  - величина изменения нормального напряжения по поперечному сечению, для равномерного сжатия  $\psi = 1$ ;

$\sigma$  - коэффициент, равный величине отношения площади поперечного сечения элементов жесткости к площади поперечного сечения пластины без элементов жесткости

Значит,

$$\sigma = \frac{\sum A_{sl}}{A_p} = \frac{21000}{50400} = 0,42$$

$$k_{\sigma p} = \frac{2((1 + \alpha^2)^2 + \gamma - 1)}{\alpha^2(\psi + 1)(1 + \sigma)} = \frac{2((1 + 0,95^2)^2 + 873 - 1)}{0,95^2(1 + 1)(1 + 0,42)} = 681,9$$

Упругое напряжение потери устойчивости для эквивалентной ортотропной пластины определяется по формуле из Пункта А.1(2) СН РК EN 1993-1-5:

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot t^2}{12(1 - \nu^2) \cdot b^2} = 190000 \left(\frac{t}{b}\right)^2$$

где  $t$  и  $b$  - геометрические размеры усиленной пластины.

Значит,

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot t^2}{12(1 - \nu^2) \cdot b^2} = 190000 \left(\frac{t}{b}\right)^2 = 190000 \left(\frac{12}{4200}\right)^2 = 1,543 \text{ Н/мм}^2$$

Критическое упругое напряжение потери устойчивости для эквивалентной ортотропной пластины равно:

$$\sigma_{cr,p} = k_{\sigma,p} \cdot \sigma_E = 681,9 \cdot 1,543 = 1052 \text{ Н/мм}^2$$

Таким образом, условная гибкость эквивалентной пластины равна:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\beta_{Ac} f_y}{\sigma_{cr,p}}} = \sqrt{\frac{0,9 \cdot 355}{1052}} = 0,55$$

Согласно Пункту 4.4(2) и по Формуле (4.2) СН РК EN 1993-1-5 при условной гибкости  $\bar{\lambda}_p = 0,55 < 0,673$  не требуется редуцировать (уменьшать) площадь поперечного сечения усиленной пластины.

#### 4.2 Работа пластины по типу сжатого стержня

Согласно указаниям Приложения А.1 выполнены расчеты геометрических характеристик элемента жесткости и смежных частей пластины.

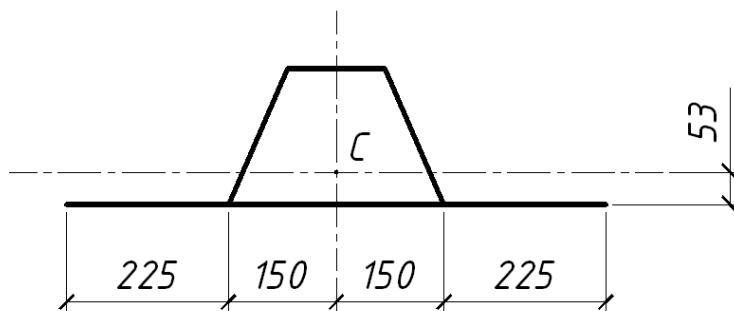


Рисунок 12 – Элемент жесткости и смежные части пластины

Площадь поперечного сечения брутто элемента жесткости и смежных частей пластины:

$$A_{sl,1} = 13,2 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2$$

Момент инерции поперечного сечения брутто элемента жесткости и смежных частей пластины:

$$I_{sl,1} = 113,17 \cdot 10^{-6} \text{ м}^4$$

Упругое критическое напряжение потери устойчивости элемента жесткости и смежных частей пластины  $\sigma_{cr,sl}$  определяется по Формуле (4.9) СН РК EN 1993-1-5:

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

Значит,

$$\sigma_{cr,sl} = \frac{\pi^2 E I_{sl,1}}{A_{sl,1} a^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 10^6 \cdot 113,17 \cdot 10^{-6}}{13,2 \cdot 10^{-3} \cdot 4^2} = 1,110 \cdot 10^9 \text{ Н/м}^2 = 1110 \text{ Н/мм}^2$$

Согласно примечанию Пункта 4.5.3(3) СН РК EN 1993-1-5 упругое критическое напряжение потери устойчивости по типу сжатого стержня  $\sigma_{cr,c}$  можно определить по формуле:

$$\sigma_{cr,c} = \frac{b_c}{b_{sl,1}} \sigma_{cr,sl}$$

По аналогии с Рисунком А.1 СН РК EN 1993-1-5:

$$b_c = b_{sl,1} (\psi = 1)$$

Значит,

$$\sigma_{cr,c} = \sigma_{cr,sl} = 1110 \text{ Н/мм}^2$$

Условная гибкость пластин с элементами жесткости  $\bar{\lambda}_c$  как для сжатого стержня определяют по Формуле (4.11) СН РК EN 1993-1-5:

$$\bar{\lambda}_c = \sqrt{\frac{\beta_{A,c} f_y}{\sigma_{cr,c}}} \quad (4.11)$$

где  $\beta_{A,c}$  - отношение  $A_{sl,1}$  к  $A_{sl,1,eff}$ ;

$A_{sl,1}$  - площадь поперечного сечения брутто элемента жесткости и смежных частей пластины;

$A_{sl,1,eff}$  - эффективная площадь сечения элемента жесткости и граничащих полос листа с учетом потери устойчивости.

Значит,

$$A_{sl,1} = 13,2 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2 = 13200 \text{ мм}^2$$

$$A_{sl,1,eff} = 4855 + 3600 + 1312 + 810 = 10577 \text{ мм}^2$$

$$\bar{\lambda}_c = \sqrt{\frac{\beta_{A,c} f_y}{\sigma_{cr,c}}} = \sqrt{\frac{A_{sl,1,eff} \cdot f_y}{A_{sl,1} \cdot \sigma_{cr,c}}} = \sqrt{\frac{10577 \cdot 355}{13200 \cdot 1110}} = 0,51$$

Понижающий коэффициент  $\chi_c$  определяется согласно Пункту 6.3.1.2 СН РК EN 1993-1-1 по формуле:

$$\chi_c = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_c^2}}$$

Радиус инерции:

$$i = \sqrt{\frac{I_{sl,1}}{A_{sl,1}}} = \sqrt{\frac{113,17 \cdot 10^{-6}}{13,2 \cdot 10^{-3}}} = 92,6 \cdot 10^{-3} \text{ м}$$

Расстояние  $e$  (большее из расстояний от соответствующего центра тяжести пластины до центра тяжести одностороннего ребра жесткости (или ребер, расположенных с двух сторон) или до нейтральной оси эффективного условного стержня (см. Рисунок А.1)):

$$e = \max[114; 53] = 114 \text{ мм}$$

Параметр  $\alpha$  (для замкнутых сечений элементов жесткости):

$$\alpha = 0,34$$

Параметр  $\alpha_e$ :

$$\alpha_e = \alpha + \frac{0,09}{i/e} = 0,34 + \frac{0,09}{92,6/114} = 0,451$$

Параметр  $\Phi$ :

$$\begin{aligned} \Phi &= 0,5[1,0 + \alpha_e(\bar{\lambda}_c - 0,2) + \bar{\lambda}_c^2] \\ \Phi &= 0,5[1,0 + 0,451(0,535 - 0,2) + 0,535^2] = 0,72 \end{aligned}$$

Значит, понижающий коэффициент  $\chi_c$  равен:

$$\chi_c = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_c^2}} = \frac{1}{0,72 + \sqrt{0,72^2 - 0,51^2}} = 0,81$$

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

Параметр  $\xi$ :

$$\xi = \frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,c}} - 1 = \left(\frac{1052}{1100}\right)^2 - 1 = -0,085;$$

но по условиям Пункта 4.5.4(1) СН РК EN 1993-1-5:

$$\xi = 0.$$

Окончательно понижающий коэффициент  $\rho_c$  определяется с учетом  $\chi_c$  и  $\rho$  по формуле:

$$\rho_c = (\rho - \chi_c) \cdot \xi \cdot (2 - \xi) + \chi_c = (1,00 - 0,81) \cdot 0 \cdot (2 - 0) + 0,81 = 0,81$$

Эффективная площадь сжатой зоны усиленной пластины определяется по Формуле (4.5) СН РК EN 1993-1-5:

$$A_{c,eff} = \rho_c \cdot A_{c,eff,loc} + \sum b_{edgs,eff} \cdot t \quad (4.5)$$

Значит,

$$A_{c,eff} = \rho_c \cdot A_{c,eff,loc} + \sum b_{edgs,eff} \cdot t = 0,81 \cdot 59000 + 0,89 \cdot 450 \cdot 12 = 52600 \text{ мм}^2$$

## 4.4 Проверка устойчивости

Проверка устойчивости пластины с продольными элементами жесткости определяется согласно Пункту 4.6 по Формуле (4.14) СН РК EN 1993-1-5:

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

При отсутствии кручения и центральном сжатии Формула (4.14) СН РК EN 1993-1-5 имеет следующий вид:

$$\eta_1 = \frac{N_{Ed}}{\frac{f_y A_{eff}}{\gamma_{Mo}}} = \frac{\sigma_{Ed} A}{\frac{f_y A_{eff}}{\gamma_{Mo}}} = \frac{220 \cdot 71400}{\frac{355 \cdot 52600}{1,0}} = 0,84$$

Значит,

$$\eta_1 = 0,84 < 1,0$$

Условие устойчивости выполняется.

## 5 НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ НА СРЕЗ

## 5.1 Общие положения

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

1) панели пластин должны быть прямоугольными или с ограничением угла панели согласно 2.3;

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

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

4) элементы конструкции имеют постоянное поперечное сечение.

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

элементами жесткости с отношением  $h_w/t > \frac{31}{\eta} \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau}$  должна производиться проверка

несущей способности на срез и на опорах должны быть предусмотрены поперечные

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

ПРИМЕЧАНИЕ 1  $h_w$  указано на Рисунке 5.1, а  $k_\tau$  — в 5.3(3).

ПРИМЕЧАНИЕ 2  $\eta$  устанавливается в Национальном Приложении. Значение  $\eta = 1,20$  рекомендуется для сортов стали до S460. Для более высоких сортов стали рекомендуется применять  $\eta = 1,0$ .

## 5.2 Расчет несущей способности

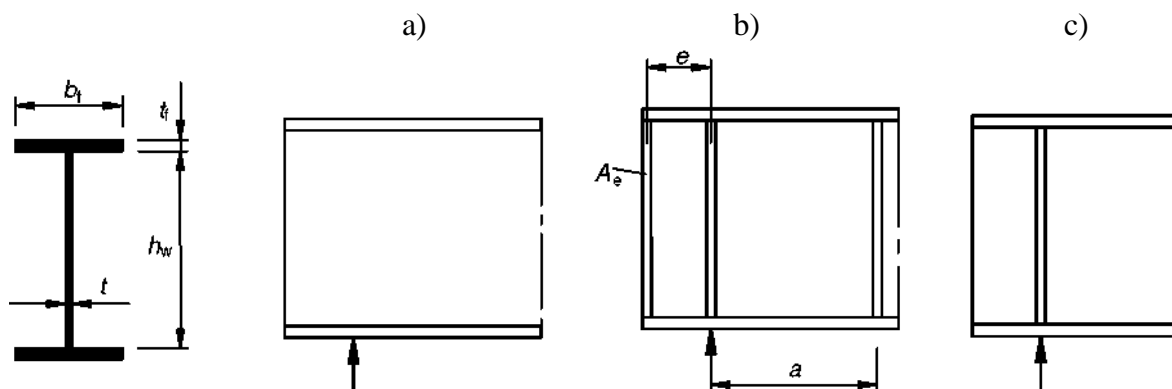
5.2.1 Для стенок без элементов жесткости и с элементами жесткости расчетное значение несущей способности на срез определяется по формуле

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

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

Составляющая несущей способности  $V_{bf,Rd}$  поясов определяется согласно 5.4.

5.2.2 Элементы жесткости должны соответствовать требованиям 9.3, сварные швы следует выполнять согласно 9.3.5.



Параметры  
поперечного  
сечения

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

**Рисунок 5.1 — Конструктивные решения опорных частей балок:**

## 5.3 Несущая способность стенки

5.3.1 В стенках с поперечными элементами жесткости только на опорах и для стенок с промежуточными поперечными и продольными элементами жесткости или при их одновременной установке при определении несущей способности коэффициент  $\chi_w$ , учитывающий потерю устойчивости стенки при работе на срез, должен определяться согласно Таблице 5.1 или Рисунку 5.2.

**Таблица 5.1 — Коэффициент  $\chi_w$  при определении несущей способности стенки на срез при потере устойчивости**

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

ПРИМЕЧАНИЕ См. в СН РК EN 1993-1-1 (см. Пункт 6.2.6, стр. 44-46).

5.3.2 На Рисунке 5.1 показаны различные конструктивные решения опорных частей балок:

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

5.3.3 Условная гибкость стенки  $\bar{\lambda}_w$ , приведенная в Таблице 5.1 и на Рисунке 5.2, должна определяться по формуле

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

где

$$\tau_{cr} = k_\tau \sigma_E. \quad (5.4)$$

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Значения  $\sigma_E$  и  $k_\tau$  определяются по Приложению А.

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

- 1) у опор только с поперечными элементами жесткости

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

- 2) у опор с поперечными элементами жесткости и промежуточными поперечными или продольными элементами жесткости или с теми и другими при их одновременной установке

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

где  $k_\tau$  — наименьшее значение коэффициента, учитывающего потерю устойчивости стенки панели при работе на срез.

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



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

ПРИМЕЧАНИЕ 5 При гибких поперечных элементах жесткости наименьшее значение  $k_\tau$  допускается определять при расчетах потери устойчивости следующим образом:

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

Указания по определению  $k_\tau$  даны в Приложении А (подпункт А.3).

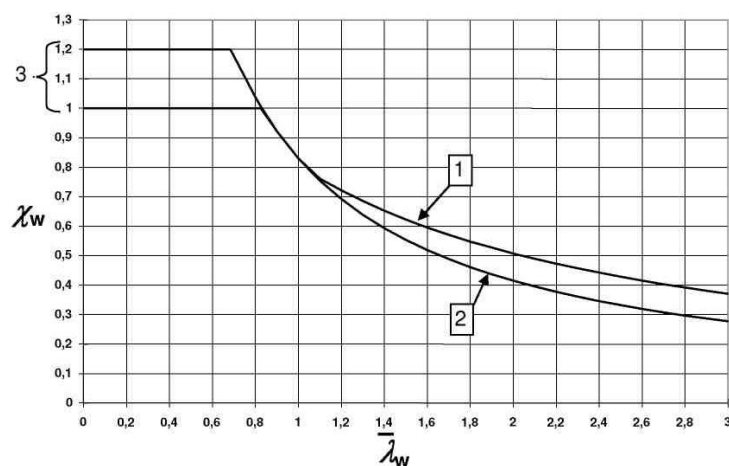
5.3.4 При определении  $k_\tau$  момент инерции площади продольного элемента жесткости должен быть уменьшен на 1/3 его действительного значения. В формуле для определения  $k_\tau$  принимается это снижение согласно А.3 (Приложение А).

5.3.5 Для стенок с продольными элементами жесткости условная гибкость  $\bar{\lambda}_w$  в (3) должна приниматься не менее:

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

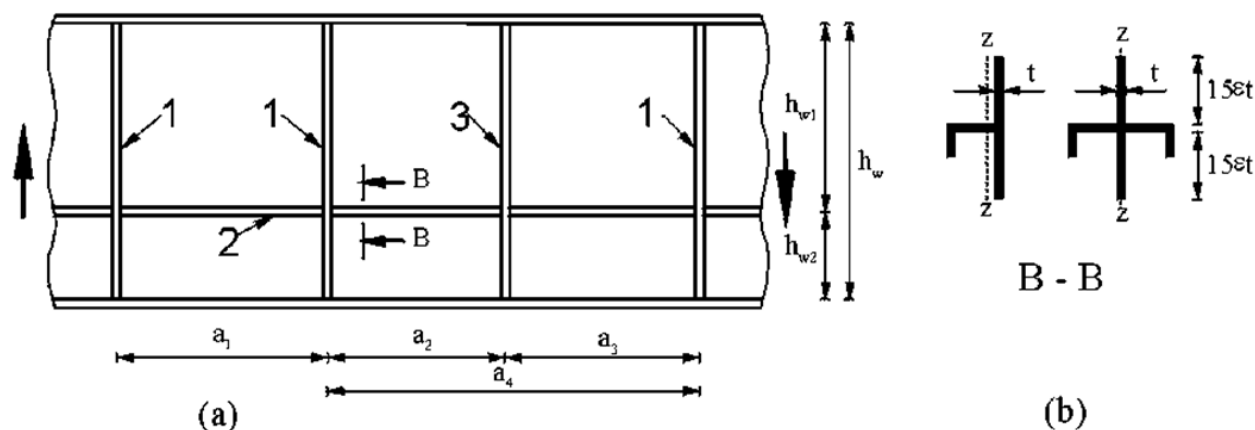
В этом случае  $h_{wi}$  и  $k_{\tau i}$  относятся к отсеку с наибольшей условной гибкостью  $\bar{\lambda}_w$  при рассмотрении стенки панели всех отсеков.

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



1 — жесткая опорная часть; 2 — гибкая опорная часть; 3 — зона рекомендуемых значений для  $\eta$

Рисунок 5.2 — Параметр  $\chi_w$  потери устойчивости при срезе



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

Рисунок 5.3 — Стенка с поперечными и продольными элементами жесткости

#### 5.4 Несущая способность поясов

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

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

где  $b_f$  и  $t_f$  — принимается для пояса, который обеспечивает наименьшую осевую прочность;

$b_f$  — принимается не более  $15 \epsilon t_f$  от каждой стороны стенки;

$M_{f,Rd} = \frac{M_{f,k}}{\gamma_{M0}}$  — расчетное значение несущей способности поперечного сечения поясов по изгибающему моменту при учете только эффективных площадей поясов;

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

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

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

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

## 5.5 Проверка прочности

Проверку прочности проводят по формуле

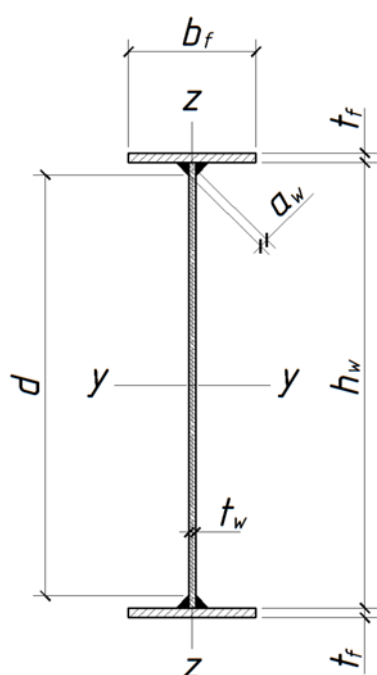
$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.10)$$

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

### ПРИМЕР 3 Расчет определения несущей способности металлической неразрезной трех пролетной балки по поперечной силе

Исходные данные: определить несущую способность металлической неразрезной трех пролетной балки по поперечной силе. Балка сварная из стали марки S 355 с номинальным пределом текучести  $f_y = 355 \text{ Н/мм}^2$ .

Балка испытывает максимальную поперечную силу:  $V_{Ed} = 761 \text{ кН}$ .



- высота стенки  $h_w = 1400 \text{ мм}$

- толщина стенки  $t_w = 10 \text{ мм}$

- ширина полки  $b_f = 400 \text{ мм}$

- толщина полки  $t_f = 25 \text{ мм}$

- чистая высота стенки (с вычетом сварного шва):

$$d = h_w - 2a_w\sqrt{2} = 1388,7 \text{ мм}$$

- площадь поперечного сечения  $A = 34000 \text{ мм}^2$

- момент инерции  $I_y = 1,244 \cdot 10^{10} \text{ мм}^4$

Рисунок 1- Геометрические характеристики

### 2 Определение внутренних усилий

Поперечная сила на внутренней опоре:

$$V_{Ed} = 761 \text{ кН}$$

### 3 Определение несущей способности на срез

#### 3.1 Условие для проверки

Согласно Пункту 5.1(2) СН РК EN 1993-1-8, для пластин без элементов жесткости с отношением  $\frac{h_w}{t} > \frac{72}{\eta} \varepsilon$  должна проводиться проверка несущей способности на срез и на опорах должны быть предусмотрены поперечные элементы жесткости.

Условие, при котором должен выполняться расчет несущей способности на срез:

$$\frac{h_w}{t} > \frac{72}{\eta} \varepsilon$$

где  $h_w$  - высота стенки, для сварных сечений с учетом шва, равная:

$$d = h_w - 2a\sqrt{2} = 1400 - 2 \cdot 4\sqrt{2} = 1388 \text{ мм};$$

$t$  - толщина стенки, равная:

$$t_w = 10 \text{ мм};$$

$\eta$  - коэффициент, равный для марок стали до S 460:

$$\eta = 1,2;$$

$\varepsilon$  - коэффициент, зависящий от марки стали, определяемый по формуле:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,81$$

Таким образом, условие прочности:

$$\begin{aligned} \frac{h_w}{t} &= \frac{1388}{10} = 138,8 \\ \frac{72}{1,2} \cdot 0,81 &= 48,6 \\ 138,8 &> 48,6 \end{aligned}$$

Следовательно, проверка несущей способности на срез необходима.

### 3.2 Расчет несущей способности на срез

Проверка прочности на срез балки ведется в соответствии с Пунктом 5.2 (1) СН РК EN 1993-1-5, для стенок без элементов жесткости и с элементами жесткости расчетное значение несущей способности на срез определяется по Формуле (5.1) СН РК EN 1993-1-5:

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

где  $\eta$  - коэффициент, равный для марок стали до S 460:

$$\eta = 1,2;$$

$f_{y,w}$  - номинальный предел текучести стали, из которой изготовлена стенка балки, равный для марки стали S 355:

$$f_y = 355 \text{ Н/мм}^2;$$

$d$  - высота стенки, для сварных сечений балок с учетом сварного шва, равная:

$$d = 1388 \text{ мм};$$

$t$  - толщина стенки сварной балки, равная:

$$t_w = 10 \text{ мм};$$

$\gamma_{M1}$  - частный коэффициент безопасности, равный по НП.2.13 СН РК EN 1993-1-1:

$$\gamma_{M1} = 1,0;$$

$V_{bf,Rd}$  - составляющая несущей способности полки балки на срез, так как в данном примере балка не имеет поперечных ребер жесткости, то она может не учитываться, то есть:

$$V_{bf,Rd} = 0;$$

$V_{bw,Rd}$  - составляющая несущей способности стенки балки, определяемая по Формуле (5.2) СН РК EN 1993-1-5:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} \quad (5.2)$$

где  $\chi_w$  - понижающий коэффициент, учитывающий потерю устойчивости стенки при работе на срез, определяется по Таблице 5.1 или Рисунку 5.2 СН РК EN 1993-1-5. Коэффициент  $\chi_w$  зависит от значения условной гибкости  $\bar{\lambda}_w$ .

Условная гибкость стенки  $\bar{\lambda}_w$  при гибкой опорной части, определяемая по Формуле (5.5) СН РК EN 1993-1-5:

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

Значит,

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{86,4 \cdot t \cdot \varepsilon} = \frac{1388}{86,4 \cdot 10 \cdot 0,81} = 1,975 \rightarrow \chi_w = 0,42$$

Таким образом, расчетная несущая способность балки на срез равна:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} + 0 = \frac{0,42 \cdot 355 \cdot 1388 \cdot 10}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 1100 \text{ кН}$$

Однако, согласно Формуле (5.1) СН РК EN 1993-1-5, расчетная несущая способность стенки не должна превышать значения:

$$\frac{\eta \cdot f_{yw} \cdot d \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = \frac{1,2 \cdot 355 \cdot 1388 \cdot 10}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 3100 \text{ кН}$$

Значит,

$$V_{b,Rd} = 1100 \text{ кН} < \frac{\eta \cdot f_{yw} \cdot d \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = 3100 \text{ кН}$$

Условие выполняется.

Проверка прочности на срез ведется по указаниям Пункта 5.5(1) и Формулы (5.10) СН РК EN 1993-1-5:

$$\eta_3 = \frac{V_{ed}}{V_{b,Rd}} \quad (5.10)$$

где  $V_{ed}$  - расчетное значение поперечной силы, равное:

$$V_{ed} = 761 \text{ кН};$$

$V_{b,Rd}$  - расчетное значение несущей способности балки на срез, равное:

$$V_{b,Rd} = 1100 \text{ кН.}$$

Значит,

$$\eta_3 = \frac{761}{1100} = 0,70 < 1,0$$

Условие прочности выполняется.

## 6 НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ СТЕНКИ ПРИ ЛОКАЛЬНЫХ НАГРУЗКАХ

### 6.1 Общие положения

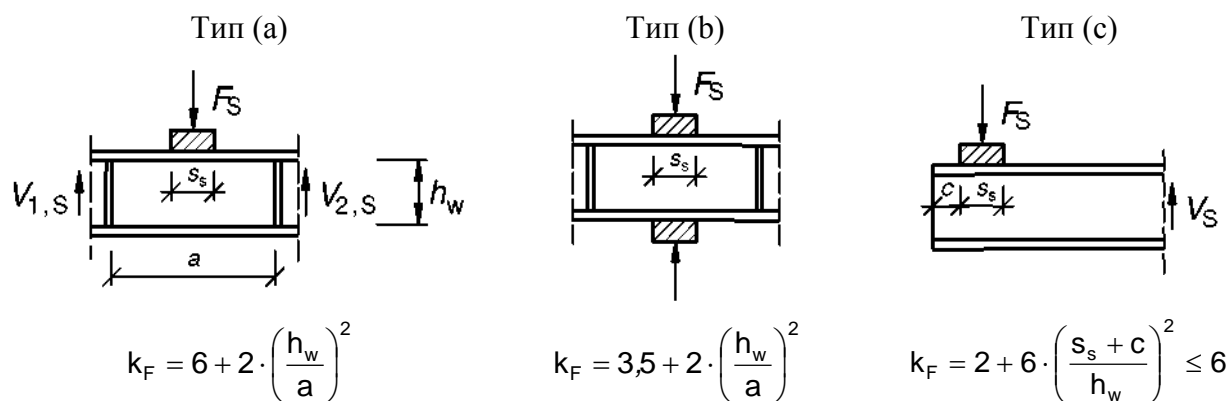
6.1.1 Расчет несущей способности стенки прокатных и сварных балок должен выполняться согласно 6.2 при условии, что сжатый пояс раскреплен от бокового смещения.

6.1.2 Применяют следующие типы приложения нагрузки:

- 1) с передачей локальных сил на стенку через опорный лист пояса (см. Рисунок 6.1, (a));
- 2) с передачей сил на стенку через один и другой опорные листы поясов (см. Рисунок 6.1, (b));
- 3) через опорный лист на опоре без элементов жесткости (см. Рисунок 6.1, (c)).

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

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



**Рисунок 6.1 - Коэффициенты потери устойчивости для различных типов приложения нагрузки**

### 6.2 Расчет несущей способности

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

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

где  $t_w$  — толщина стенки;

$f_{yw}$  — предел текучести материала стенки;

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

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

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

$\chi_F$  — понижающий коэффициент, учитывающий местную потерю устойчивости стенки по 6.4(1).

### 6.3 Длина распределения нагрузки на пояс

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

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

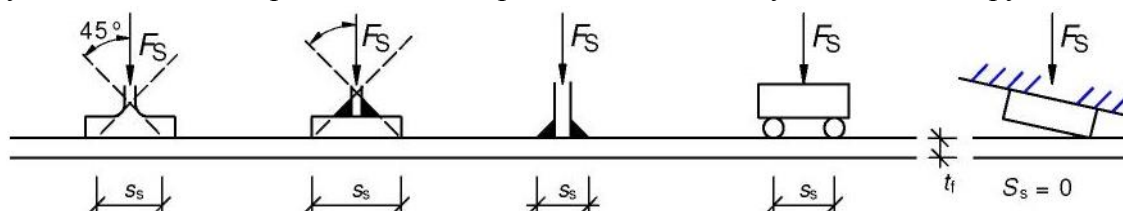


Рисунок 6.2 — Длина распределения нагрузки на пояс

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

### 6.4 Понижающий коэффициент $\chi_F$ для эффективной длины при определении несущей способности

6.4.1 Понижающий коэффициент  $\chi_F$  определяется по формуле

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

где

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

здесь

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

6.4.2 Коэффициент  $k_F$  для стенок без продольных элементов жесткости определяют согласно Рисунку 6.1.

ПРИМЕЧАНИЕ В Национальном Приложении допускается устанавливать требования по определению  $k_F$  для стенок с продольными элементами жесткости. Рекомендуются следующие правила: для стенок с продольными элементами жесткости значение  $k_F$  допускается определять по формуле

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

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

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

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

Формула (6.6) справедлива для  $0,05 \leq \frac{b_1}{a} \leq 0,3$  и  $\frac{b_1}{h_w} \leq 0,3$  и приложения нагрузки по типу (а) согласно Рисунку 6.1.

6.4.3  $\ell_y$  определяют согласно 6.5.

## 6.5 Эффективная длина приложения нагрузки на стенку

6.5.1 Эффективная длина приложения нагрузки на стенку  $\ell_y$  рассчитывается с применением безразмерных параметров  $m_1$  и  $m_2$ :

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

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

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

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

6.5.2 Для случаев типа (а) и (б) на Рисунке 6.1  $\ell_y$  определяют по формуле

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

где  $a$  — расстояние между поперечными элементами жесткости.

6.5.3 Для случая типа (с)  $\ell_y$  определяют как наименьшее значение, определенное по Формулам (6.11), (6.12):



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

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

где

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

## 6.6 Проверка несущей способности

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

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

где  $F_{Ed}$  — расчетное значение локальной нагрузки;

$L_{eff}$  — эффективная длина при определении несущей способности стенки по локальным нагрузкам в соответствии с 6.2(1);

$t_w$  — толщина листа.

**ПРИМЕР 4 Расчет по определению несущей способности стенки при локальной нагрузке.**

Исходные данные: определить несущую способность стенки при локальной нагрузке на металлическую балку.

Балка выполнена из прокатного профиля IPE 550. Длина пролета балки - 6500 мм. Конструкция раскреплена от потери устойчивости по всей длине. Кроме локальной нагрузки  $F_{sd,1} = 125 \text{ кН}$  на балку действует равномерно распределенная нагрузка  $f_{Ed} = 63,7 \text{ кН/м}$  (см. Рисунок 1). Балка выполнена из стали марки S275 с номинальным пределом текучести  $f_y = 275 \text{ Н/мм}^2$ .

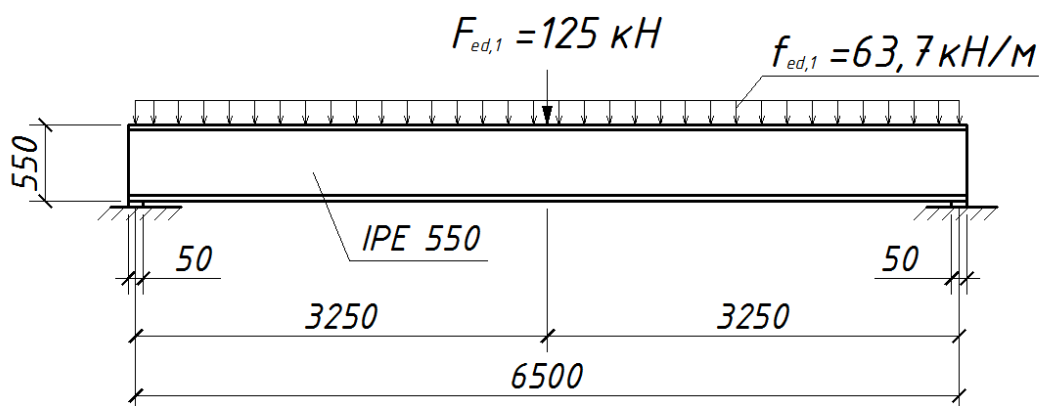
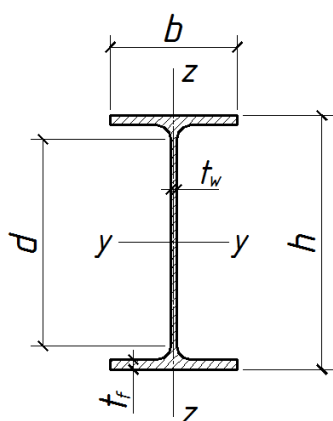


Рисунок 1 – Схема нагружения балки



высота двутавра  $h = 550$  мм

ширина двутавра  $b = 210$  мм

высота стенки  $d = 467,6$  мм

толщина стенки  $t_w = 11,1$  мм

толщина полки  $t_f = 17,2$  мм

площадь поперечного сечения  $A = 13440$  мм<sup>2</sup>

момент сопротивления сечения  $W_{pl} = 2787000$  мм<sup>3</sup>

Рисунок 2 – Геометрические характеристики

## 2 Определение внутренних усилий

Максимальный расчетный действующий изгибающий момент (в середине балки):

$$M_{ed} = \frac{f_{ed} \cdot L^2}{8} + \frac{F_{ed} \cdot L}{4} = \frac{63,7 \cdot 6,5^2}{8} + \frac{125 \cdot 6,5}{4} = 539,5 \text{ кНм}$$

Максимальная расчетная действующая поперечная сила (на опорах):

$$V_{ed} = \frac{f_{ed} \cdot L}{2} + \frac{F_{ed}}{2} = \frac{63,7 \cdot 6,5}{2} + \frac{125}{2} = 269,5 \text{ кН}$$

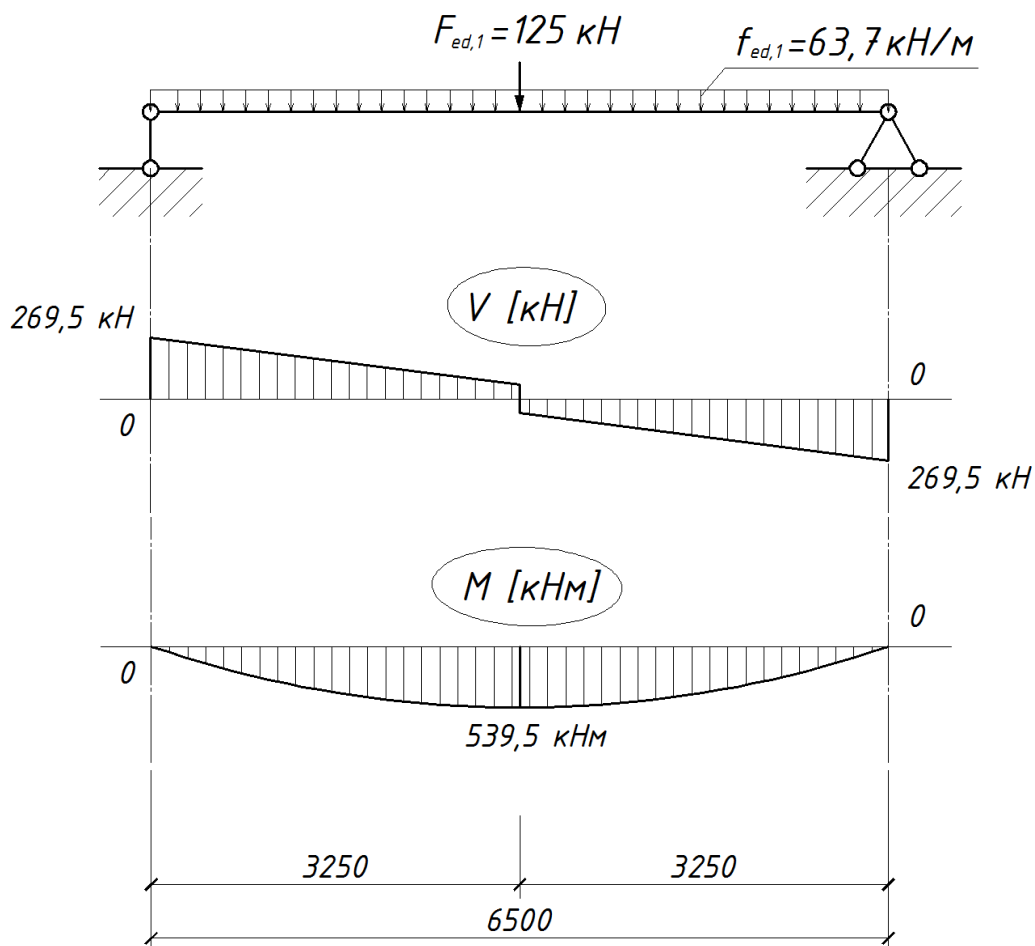


Рисунок 3 – Эпюры внутренних усилий

## 3 Проверка несущей способности стенки при локальных нагрузках

Условие прочности при действии локальной силы на пояс двутавра по Формуле (6.14) СН РК EN 1993-1-5:

$$\eta_2 = \frac{F_{ed}}{f_{yw} \cdot L_{eff} \cdot t_w / \gamma_{M1}} \quad (6.14)$$

где  $\gamma_{M1}$  – частный коэффициент безопасности, равный по НП.2.13 СН РК EN 1993-1-1:

$$\gamma_{M1} = 1,0;$$

$L_{eff}$  – эффективная длина при определении несущей способности стенки при действии поперечных локальных сил, которая определяется по Формуле (6.2) СН РК EN 1993-1-5;

$t_w$  – толщина стенки, равная для двутавра IPE 550:

$$t_w = 11,1 \text{ мм};$$

$F_{ed}$  – действующая локальная сила.

Проверка несущей способности будет выполняться для нижнего пояса двутавра (на опорах балки), где действует максимальная сосредоточенная сила (опорная реакция) на участке длиной 50 мм:

$$F_{ed} = V_{ed} = 269,5 \text{ кН}.$$

Тип приложения нагрузки – через опорный лист на опоре без элементов жесткости (см. Пункт 6.1(2)с СН РК EN 1993-1-5).

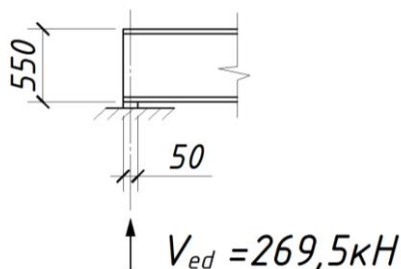
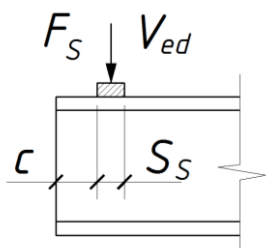


Рисунок 4 – Схема приложения локальной нагрузки на пояс двутавра

Согласно Рисунку 6.1 СН РК EN 1993-1-5, определяется коэффициент потери устойчивости для приложения нагрузки по типу (с).



$$k_F = 2 + 6 \left( \frac{S_c + c}{h_w} \right)^2 \leq 6$$

Рисунок 5 – Коэффициент потери устойчивости для приложения нагрузки по типу (с) (см. Рисунок 6.1 СН РК EN 1993-1-5)

Длина распределения нагрузки на пояс балки (см. Рисунок 6.2 СН РК EN 1993-1-5):

$$s_s = 50 \text{ мм}$$

Так как длина  $s_s = 50 \text{ мм} < h_w = 467,6 \text{ мм}$ , то условие Пункта 6.3 (1) СН РК EN 1993-1-5 выполняется.

Расстояние от участка, где действует локальная нагрузка до края балки (см. Рисунок 6.1 СН РК EN 1993-1-5):

$$c = 0$$

Коэффициент потери устойчивости (см. Рисунок 6.1 СН РК EN 1993-1-5):

$$k_F = 2 + 6 \left( \frac{s_s + c}{h_w} \right)^2 \leq 6$$

Значит,

$$k_F = 2 + 6 \left( \frac{50 + 0}{467,6} \right)^2 = 2,60 < 6$$

Условие выполняется.

Эффективная длина  $l_y$  приложения нагрузки на стену согласно Пункту 6.5(3) СН РК EN 1993-1-5, для случая типа (с) определяют как наименьшее значение, определенное по Формулам (6.11) и (6.12) СН РК EN 1993-1-5:

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

$$l_y = l_s + t_f \sqrt{m_1 + m_2} \quad (6.12)$$

где

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

Длина  $l_s$  по Формуле (6.13) СН РК EN 1993-1-5 определяется минимальным значением из двух величин. То есть:

$$l_s = \min \left[ \frac{k_F E t_w^2}{2 f_{yw} \cdot h_w}; s_s + c \right]$$

Если,

$$\frac{k_F E t_w^2}{2 f_{yw} \cdot h_w} = \frac{2,6 \cdot 210000 \cdot 10,1^2}{2 \cdot 275 \cdot 467,6} = 201,77 \text{ мм}$$

$$s_s + c = 50 + 0 = 50 \text{ мм}$$

Таким образом,

$$l_s = \min[201,77; 50] = 50 \text{ мм}$$

Эффективная длина приложения нагрузки на стенку двутавра по Формуле (6.11) и (6.12) СН РК EN 1993-1-5 зависит от значения параметров  $m_1$  и  $m_2$ .

Определение параметра  $m_1$  по Формуле (6.8) СН РК EN 1993-1-5:

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

Значит,

$$m_1 = \frac{275 \cdot 210}{275 \cdot 11,1} = 20,72$$

Определение параметра  $m_2$  по Формуле (6.9) СН РК EN 1993-1-5 зависит от значения условной гибкости стенки  $\bar{\lambda}_F$ :

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

$$m_2 = 0, \quad \text{для } \bar{\lambda}_F \leq 0,5 \quad (6.9)$$

В данном примере определение параметра  $m_2$  основано на методе подбора.

а) вариант 1.

Если  $m_2 = 0$ , то значение эффективной длины приложения нагрузки на стенку двутавра по Формуле (6.11) СН РК EN 1993-1-5:

$$l_y = l_c + t_f \sqrt{\frac{m_1}{2} + \left( \frac{l_c}{2} \right)^2} + m_2 = 50 + 17,2 \sqrt{\frac{20,72}{2} + \left( \frac{50}{17,2} \right)^2} + 0 = 120,87 \text{ мм}$$

Значение эффективной длины приложения нагрузки на стенку двутавра по Формуле (6.12) СН РК EN 1993-1-5:

$$l_y = l_s + t_f \sqrt{m_1 + m_2} = 50 + (17,2 \sqrt{20,72 + 0}) = 223,21 \text{ мм}$$

Согласно Пункту 6.5(3) СН РК EN 1993-1-5, эффективная длина приложения нагрузки на стенку двутавра определяется минимальным значением из результатов, полученных по Формулам (6.11) и (6.12) СН РК EN 1993-1-5.

Следовательно:

$$l_y = \min(120,87; 121,00) = 120,87 \text{ мм}$$

Условная гибкость стенки  $\bar{\lambda}_F$  по Формуле (6.4) СН РК EN 1993-1-5:

$$\bar{\lambda}_F = \frac{l_y \cdot t_w \cdot f_{yw}}{F_{cr}} \quad (6.9)$$

где  $F_{cr}$  - критическая сила, определяется по Формуле (6.5) СН РК EN 1993-1-5:

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

$$F_{cr} = 0,9 \cdot 2,6 \cdot 210000 \cdot \frac{11,1^3}{467,6} = 1010 \text{ кН}$$

Значит, условная гибкость стенки  $\bar{\lambda}_F$  равна:

$$\bar{\lambda}_F = \sqrt{\frac{120,87 \cdot 11,1 \cdot 275}{1010 \cdot 10^3}} = 0,58$$

$$\bar{\lambda}_F = 0,58 > 0,5$$

Следовательно, условие Формулы (6.9) СН РК EN 1993-1-5 не выполняется.

б) вариант 2

Если  $m_2 = 0,02 \left( \frac{h_w}{t_f} \right)^2 = 0,02 \left( \frac{467,6}{17,2} \right)^2 = 20,70$ , то эффективная длина приложения

нагрузки на стенку двутавра по Формуле (6.11) СН РК EN 1993-1-5:

$$l_y = 50 + 17,2 \sqrt{\frac{20,70}{2} + \left( \frac{50}{17,2} \right)^2} + 0 = 150,29 \text{ мм}$$

Эффективная длина приложения нагрузки на стенку двутавра по Формуле (6.12) СН РК EN 1993-1-5:

$$l_y = 50 + 17,2 \sqrt{20,70 + 20,70} = 150,40 \text{ мм}$$

Согласно Пункту 6.5(3) СН РК EN 1993-1-5:

$$l_y = \min(150,29; 150,40)$$

$$l_y = 150,29 \text{ мм}$$

Условная гибкость стенки:

$$\bar{\lambda}_F = \sqrt{\frac{150,29 \cdot 11,1 \cdot 275}{1010 \cdot 10^3}} = 0,64$$

$$\bar{\lambda}_F = 0,64 > 0,5$$

Следовательно, условие Формулы (6.9) СН РК EN выполняется.

Определение понижающего коэффициента  $\chi_F$  по Формуле (6.3) СН РК EN 1993-1-5:

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

Значит,

$$\chi_F = \frac{0,5}{0,64} = 0,78$$

Определение эффективной длины  $L_{eff}$  при определении несущей способности стенки при действии поперечных локальных сил по Формуле (6.2) СН РК EN 1993-1-5:

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

Значит,

$$L_{eff} = 0,78 \cdot 150,29 = 117,23 \text{ мм}$$

Определение несущей способности  $F_{Rd}$  для стенок с элементами жесткости или без них при местной потере устойчивости под воздействием локальной нагрузки по Формуле (6.1) СН РК EN 1993-1-5:

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

Значит,

$$F_{Rd} = \frac{f_{yw} \cdot L_{eff} \cdot t_w}{\gamma_{M1}} = \frac{275 \cdot 117,23 \cdot 11,1}{1,0} \cdot 10^{-3} = 357,85 \text{ кН}$$

Проверка условия Пункта 6.6(1) СН РК EN 1993-1-5:

$$\eta_2 = \frac{F_{sd}}{\frac{f_{yw} \cdot L_{eff} \cdot t_w}{\gamma_{M1}}} = \frac{V_{sd}}{F_{Rd}} = \frac{269,5}{357,85} = 0,75$$

$$\eta_2 = 0,75 < 1,0$$

Условие выполняется.

## 7 СОВМЕСТНОЕ ДЕЙСТВИЕ УСИЛИЙ

### 7.1 Совместное действие поперечной силы, изгибающего момента и осевой силы

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

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

при

$$\bar{\eta}_1 \geq \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}, \quad (7.1)$$

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

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

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

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

где  $V_{bw,Rd}$  по Формуле (5.2).

Дополнительно должны быть выполнены требования согласно 4.6 и 5.5.

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

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

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

7.1.4 Если действует осевая сила  $N_{Ed}$ , то значения  $M_{pl,Rd}$  и  $M_{f,Rd}$  должны быть уменьшены в соответствии с 6.2.9 EN 1993-1-1 (стр. 47-49) и 5.4(2) соответственно. Если осевая сила настолько велика, что вся стенка является сжатой, то применяют 7.1(5).

7.1.5 Пояса коробчатых балок должны быть проверены согласно 7.1(1), 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). Дополнительно отсеки должны быть проверены, используя среднее значение напряжения при сдвиге в отсеке и понижающий коэффициент  $\chi_w$ , определяемый согласно 5.3 с учетом потери устойчивости отсека, при наличии жестких продольных элементов жесткости.

## 7.2 Совместное действие местной силы, изгибающего момента и осевой силы

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

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

7.2.2 Если сосредоточенная нагрузка действует на растянутый пояс, то несущую способность проверяют согласно Разделу 6. Дополнительно должны быть соблюдены правила 6.2.1(5) по EN 1993-1-1 (стр.40).

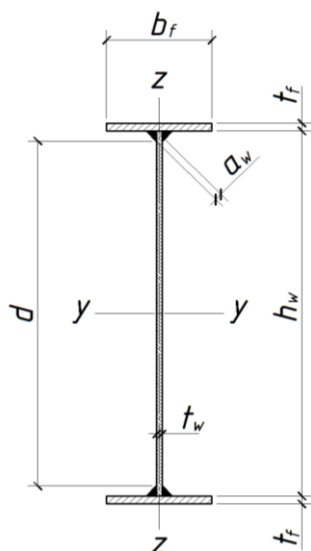
### ПРИМЕР 5 Расчет сварной балки на совместное действие изгибающего момента и поперечной силы

Исходные данные: выполнить расчет сварной балки (несущая балка многопролетного моста) на совместное действие изгибающего момента и поперечной силы.

Сварная балка состоит из следующих сечений: пояса балки – пластина поперечным сечением 400×25мм, стенка балки – пластина поперечным сечением 1400×10мм. Сварной шов – с эффективной толщиной  $a_w = 4\text{мм}$ .



Сталь марки S355 с номинальным пределом текучести  $f_y = 355 \text{ Н/мм}^2$ . Расчетная несущая способность сварной балки в пластической стадии работы –  $M_{pl,y,Rd} = 6800 \text{ кНм}$ . Балка в сечении 1 (над промежуточной опорой) испытывает следующие расчетные внутренние усилия от внешних нагрузок: изгибающий момент  $M_{y,Ed,1} = 6100 \text{ кНм}$  и поперечная сила  $V_{Ed} = 761 \text{ кН}$ ; в сечении 2: изгибающий момент  $M_{y,Ed,2} = 5600 \text{ кНм}$  (см. Рисунок 2).



- высота стенки  $h_w = 1400 \text{ мм}$
- толщина стенки  $t_w = 10 \text{ мм}$
- ширина полки  $b_f = 400 \text{ мм}$
- толщина полки  $t_f = 25 \text{ мм}$
- чистая высота стенки (с вычетом сварного шва)  
 $d = h_w - 2a_w\sqrt{2} = 1388,7 \text{ мм}$
- площадь поперечного сечения  $A = 34000 \text{ мм}^2$
- момент инерции  $I_y = 1,244 \cdot 10^{10} \text{ мм}^4$

Рисунок 1 – Геометрические характеристики

2 Определение расчетной несущей способности по прочности при действии изгибающего момента

Расстояние от центра тяжести поперечного сечения нижнего пояса до центра тяжести поперечного сечения сварной балки:

$$r_T = \frac{h_w + t_f}{2} = \frac{1400 + 25}{2} = 712,5 \text{ мм}$$

Упругий момент сопротивления поперечного сечения сварной балки к центрам тяжести поперечного сечения верхнего пояса  $W_{y,1}$  и нижнего пояса  $W_{y,2}$  относительно оси Y-Y:

$$W_{y,1} = W_{y,2} = \frac{I_y}{r_T} = \frac{1,244 \cdot 10^{10}}{712,5} = 1,746 \cdot 10^7 \text{ мм}^3$$

Расчетная несущая способность по изгибающему моменту в упругой стадии:

$$M_{el,y,Rd} = \frac{W_{y,1} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1,746 \cdot 10^7 \cdot 355}{1,0} = 6,2 \cdot 10^9 \text{ Нмм} = 6200 \text{ кНм}$$

3 Определение класса поперечного сечения

3.1 Полка сварной балки

Коэффициент, зависящий от марки стали, из которой изготовлена сварная балка (см. Таблицу 5.1 СН РК EN 1993-1-1):

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,81$$

Длина свеса полки:

$$d_f = \frac{b_f - t_w}{2} - a_w \sqrt{2} = \frac{400 - 10}{2} - 4 \cdot \sqrt{2} = 189,4 \text{ мм}$$

Отношение длины свеса полки к толщине полки сварной балки:

$$\frac{d}{t} = \frac{d_f}{t_f} = \frac{189,4}{25} = 7,57$$

По Таблице 5.1 СН РК EN 1993-1-1:

$$10\varepsilon = 10 \cdot 0,81 = 8,1$$

$8,1 > 7,57$  (класс сечения полки сварной балки – класс 2)

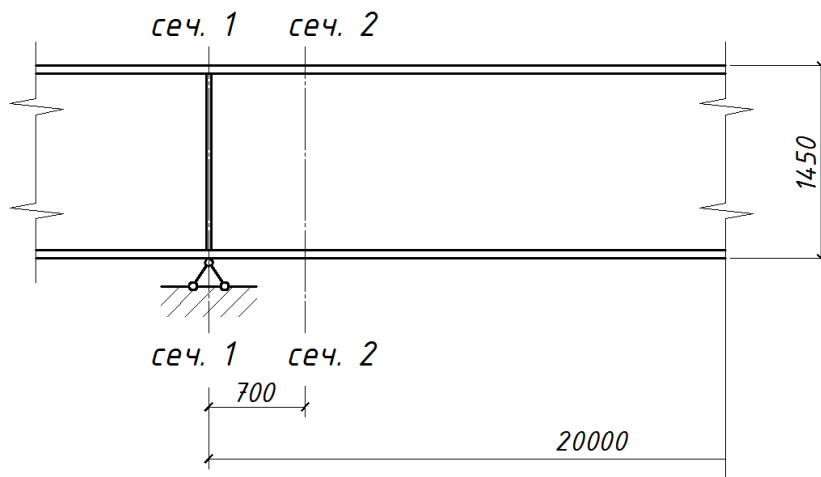
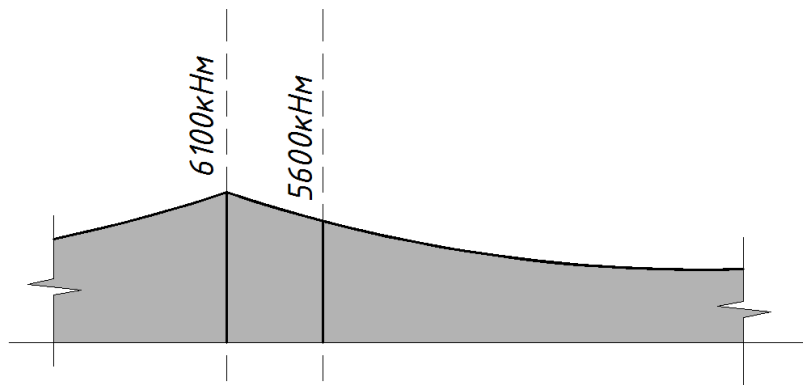


Рисунок 2 – Схема сварной балки

а)



б)

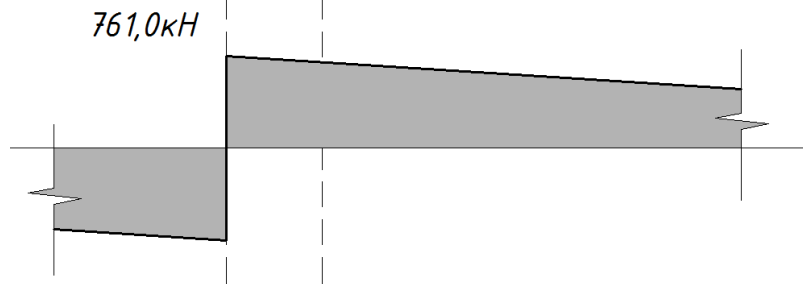


Рисунок 3 – Эпюры внутренних усилий (а – изгибающего момента; б – поперечной силы)

## 3.2 Стенка сварной балки

Длина стенки:

$$d_w = h_w - 2a_w\sqrt{2} = 1389\text{мм}$$

Отношение длины стенки к толщине стенки сварной балки:

$$\frac{d}{t} = \frac{d_w}{t_w} = \frac{1389}{10} = 139$$

По Таблице 5.1 СН РК EN 1993-1-1:

$$124\varepsilon = 124 \cdot 0,81 = 100,4$$

$$139 > 100,4 \text{ (класс сечения стенки сварной балки – класс 4)}$$

Таким образом, определив классы отдельных частей поперечного сечения сварной балки, необходимо классифицировать общее сечение сварной балки.

Класс общего поперечного сечения сварной балки определяется по наименее благоприятному классу, то есть класс поперечного сечения сварной балки – класс 4.

Для сечений класса 4 необходимо при расчете прочности учитывать эффективные геометрические характеристики.

## 4 Определение эффективной ширины стенки

При отношении напряжения в верхней части стенки сварной балки к напряжению в нижней части (упругий расчет):

$$\psi = \frac{\sigma_1}{\sigma_2} = -1$$

Коэффициент потери устойчивости определяется по Таблице 4.1 СН РК EN 1993-1-5:

$$k_\sigma = 23,9$$

Условная гибкость сжатой пластины с двухсторонним закреплением (стенка сварной балки) определяется согласно Пункту 4.4(1) СН РК EN 1993-1-5:

$$\bar{\lambda}_p = \frac{d/t_w}{28,4\varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}} = \frac{1389/10}{28,4 \cdot 0,81 \cdot \sqrt{23,9}} = 1,23$$

При условной гибкости  $\bar{\lambda}_p = 1,23 > 0,673$  понижающий коэффициент  $\rho$  при потере устойчивости определяется согласно Формуле (4.1) СН РК EN 1993-1-5:

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055 \cdot (3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \quad (4.1)$$

Значит,

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055 \cdot (3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} = \frac{1,23 - 0,055 \cdot (3 - 1)}{1,23^2} = 0,741$$

Эффективная высота стенки сварной балки (см. Таблица 4.1 СН РК EN 1993-1-5):

$$b_{eff} = \rho \cdot b_c = \rho \cdot \frac{d}{(1 - \psi)} = 0,741 \cdot \frac{1389}{(1 + 1)} = 0,741 \cdot 694,3 = 514,3\text{мм}$$

$$b_{e1} = 0,4 \cdot b_{eff} + a_w\sqrt{2} = 0,4 \cdot 514,3 + 4 \cdot \sqrt{2} = 211,4\text{мм}$$

$$b_{e2} = 0,6 \cdot b_{eff} = 0,6 \cdot 514,2 = 308,6\text{мм}$$

Длина неэффективного участка поперечного сечения стенки сварной балки:

$$x_w = b_c - b_{eff} = \frac{1388,7}{2} - 514,3 = 180,1\text{мм}$$

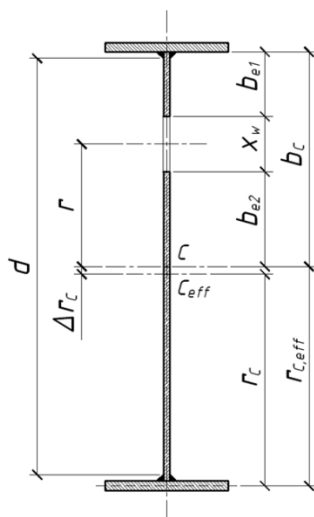


Рисунок 3 – Определение эффективной площади поперечного сечения

5 Определение геометрических характеристик эффективного сечения стенки сварной балки

Площадь неэффективного участка поперечного сечения стенки:

$$\Delta A = t_w \cdot x_w = 10 \cdot 180,1 = 1800,7 \text{ мм}^2$$

Эффективная площадь поперечного сечения стенки:

$$A_{eff} = A - \Delta A = 34000 - 1800,7 = 32199,3 \text{ мм}^2$$

Расстояние от центра тяжести неэффективного участка поперечного сечения стенки до центра тяжести поперечного сечения сварной балки:

$$r = \frac{d - x_w}{2} - (b_{e1} - a_w \sqrt{2}) = \frac{1388,7 - 180,1}{2} - (211,4 - 4\sqrt{2}) = 398,6 \text{ мм}$$

Смещение центра тяжести поперечного сечения сварной балки:

$$\Delta r_c = \frac{r \cdot \Delta A}{A_{eff}} = \frac{398,6 \cdot 1800,7}{32199,3} = 22,3 \text{ мм}$$

Расстояние от центра тяжести поперечного сечения нижнего пояса до эффективного центра тяжести поперечного сечения сварной балки:

$$r_{c,eff} = r_c - \Delta r_c = 712,5 - 22,3 = 690,2 \text{ мм}$$

Момент инерции эффективного поперечного сечения сварной балки относительно оси Y-Y:

$$I_{eff,y} = I_y + A \cdot \Delta r_c^2 - \left( \frac{x_w^3 \cdot t_w}{12} + \Delta A \cdot (r + \Delta r_c)^2 \right)$$

$$I_{eff,y} = \left[ 1,244 \cdot 10^{10} + 34000 \cdot 22,3^2 - \left( \frac{180,1^3 \cdot 10}{12} + 1800,7 \cdot (398,6 + 22,3)^2 \right) \right]$$

$$I_{eff,y} = 1,213 \cdot 10^{10} \text{ мм}^4$$

Упругий момент сопротивления эффективного поперечного сечения сварной балки к центрам тяжести поперечного сечения верхнего пояса  $W_{eff,y,1}$  и нижнего пояса  $W_{eff,y,2}$  относительно оси Y-Y:

$$W_{eff,y,1} = \frac{I_{eff,y}}{h_w + t_f - r_{c,eff}} = \frac{1,213 \cdot 10^{10}}{1400 + 25 - 690,2} = 1,651 \cdot 10^7 \text{ мм}^3$$

$$W_{eff,y,2} = \frac{I_{eff,y}}{r_{c,eff}} = \frac{1,214 \cdot 10^{10}}{690,2} = 1,758 \cdot 10^7 \text{ мм}^3$$

$$W_{eff,y} = \min[W_{eff,y,1}, W_{eff,y,2}] = \min[1,651 \cdot 10^7; 1,758 \cdot 10^7] = 1,651 \cdot 10^7 \text{ мм}^3$$

Расчетная несущая способность эффективного поперечного сечения по изгибающему моменту:

$$M_{c,y,Rd} = \frac{W_{eff,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1,651 \cdot 10^7 \cdot 355}{1,0} = 5,9 \cdot 10^9 \text{ Нмм}$$

Условие прочности:

$$\eta_1 = \frac{M_{y,Ed,2}}{M_{c,y,Rd}} = \frac{5,6 \cdot 10^9}{5,9 \cdot 10^9} = 0,95 < 1,0$$

Условие прочности выполняется.

6 Расчет на совместное действие поперечной силы, изгибающего момента и осевой силы

Значение действующей расчетной поперечной силы в поперечном сечении балки над опорой:

$$V_{Ed} = 761 \text{ кН}$$

Максимальное значение действующего расчетного изгибающего момента  $M_{y,Ed,2}$  в сечении балки на расстоянии  $x = 700 \text{ мм}$  (минимальное значение из двух величин: 40% от величины пролета и 50% от высоты стенки балки):

$$x = \min[0,4a; 0,5h_w] = \min[0,4 \cdot 20000; 0,5 \cdot 1400] = \min[8000; 700]$$

$$x = 700 \text{ мм.}$$

Значит,

$$M_{y,Ed,2} = 5,6 \cdot 10^9 \text{ Нмм} = 5600 \text{ кНм}$$

Значение расчетной несущей способности по прочности при действии изгибающего момента в пластической стадии работы согласно Пункту 7.1(3) СН РК EN 1993-1-5:

$$M_{f,y,Rd} = A_f \cdot h_T \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

где  $A_f$  - площадь полки сварной балки, равная:

$$A_f = b_f \cdot t_f = 400 \cdot 25 = 10000 \text{ мм}^2;$$

$h_T$  - расстояние между центрами тяжести нижней и верхней полок, равное:

$$h_T = h_w + t_f = 1400 + 25 = 1425 \text{ мм};$$

$f_y$  - номинальный предел текучести стали, из которой выполнены полки сварной балки.

Значит,

$$M_{f,y,Rd} = A_f \cdot h_T \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 10000 \cdot 1425 \cdot \frac{355}{1,0} = 5,06 \cdot 10^9 \text{ Нмм} = 5060 \text{ кНм}$$

Согласно Пункту 7.1(1) СН РК EN 1993-1-5, если  $\bar{\eta}_3 > 0,5$ , то в расчете несущей способности балки необходимо учитывать влияние совместного действия изгибающего момента и поперечной силы в стенке I-образной балки.

Определение параметра  $\bar{\eta}_3$ :

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

где  $V_{Ed}$  - расчетное значение действующей поперечной силы;

$V_{bw,Rd}$  - составляющая несущей способности стенки балки, определяемая по Формуле (5.2) СН РК EN 1993-1-5:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} \quad (5.2)$$

где  $\chi_w$  - понижающий коэффициент, учитывающий потерю устойчивости стенки при работе на срез, определяется по Таблице 5.1 или Рисунку 5.2 СН РК EN 1993-1-5. Данный коэффициент зависит от значения условной гибкости  $\bar{\lambda}_w$ ;

$\bar{\lambda}_w$  - условная гибкость стенки при гибкой опорной части, определяемая по Формуле (5.5) СН РК EN 1993-1-5:

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

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{86,4 \cdot t \cdot \varepsilon} = \frac{1388,7}{86,4 \cdot 10 \cdot 0,81} = 1,975 \rightarrow \chi_w = 0,42$$

Таким образом, составляющая несущей способности стенки балки равна:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = \frac{0,42 \cdot 355 \cdot 1388 \cdot 10}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 1100 \text{ кН}$$

Значит, параметр  $\bar{\eta}_3$  равен:

$$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = \frac{761}{1100} = 0,69$$

$$\bar{\eta}_3 = 0,69 > 0,5$$

Следовательно, согласно требованиям Пункта 7.1(1) СН РК EN 1993-1-5, необходимо проверить условие Формулы (7.1) СН РК EN 1993-1-5:

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

где  $\bar{\eta}_1$  - параметр, равный отношению значений действующего изгибающего момента к несущей способности поперечного сечения по прочности при действии изгибающего момента в пластической стадии работы;

$\bar{\eta}_3$  - параметр, равный отношению значений действующей поперечной силы к составляющей несущей способности стенки балки при действии поперечной силы.

Значит,

$$\bar{\eta}_1 = \frac{M_{y,Ed,2}}{M_{pl,y,Rd}} = \frac{5600}{6800} = 0,82$$

$$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = \frac{761}{1100} = 0,69$$

Таким образом,

$$\bar{\eta}_1 + \left(1 - \frac{M_{f,y,Rd}}{M_{pl,y,Rd}}\right) \cdot (2\bar{\eta}_3 - 1)^2 = 0,82 + \left(1 - \frac{5060}{6800}\right) \cdot (2 \cdot 0,69 - 1)^2 = 0,86$$

$$\bar{\eta}_1 + \left(1 - \frac{M_{f,y,Rd}}{M_{pl,y,Rd}}\right) \cdot (2\bar{\eta}_3 - 1)^2 = 0,86 < 1,0$$

Следовательно, прочность поперечного сечения сварной балки при совместном действии поперечной силы и изгибающего момента обеспечена.

## 8 ВЛИЯНИЕ ПОЯСА НА ПОТЕРЮ УСТОЙЧИВОСТИ СТЕНКИ

8.1 Потере местной устойчивости стенки в пределах панели препятствует сжатый пояс, если соблюдается следующее условие

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

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

Значение коэффициента  $k$  применяется:

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

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

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

где  $r$  — радиус кривизны сжатого пояса.

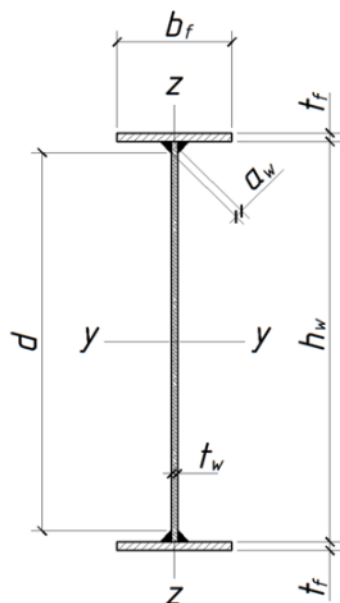
ПРИМЕЧАНИЕ В Национальном Приложении может даваться дополнительная информация по поясу, влияющему на потерю устойчивости.

### ПРИМЕР 6 Расчет по определению влияния сжатого пояса на потерю устойчивости стенки

Исходные данные: выполнить расчет по влиянию сжатого пояса на потерю устойчивости стенки в стальной сварной балке двутаврового сечения (см. Рисунок 1).

Эффективная ширина сварного углового шва:  $a_w = 4 \text{ мм}$ .

Сварная балка выполнена из стали марки S 355 с номинальным пределом текучести  $f_y = 355 \text{ Н/мм}^2$ .



- высота стенки  $h_w = 1400 \text{ мм}$
- толщина стенки  $t_w = 10 \text{ мм}$
- ширина полки  $b_f = 400 \text{ мм}$
- толщина полки  $t_f = 25 \text{ мм}$
- чистая высота стенки (с вычетом сварного шва)  
 $d = h_w - 2a_w\sqrt{2} = 1388,7 \text{ мм}$
- площадь поперечного сечения  $A = 34000 \text{ мм}^2$
- момент инерции  $I_y = 1,244 \cdot 10^{10} \text{ мм}^4$

Рисунок 1 - Геометрические характеристики

## 2 Определение влияния сжатого пояса на потерю устойчивости стенки

Для недопущения потери местной устойчивости стенки из-за потери устойчивости сжатого пояса необходимо чтобы выполнялось условие Пункта 8(1) СН РК EN 1993-1-5 по Формуле (8.1) СН РК EN 1993-1-5:

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

где  $h_w$  - высота стенки, для сварных сечений балок с учетом сварного шва, равная:

$$d_w = h_w - 2a\sqrt{2} = 1400 - 2 \cdot 4\sqrt{2} = 1388,7 \text{ мм};$$

$t_w$  - толщина стенки, равная:

$$t_w = 10 \text{ мм};$$

$A_w$  - площадь поперечного сечения стенки балки, равная:

$$A_w = t_w \cdot d_w = 1388,7 \cdot 10 = 13880 \text{ мм}^2;$$

$A_{fc}$  - эффективная площадь поперечного сечения сжатого пояса, равная:

$$A_{fc} = b_{fc,eff} \cdot t_f = b_f \cdot t_f = 400 \cdot 25 = 10000 \text{ мм}^2;$$

$k$  - коэффициент, учитывающий вращательную способность пояса, равный для расчета в упругой стадии:

$$k = 0,55;$$

$f_{yf}$  - номинальный предел текучести стали, из которой изготовлен пояс балки, для стали марки S355 равный:

$$f_y = 355 \text{ Н/мм}^2;$$

$E$  - модуль упругости стали, равный

$$E = 210 \cdot 10^3 \text{ Н/мм}^2.$$

Таким образом, условие по Формуле (8.1) СН РК EN 1993-1-5:



$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{1388,7}{10} = 138,8$$

$$k \cdot \frac{E}{f_{yf}} \cdot \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0,55 \cdot \frac{210000}{355} \sqrt{\frac{13880}{10000}} = 383,3$$

$$\frac{h_w}{t_w} = 138,8 < k \cdot \frac{E}{f_{yf}} \cdot \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 383,3$$

Условие выполняется. Следовательно, сжатый пояс балки не влияет на потерю несущей способности по устойчивости стенки.

## 9 ЭЛЕМЕНТЫ ЖЕСТКОСТИ И ИХ ДЕТАЛЬНОЕ ИСПОЛНЕНИЕ

### 9.1 Общие положения

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

ПРИМЕЧАНИЕ — В Национальном Приложении могут быть установлены дополнительные требования к элементам жесткости и их детальному исполнению при особых случаях их применения.

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

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

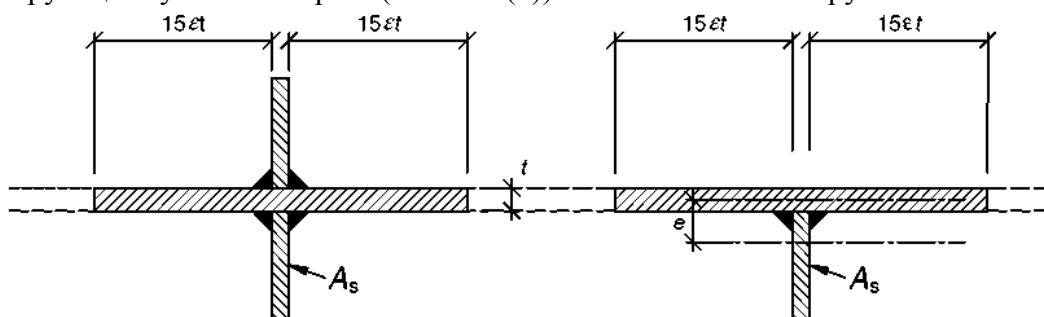


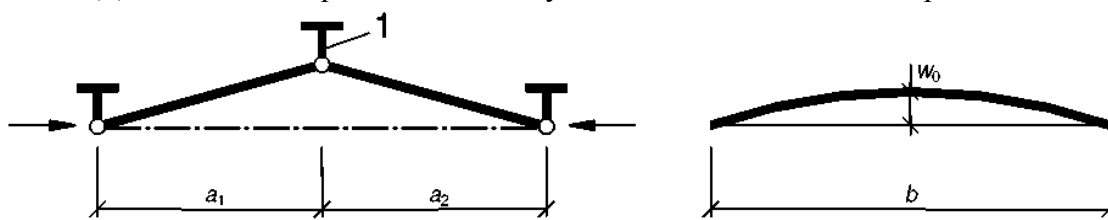
Рисунок 9.1 — Эффективное поперечное сечение элемента жесткости

## 9.2 Нормальные напряжения

### 9.2.1 Минимальные требования к поперечным элементам жесткости

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

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



1 — поперечный элемент жесткости

Рисунок 9.2 — Поперечный элемент жесткости

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

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

- максимальное напряжение в элементе жесткости не должно превышать  $f_y / \gamma_M$ ;
- дополнительный выгиб элемента жесткости не должен превышать значения  $b/300$ .

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

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

где

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

$$u = \frac{\pi^2 E e_{\max}}{f_y 300b} \geq 1,0,$$

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

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

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

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

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

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

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

где  $\sigma_m$  — определено в (5);

$w_0$  — указано на Рисунке 9.2;

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

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

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

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

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

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

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

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

$\theta$  — параметр, обеспечивающий 3 класс работы.

ПРИМЕЧАНИЕ Параметр  $\theta$  может приниматься по Национальному Приложению. Рекомендуемое значение  $\theta = 6$ .

## 9.2.2 Необходимые требования к продольным элементам жесткости

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

9.2.2.2 Прерывистые продольные элементы жесткости, которые не проходят через прорезы, сделанные в поперечных элементах жесткости, или при их отсутствии с другой стороны поперечных элементов жесткости, должны:

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

9.2.2.3 Проверка несущей способности для элементов жесткости выполняется согласно 4.5.3 и 4.6.

## 9.2.3 Сварные стыки листов

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

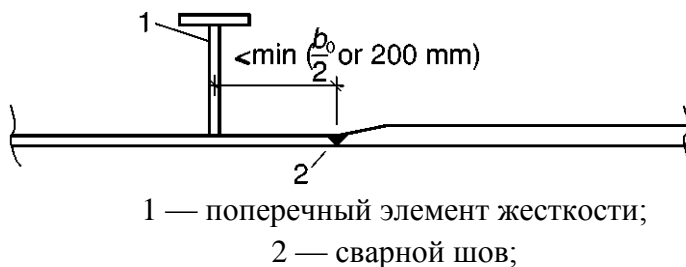


Рисунок 9.3 — Сварные стыки листов

## 9.2.4 Вырезы в элементах жесткости

9.2.4.1 Вырезы в продольных элементах жесткости необходимо выполнять, как показано на Рисунке 9.4.

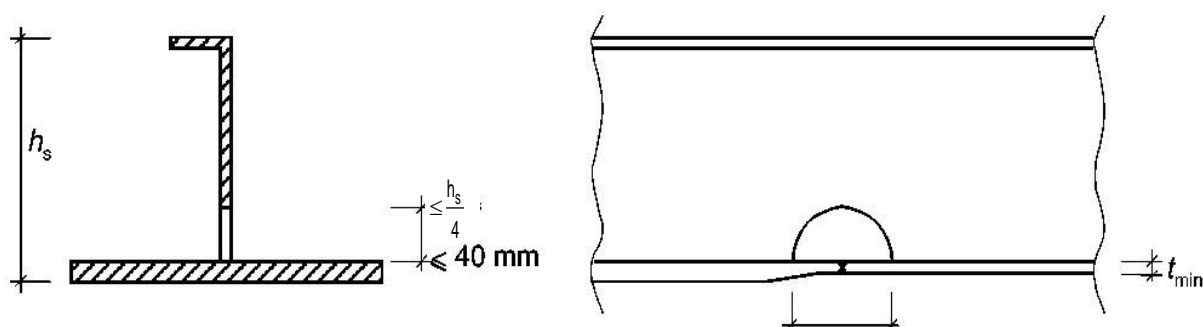


Рисунок 9.4 — Вырезы в продольных элементах жесткости

9.2.4.2 Длина выреза  $\ell$  должна удовлетворять следующим условиям:

$\ell \leq 6t_{\min}$  — для сжатых плоских элементов жесткости;

$\ell \leq 8t_{\min}$  — для сжатых элементов жесткости других форм сечения;

$\ell \leq 15t_{\min}$  — для элементов жесткости, не находящихся под нагрузкой сжатия,

где  $t_{\min}$  — меньшее из значений толщины листов.

9.2.4.3 Предельные значения  $\ell$  в (2) для сжатых элементов жесткости допускается

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

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

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

9.2.4.4 Размеры вырезов в поперечных элементах жесткости должны быть выполнены, как показано на Рисунке 9.5.

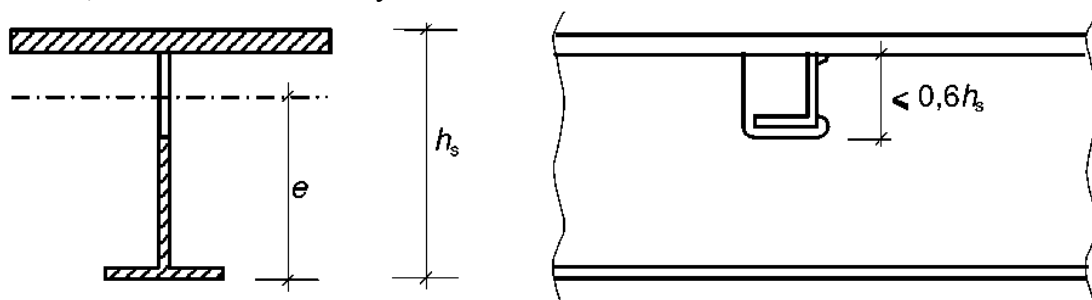


Рисунок 9.5 — Вырезы в поперечных элементах жесткости

9.2.4.5 Сечение брутто стенки в зоне выреза рассчитывают на поперечную силу  $V_{Ed}$  по формуле

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

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

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

$b_G$  — длина поперечного элемента жесткости между поясами.

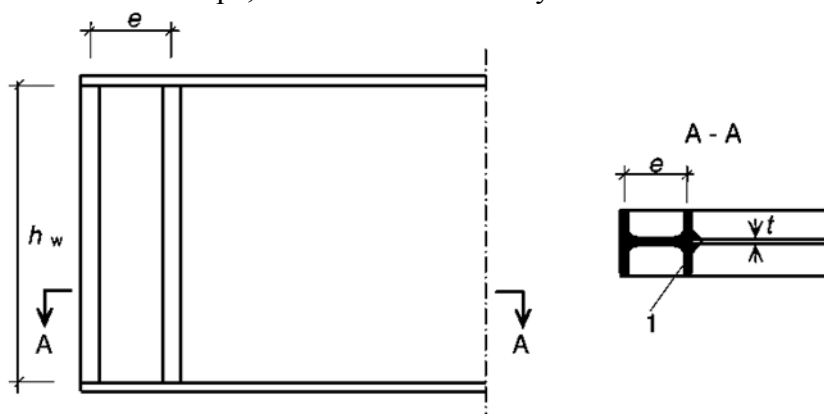
### 9.3 Срез

#### 9.3.1 Жесткие опорные участки

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

ПРИМЕЧАНИЕ В СН РК EN 1993-2 (см. Приложение А СН РК EN 1993-2, стр. 41-53) содержатся указания по влиянию эксцентриситета от смещения опор.

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



1 — вставленная балка прокатного сечения

**Рисунок 9.6 — Конструкция опорной части балки с использованием прокатных профилей**

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

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

### 9.3.2 Элементы жесткости гибкой опорной части

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

### 9.3.3 Промежуточные поперечные элементы жесткости

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

9.3.3.2 Когда применяются гибкие промежуточные поперечные элементы жесткости, их жесткость должна быть учтена при расчете с  $k_\tau$  по 5.3(5).

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

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

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

### 9.3.4 Продольные элементы жесткости

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

### 9.3.5 Сварные швы

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

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

## 9.4 Поперечная нагрузка

9.4.1 Если несущая способность стенки балки без элементов жесткости недостаточна, то необходима установка поперечных элементов жесткости.

9.4.2 Проверка несущей способности поперечного элемента жесткости пластины при потере устойчивости под воздействием местной нагрузки и поперечной силы (см. 9.3.3(3)) определяется по 6.3.3 или 6.3.4 СН РК EN 1993-1-1 (стр. 56-59), используя кривую потери устойчивости  $s$ . Когда оба конца закреплены от бокового смещения, расчетная длина  $\ell$  при потере устойчивости должна приниматься  $\ell \geq 0,75h_w$ . Большее значение длины  $\ell$  принимается для случая, когда обеспечивается менее жесткое закрепление по концам. Если элементы жесткости, нагруженные по концам, имеют вырезы, то проверка несущей способности поперечного сечения должна выполняться для этого участка.

9.4.3 При применении односторонних или других несимметрично расположенных элементов жесткости необходимо учитывать эксцентриситет при расчете по 6.3.3 или 6.3.4 СН РК EN 1993-1-1 (стр. 56-59). Если элементы жесткости закреплены от бокового смещения сжатым поясом, то для них должны соблюдаться условия жесткости и прочности при крутильной форме потери устойчивости.

### ПРИМЕР 7 Расчет по проверке минимальных требований к поперечным элементам жесткости

Исходные данные: проверить выполнение минимальных требований к поперечным элементам жесткости сварной стальной балки. Балка – двух пролетная, общей длиной  $L = 100000\text{мм}$  (см. Рисунок 1).

Геометрические характеристики и размеры поперечного сечения сварной балки – см. Рисунок 2. Балка выполнена из стали марки S355 с номинальным пределом текучести  $f_y = 355\text{Н/м}^2$ .

Сварная балка усилена односторонними поперечными элементами жесткости на расстоянии  $a = 4000\text{мм}$  друг от друга.

Балка испытывает внутренние усилия изгибающего момента и поперечной силы – см. Рисунок 3.

Эффективная толщина сварного шва  $a_w = 6\text{мм}$ .

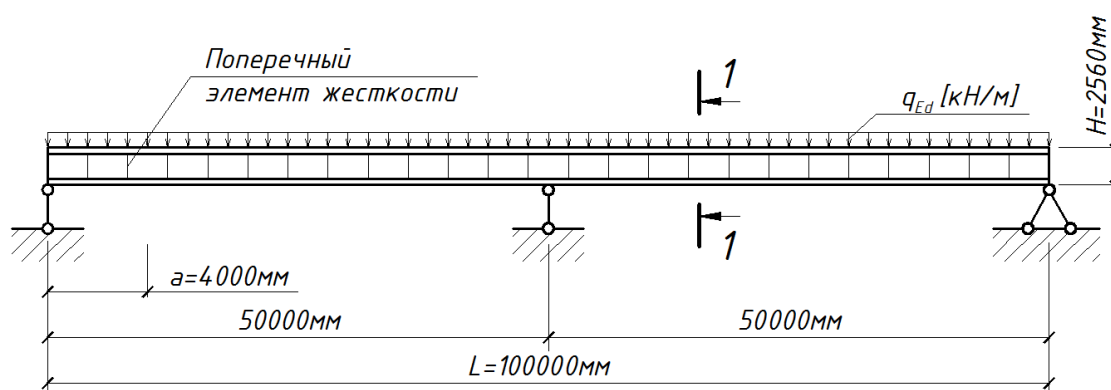


Рисунок 1 - Схема балки



## 2 Определение класса сечения

Согласно Таблице 5.2 СН РК EN1993-1-1 класс поперечного сечения сварной стальной балки - сечение класса 4. Следовательно, в дальнейших расчетах необходимо использовать эффективные геометрические характеристики согласно Пункту 4.3(1) СН РК EN 1993-1-5, который гласит – что проверка прочности и устойчивости обрешеченных пластин при действии сжимающих нормальных напряжений поперечных сечений класса 4 производится с использованием характеристик эффективной площади поперечного сечения для балок и колонн ( $A_{eff}$ ,  $I_{eff}$ ,  $w_{eff}$ ).

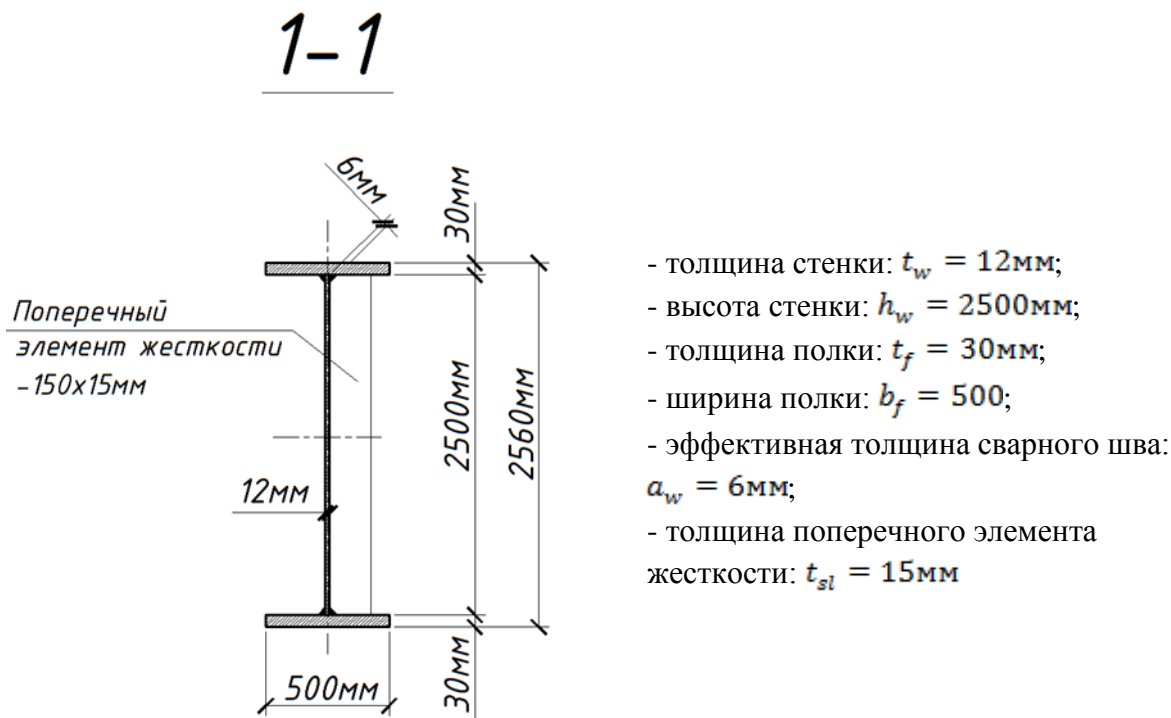


Рисунок 2 - Поперечное сечение сварной балки

## 3 Определение характеристик эффективной площади поперечного сечения

Расчет по определению  $A_{eff}$ ,  $I_{eff}$ , и  $w_{eff}$  необходимо вести согласно указаниям Пункта 4 СН РК EN 1993-1-5.

Предполагая, что стенка сварной стальной балки испытывает, как положительное, так и отрицательное нормальное напряжение, то:

$$\varphi = -1$$

Согласно Таблице 4.1 СН РК EN 1993-1-5, при коэффициенте  $\varphi = -1$ , коэффициент потери устойчивости  $k_\sigma$  равен:

$$k_\sigma = 23,9$$

Высота сварной балки равна:

$$d = h_w - 2a_w\sqrt{2} = 2500 - 2 \cdot 6\sqrt{2} = 2483 \text{ мм}$$

Условная гибкость стенки определяется из Формулы (4.2) СН РК EN 1993-1-5

$$\bar{\lambda}_p = \frac{\bar{b}/t}{28.4 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}} = \frac{d/t_w}{28.4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}} = \frac{2483/12}{28.4 \cdot \sqrt{\frac{235}{355}} \cdot \sqrt{23.9}} = 1.83$$

По условиям Формулы (4.2) СН РК EN 1993-1-5:

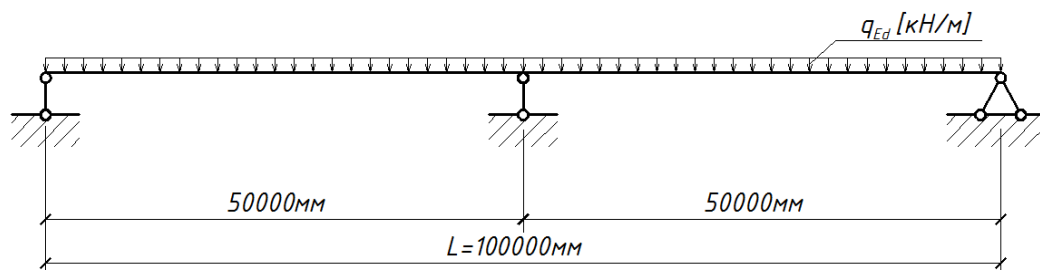
$$\bar{\lambda}_p = 1.83 > 0.673 \text{ (условие выполняется);}$$

$$(3 + \varphi) = 3 - 1 = 2 > 0 \text{ (условие выполняется).}$$

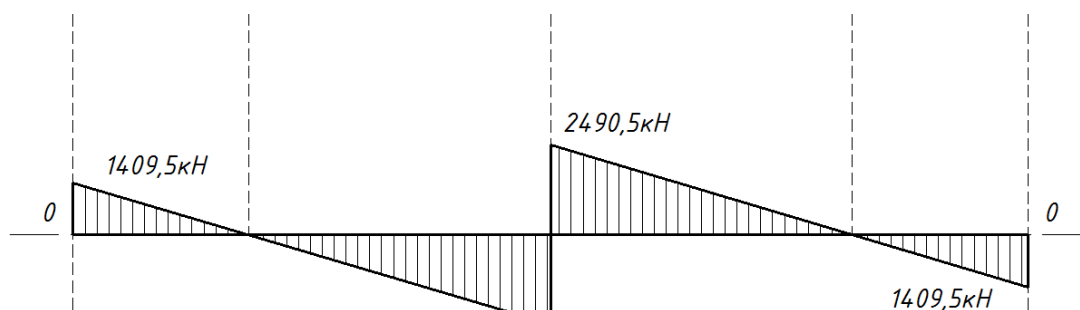
Следовательно, понижающий коэффициент при потере устойчивости пластины  $\rho$  равен:

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0.055 \cdot (3 + \varphi)}{\bar{\lambda}_p^2} = \frac{1.83 - 0.055 \cdot (3 - 1)}{1.83^2} = 0.513$$

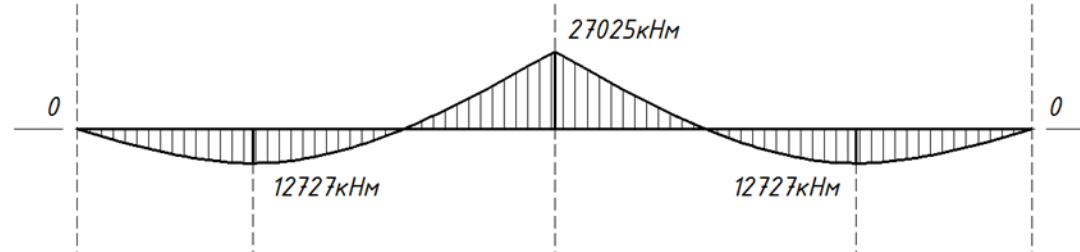
а)



б)



в)



а) статическая схема балки;

б) эпюра поперечных сил, кН;

в) эпюра изгибающих моментов, кНм.

**Рисунок 3 - Эпюры внутренних усилий**

Согласно Таблице 4.1 СН РК EN 1993-1-5:

$$\varphi = -1 < 0$$

$$b_{eff} = \rho b_c = \rho \frac{\bar{b}}{(1 - \varphi)} = \rho \frac{d}{(1 - \varphi)} = 0,513 \cdot \frac{2483}{(1 + 1)} = 637,1 \text{ мм}$$

$$b_{e1} = 0,4b_{eff} + a_w\sqrt{2} = 0,4 \cdot 637,1 + 6\sqrt{2} = 263,3 \text{ мм}$$

$$b_{e2} = 0,6b_{eff} = 0,6 \cdot 637,1 = 382,2 \text{ мм}$$

Исходя из нового (эффективного) поперечного сечения, центр тяжести сечения смещается на 94,1 мм. Таким образом:

$$b_c = 1335,6 \text{ мм}$$

$$b_{e2} = 476,4 \text{ мм}$$

$$b_{e1} = 263,3 \text{ мм}$$

Эффективный момент инерции сечения:

$$I_{eff} = 5,955 \cdot 10^{10} \text{ мм}^4.$$

Эффективный момент сопротивления сжатой части сечения:

$$W_{eff} = \frac{I_{eff}}{b_c + a_w \cdot \sqrt{2}} = \frac{5,955 \cdot 10^{10}}{1335,6 + 6\sqrt{2}} = 4,43 \cdot 10^7 \text{ мм}^3.$$

Максимальное сжимающее напряжение в верхней (сжатой) части сечения стенки (см. Рисунок 4):

$$\sigma_{max,Ed} = \frac{M_{max}}{W_{eff}} = \frac{12,727 \cdot 10^9}{4,43 \cdot 10^7} = 287,3 \text{ Н/мм}^2.$$

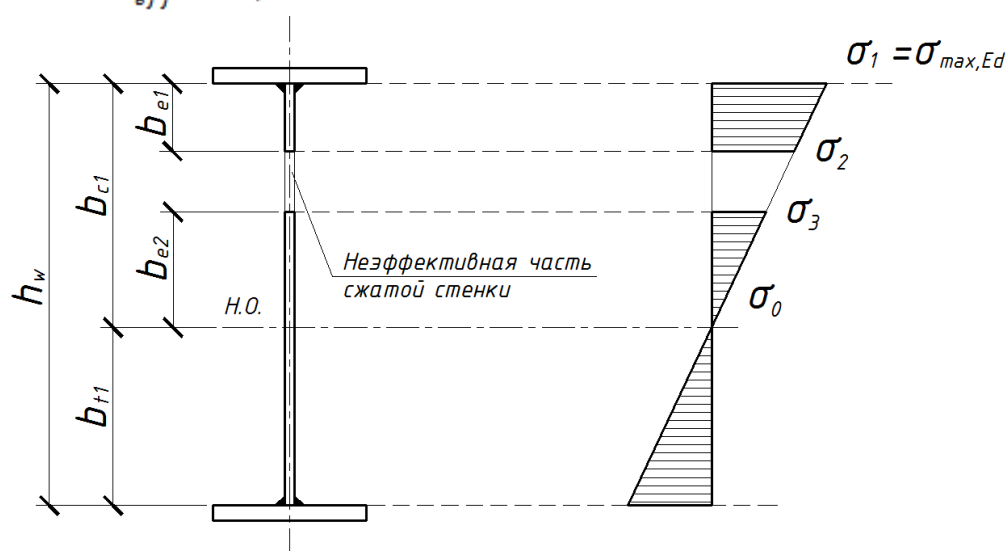


Рисунок 4 - Эпюра напряжений в стенке сварной балки

Высота сжатой части стенки:

$$b_{c,1} = b_c + a_w\sqrt{2} = 1335,6 + 6\sqrt{2} = 1344,1 \text{ мм.}$$

Высота растянутой части стенки:

$$b_{t,1} = b_t + a_w\sqrt{2} = 1147,4 + 6\sqrt{2} = 1155,9 \text{ мм.}$$

Нормальное напряжение  $\sigma_1$ , согласно Рисунку 4:

$$\sigma_1 = \sigma_{max,Ed} = 287,3 \text{ Н/мм}^2.$$

Нормальное напряжение  $\sigma_2$ , согласно Рисунку 4:

$$\sigma_2 = \sigma_1 - \left( \sigma_1 \cdot \frac{b_{e1}}{b_{c1}} \right) = 287,3 - \left( 287,3 \cdot \frac{263,3}{1344,1} \right) = 231 \text{ Н/мм}^2.$$

Нормальное напряжение  $\sigma_3$ , согласно Рисунку 4.

$$\sigma_3 = \sigma_1 \cdot \frac{b_{e2}}{b_{e1}} = 287,3 \cdot \frac{476,4}{1344,1} = 101,8 \text{ Н/мм}^2$$

Эквивалентная сжимающая сила в стенке сварной балки  $N_{ed}$ :

$$N_{ed} = \left( b_{e1} \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} + b_{e2} \frac{\sigma_3}{2} \right) t_w = \left( 263,3 \frac{287,3 + 231}{2} + 476,4 \frac{101,8}{2} \right) \cdot 12 = 1,11 \cdot 10^6 \text{ Н}$$

Критическое напряжение  $\sigma_{cr,c}$ :

$$\sigma_{cr,c} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot t_w^2}{12(1 - \nu^2) a^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 12^2}{12(1 - 0,3^2) \cdot 4000^2} = 1,7 \text{ Н/мм}^2$$

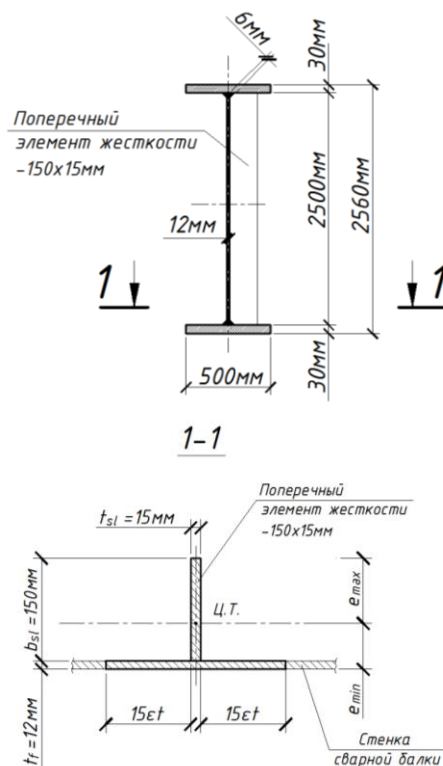
Критическое напряжение  $\sigma_{cr,\rho}$ :

$$\sigma_{cr,\rho} = k_\sigma \frac{\pi^2 \cdot E \cdot t_w^2}{12(1 - \nu^2) \cdot b^2} = 23,9 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 12^2}{12(1 - 0,3^2) \cdot 2500^2} = 104,5 \text{ Н/мм}^2$$

Следовательно, напряжение  $\sigma_m$  равно:

$$\sigma_m = \frac{\sigma_{cr,c}}{\sigma_{cr,\rho}} \cdot \frac{N_{ed}}{b} \left( \frac{1}{a_1} + \frac{1}{a_2} \right) = \frac{1,7}{104,5} \cdot \frac{1,11 \cdot 10^6}{2500} \left( \frac{1}{4000} + \frac{1}{4000} \right) = 0,0036 \text{ Н/мм}^2$$

Максимальное расстояние от центра тяжести до наиболее удаленной точки элемента жесткости определяется по указаниям Пункта 9.1(2) СН РК EN 1993-1-5 и по Рисунку 5.



**Рисунок 5 - Эффективное сечение брутто сжатого элемента жесткости плюс примыкающие участки листа на каждой стороне элемента жесткости**

Согласно Пункту 9.1.(2) СН РК EN 1993-1-5, когда проверяют несущую способность при потере устойчивости пластин, допускается применять эффективное сечение брутто сжатого элемента жесткости плюс примыкающие участки листа на каждой стороне элемента жесткости шириной не более  $15e_t$ , исключая какие-либо дополнительные накладки (элементы) составляющих частей смежных элементов жесткости - см. Рисунок 5.

Значит,

$$e_{max} = 125,3 \text{ мм}$$

$$e_{min} = 30,7 \text{ мм}$$

$$A_{st,ed} = 5944,8 \text{ мм}^2$$

$$I_{st,Ed} = 1,344 \cdot 10^7 \text{ мм}^4$$

Далее,

$$u = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot e_{max}}{\frac{f_y \cdot 300 \cdot b}{\gamma_{m1}}} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 125,3}{\frac{355 \cdot 300 \cdot 2500}{1,1}} = 1,07$$

$$u = 1,07 > 1,0 \text{ (условие выполняется)}$$

Начальное искривление определяется по указаниям Пункта 9.2.1(2) СН РК EN 1993-1-5:

$$w_0 = \frac{\sigma}{300} = \frac{a}{300} = 13,33 \text{ мм};$$

и по указаниям Пункта 9.2.1 (4) СН РК EN 1993-1-5:

$$w_0 \leq \frac{b}{300} = \frac{h_w}{300} = \frac{2500}{300} = 8,33 \text{ мм}$$

Следовательно,

$$w_0 = 8,33 \text{ мм}$$

Момент инерции поперечного элемента жесткости определяем по Формуле (9.1) СН РК EN 1993-1-5:

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

$$I_{st} = \frac{0,0036}{210000} \cdot \left( \frac{2500}{\pi} \right)^4 \cdot \left( 1 + 8,33 \cdot \frac{300}{2500} \cdot 1,07 \right) = 6888,5 \cdot 2,07 = 0,0014 \cdot 10^7 \text{ мм}^4$$

Проверка условия Пункта 9.2.1(5) СН РК EN 1993-1-5.

$$I_{st} < I_{st,Ed}$$

$$0,0014 \cdot 10^7 < 1,344 \cdot 10^7 \text{ мм}^4$$

Условие выполняется.

Проверка условия по Формуле (9.2) СН РК EN 1993-1-5

Проверка заключается в определении прогиба от равномерно распределенной по длине элемента жесткости поперечной нагрузки  $q$ , которая определяется по Формуле (9.2) СН РК EN 1993-1-5:

$$q = \frac{\pi}{4} \cdot \sigma_m \cdot (w_0 + w_{e1}) = \frac{\pi}{4} \cdot \sigma_m \left( \frac{a}{300} + \frac{b}{300} \right) = \frac{\pi}{4} \cdot 0,0036 \left( \frac{4000}{300} + \frac{2500}{300} \right) = 0,061 \text{ Н/мм}$$

Тогда, прогиб элемента жесткости определяется по формуле:

$$w_{max} = \frac{5q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \cdot q \cdot b^4}{384 \cdot E \cdot I_{st,eff}} = \frac{5 \cdot 0,061 \cdot 2500^4}{384 \cdot 210000 \cdot 1,344 \cdot 10^7} = 0,011 \text{ мм}$$

$$w_{max} = 0,011 \text{ мм} < w = \frac{b}{300} = \frac{2500}{300} = 8,33 \text{ мм}$$

Условие выполняется

Кроме того, согласно Пункту 9.2.1 (4) СН РК EN 1993-1-5, максимальное напряжение в элементе жесткости не должно превышать  $f_y/\gamma_{m1}$ .

$$\sigma_{st,max} = \frac{M_{max} \cdot e_{max}}{I_{st,eff}} = \frac{\frac{q \cdot b^2}{8} \cdot e_{max}}{I_{st,max}} = \frac{\frac{0,061 \cdot 2500^2}{8} \cdot 125,3}{1,344 \cdot 10^7} = 0,444 \text{ Н/мм}^2$$

$$\sigma_{st,max} = 0,444 \text{ Н/мм}^2 < \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{355}{1,1} = 322,7 \text{ Н/мм}^2$$

#### ПРИМЕР 8 Расчет по определению минимальных требований к поперечным элементам жесткости согласно Разделу 9 СН РК EN 1993-1-5

Исходные данные: выполнить проверку прочности и устойчивости сварной стальной балки усиленной продольными и поперечными ребрами жесткости (см. Рисунок 1).

Сварная стальная балка - однопролетная. Пролет балки  $L = 35000 \text{ мм}$ . Материал сварной балки - сталь марки S420M с номинальным пределом текучести  $f_y = 420 \text{ Н/мм}^2$ .

Эффективная толщина углового сварного шва:  $a_w = 5 \text{ мм}$ .

Балка усилена двухсторонними продольными и поперечными ребрами жесткости. Продольные и поперечные элементы жесткости представляют собой Т-образные сварные стальные сечения (см. Рисунок 2). Материал поперечных и продольных ребер жесткости - сталь марки S235J0 с номинальным пределом текучести  $f_y = 235 \text{ Н/мм}^2$ .

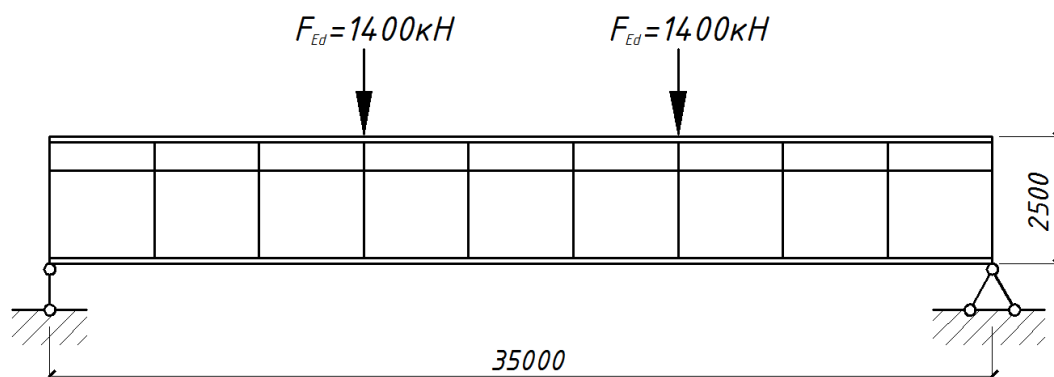


Рисунок 1 - Схема балки

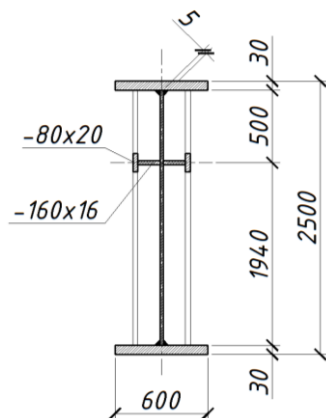


Рисунок 2 - Поперечное сечение балки

2 Определение внутренних усилий

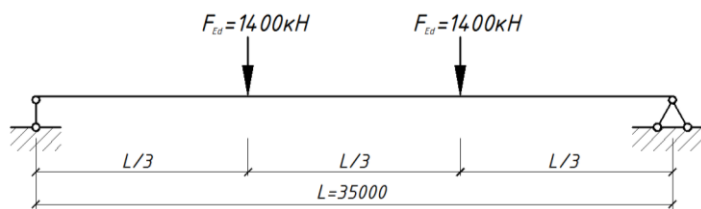
Значение действующего расчетного изгибающего момента (см. Рисунок 3):

$$M_{ed} = F_{ed} \cdot l = 1400 \cdot 11666.7 = 16333,3 \text{ кНм.}$$

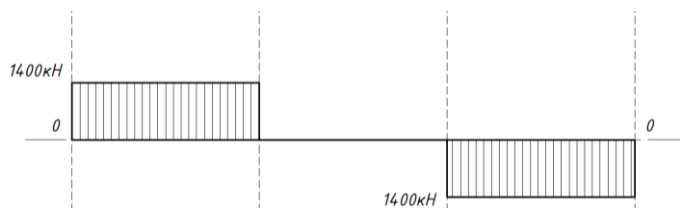
Значение действующей поперечной силы (см. Рисунок 3):

$$V_{ed} = F_{ed} = 1400 \text{ кН.}$$

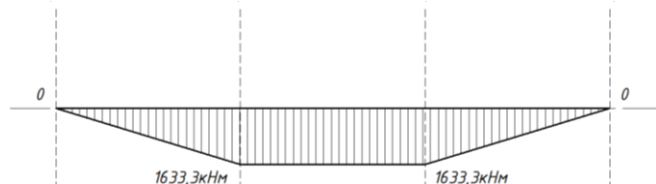
а)



б)



в)



а) статическая схема балки;

б) эпюра поперечных сил, кН;

в) эпюра изгибающих моментов, кНм.

Рисунок 3 - Эпюры внутренних усилий

## 3 Минимальные требования к элементам жесткости

## 3.1 Проверка требований Пункта 9.2.1(8) СН РК EN 1993

Так как при расчете не применяется более точный метод для исключения крутильной формы потери устойчивости элементов жесткости с открытым поперечным сечением, то для элементов жесткости должно выполняться хотя бы одно условие Формул (9.3) или (9.4) СН РК EN 1993-1-5:

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

где  $f_y$  - номинальный предел текучести стали, из которой изготовлены элементы жесткости, для марки стали S235 равный:

$$f_y = 235 \text{ Н/мм}^2;$$

E - модуль упругости, равный:

$$E = 210000 \text{ Н/мм}^2;$$

$I_T$  - момент инерции Сен-Венана, определяемый по формуле:

$$I_T = \frac{1}{3} \sum b t^3 = \frac{1}{3} (160 \cdot 16^3 + 80 \cdot 20^3) = 4,3 \cdot 10^5 \text{ мм}^4$$

$I_p$  - полярный момент инерции, определяемый по формуле:

$$I_p = I_y + I_z = \frac{1}{12} (20 \cdot 80^3 + 160 \cdot 16^3) + \left( \frac{1}{12} \cdot 80 \cdot 20^3 + 80 \cdot 20 \cdot 170^2 + \frac{1}{3} \cdot 16 \cdot 160^3 \right)$$

$$I_p = 6,9 \cdot 10^7 \text{ мм}^4$$

Таким образом,

$$\frac{I_T}{I_p} = \frac{4,3 \cdot 10^5}{6,9 \cdot 10^7} = 0,00625$$

$$5,3 \frac{f_y}{E} = 5,3 \cdot \frac{235}{210000} = 0,00593$$

Значит,

$$\frac{I_T}{I_p} = 0,00625 > 5,3 \frac{f_y}{E} = 0,00593$$

Условие выполняется.

## 3.2 Проверка требований Пункта 9.2.1(9) СН РК EN 1993

Кроме того, требуется проверить указания Пункта 9.2.1(9) СН РК EN1993-1-5: при учете изгибной жесткости элементов жесткости для них должен быть выполнен критерий формулы СН РК EN1993-1-5:

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

где  $\sigma_{cr}$  - критическое напряжение при крутильной форме потери устойчивости без учета защемлении пластины при загрузивании;

$f_y$  - номинальный предел текучести стали элементов жесткости, равный для стали марки S235:

$$f_y = 235 \text{ Н/мм}^2;$$

$\theta$  - параметр, обеспечивающий 3 класс работы, равный согласно НП:

$$\theta = 6.$$



Критическое напряжение  $\sigma_{cr}$  определяется по формуле:

$$\sigma_{cr} = \frac{N_{cr,\omega}}{A} = \frac{\frac{GI_T}{i_p^2}}{A};$$

где  $G$  - модуль сдвига, равный:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{210000}{2(1+0,3)} \approx 81000 \text{ Н/мм}^2;$$

$I_T$  - момент инерции Сен-Венана при кручении для поперечного сечения одного элемента жесткости, равный:

$$I_T = \frac{1}{3} \sum bt^3 = \frac{1}{3} (160 \cdot 16^3 + 80 \cdot 20^3) = 4,3 \cdot 10^5 \text{ мм}^4$$

$A$  - площадь поперечного сечения одного элемента жесткости:

$$A = 80 \cdot 20 + 160 \cdot 16 = 4160 \text{ мм}^2;$$

$i_p^2$  - квадрат радиуса полярного момента инерции, определяющийся по формуле:

$$i_p^2 = \frac{I_p}{A} = \frac{6,9 \cdot 10^7}{4160} = 16598,6 \text{ мм}^2.$$

Значит,

$$\sigma_{cr} = \frac{N_{cr}}{A} = \frac{\frac{GI_T}{i_p^2}}{A} = \frac{\frac{81000 \cdot 4,3 \cdot 10^5}{16598,6}}{4160} = 506,5 \text{ МПа}$$

Таким образом,

$$\sigma_{cr} = 506,5 \text{ МПа} < \theta f_y = 6 \cdot 235 = 1410 \text{ МПа}$$

Условие не выполняется.

## 10 ПРИВЕДЕННЫЕ НАПРЯЖЕНИЯ

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

**ПРИМЕЧАНИЕ 1** Данный метод является альтернативой методу с применением эффективной ширины согласно Разделам 4 – 7 с учетом:

- $\sigma_{x,Ed}$ ,  $\sigma_{z,Ed}$  и  $\tau_{Ed}$  — компоненты напряженного состояния, действующие совместно;
- предельные напряжения самой слабой части сечения могут определять несущую способность всего сечения.

**ПРИМЕЧАНИЕ 2** Предельные напряжения допускается также использовать для определения эквивалентных эффективных площадей. В Национальном Приложении могут устанавливаться ограничения на использование соответствующих методов.

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

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

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

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

$\gamma_{м1}$  — частный коэффициент безопасности.

10.3 Условную гибкость пластины  $\bar{\lambda}_p$  определяют по формуле:

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

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

**ПРИМЕЧАНИЕ 1** Для определения  $\alpha_{cr}$  усиленная элементами жесткости пластина может моделироваться для расчета в соответствии с правилами Разделов 4 и 5, без уменьшения момента инерции площади продольных элементов жесткости, как это указано в 5.3(4).

**ПРИМЕЧАНИЕ 2** Если нельзя определить  $\alpha_{cr}$  для панели и его отсеков в целом, то допускается проводить проверки отдельно для отсека и панели.

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

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

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

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

10.5 Понижающий коэффициент  $\rho$  допускается определять одним из следующих методов:

1) Меньшее значение из следующих понижающих коэффициентов:

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

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

$\chi_w$  — понижающий коэффициент, принимаемый согласно 5.3(1), при расчете несущей способности на срез.

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

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Данный метод приводит к проверке несущей способности по формуле:

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

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Для определения  $\rho_z$  для местных напряжений, действующих в поперечном направлении, принимают правила согласно Разделу 4, где для нормальных напряжений  $\sigma_x$  должны учитываться напряжения  $\sigma_z$  в поперечном направлении. В этом случае Раздел 6, как правило, не применяют;

2) Понижающие коэффициенты  $\rho_x$ ,  $\rho_z$  и  $\chi_w$ , определенные в соответствии с а), используются в формуле для  $\alpha_{ult,k}$ , как функция интерполяции.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Данный метод приводит к проверке несущей способности по формуле:

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

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Поскольку проверки согласно формулам (10.3), (10.4) и (10.5) уже содержат взаимодействие между поперечной силой, изгибающим моментом, продольной силой и местной поперечной нагрузкой, то расчет в соответствии с Разделом 7 может не применяться.

ПРИМЕЧАНИЕ 3 Национальное Приложение может содержать дополнительную информацию по применению формул (10.4) и (10.5). Если в пластине возникают напряжения растяжения и сжатия, то рекомендуется применять формулы (10.4) и (10.5) только сжатых частей сечений.

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

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

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

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

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

$\sigma_{cr,x}$ ,  $\sigma_{cr,z}$ ,  $\tau_{cr}$ ,  $\psi_x$  и  $\psi_z$  определяют согласно Разделам 4 – 6.

10.7 Расчет параметров элементов жесткости, а также детальное исполнение проводят согласно Разделу 9.

#### ПРИМЕР 9 Расчет металлической пластины на прочность и устойчивость по приведенным напряжениям

Исходные данные: выполнить расчет металлической пластины на прочность и устойчивость размерами  $1000 \times 1000$  мм и толщиной  $t = 10$  мм. Пластина испытывает следующие напряжения:  $\sigma_{x,ed} = 100 \text{ Н/мм}^2$ ,  $\sigma_{z,ed} = 100 \text{ Н/мм}^2$  и  $\tau_{ed} = 100 \text{ Н/мм}^2$ . Пластина выполнена из прокатной стали марки S355 номинальным пределом текучести  $f_y = 355 \text{ Н/мм}^2$  и номинальным значением временного сопротивления на растяжение  $f_u = 510 \text{ Н/мм}^2$ .

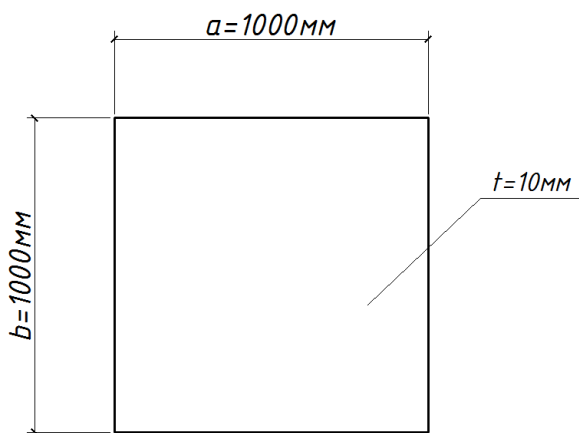


Рисунок 1

#### 2 Расчет прочности пластины по приведённым напряжениям

Расчет прочности пластины рекомендуется выполнить по методике Пункта 10 СН РК EN 1993-1-5 по приведенным напряжениям, с учетом  $\sigma_{x,ed}$ ,  $\sigma_{z,ed}$  и  $\tau_{ed}$  (компоненты напряженного состояния) действуют совместно.

Условие прочности, согласно Формуле (10.5) СН РК EN 1993-1-5:

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

где  $\rho_z$  - понижающий коэффициент, принимаемый в соответствии с Пунктом 4.5.4(1) СН РК EN 1993-1-5;

$\rho_x$  - понижающий коэффициент, принимаемый в соответствии с Пунктом 4.5.4(1) СН РК EN 1993-1-5;

$\chi_{M1}$  - понижающий коэффициент, принимаемый согласно Пункту 5.2 (1) СН РК EN 1993-1-5, при расчете несущей способности на срез.

Определение величины  $\rho_x$  и  $\rho_z$  зависит от величины условной гибкости  $\bar{\lambda}_p$ , которую определяет по Формуле (10.2) СН РК EN 1993-1-5:

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

где  $\alpha_{cr}$  - наименьший коэффициент увеличения расчетной нагрузки, при которой будет достигнута критическая нагрузка для пластины при упругой стадии работы, загруженной по всему полю напряжениями;

$\alpha_{ult,k}$  - наименьший коэффициент увеличения расчетных нагрузок, при которых будет достигнуто нормативное значение несущей способности пластины для критической точки при потере устойчивости.

Определение коэффициента  $\alpha_{cr}$  ведется по Формуле (10.6) СН РК EN 1993-1-5:

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

где  $\psi_x$  - параметр, зависящий от изменения напряжения по сечению пластины, при равномерном сжатии  $\psi_x = 1$ ;

$\psi_z$  - параметр, зависящий от изменения напряжения по сечению пластины, при равномерном сжатии  $\psi_z = 1$ ;

$\alpha_{cr,x}$  - параметр, определяемый по формуле  $\alpha_{cr,x} = \frac{\sigma_{cr,x}}{\sigma_{x,Ed}}$ ;

$\alpha_{cr,z}$  - параметр, определяемый по формуле  $\alpha_{cr,z} = \frac{\sigma_{cr,z}}{\sigma_{z,Ed}}$ ;

$\alpha_{cr,\tau}$  - параметр, определяемый по формуле  $\alpha_{cr,\tau} = \frac{\tau_{cr,\tau}}{\tau_{\tau,Ed}}$ .

Определение критических нормальных напряжений ведется согласно Пункту 4.4(2) и Приложению А.1(2) СН РК EN 1993-1-5 по формуле:

$$\sigma_{cr,x} = \sigma_{cr,z} = k_\sigma \cdot \sigma_E$$

где  $k_\sigma$  - коэффициент устойчивости, определяемый по Таблице 4.1 СН РК EN 1993-1-5, равный при  $\psi = 1$  (равномерное сжатие), равный:

$$k_\sigma = 4;$$

$\sigma_E$  - упругое напряжение потери устойчивости для ортотропной плиты, определяемое по указаниям Приложения А.1(2) СН РК EN 1993-1-5.

Следовательно, критическое нормальное напряжение равно:

$$\sigma_{cr,x} = \sigma_{cr,z} = k_\sigma \cdot \sigma_E = 4 \cdot \left( 190000 \left( \frac{t}{b} \right)^2 \right) = \frac{4 \cdot 190000 \cdot 10^2}{1000^2} = 76 \text{ МПа}$$

Расчет величины критических касательных напряжений ведется согласно Пункту 5.3(3) и Приложению А.3(1) СН РК EN 1993-1-5 по формуле:

$$\tau_{cr} = k_\tau \cdot \sigma_E$$

где  $k_\tau$  - коэффициент, учитывающий потерю устойчивости при сдвиге, зависящий от отношения размеров сторон пластины;

$\sigma_E$  - упругое напряжение потери устойчивости для ортотропной плиты, определяемое по указаниям Приложения А.1(2) СН РК EN 1993-1-5.

Определение коэффициента  $k_\tau$ , учитывающего потерю устойчивости при сдвиге и зависящий от отношения размеров сторон пластины  $\frac{a}{h_w} = \frac{1000}{1000} = 1,00$  ведется по Формуле (А.5) СН РК EN 1993-1-5:

$$k_\tau = 5,34 + 4,00 \left( \frac{h_w}{a} \right)^2 + k_{\tau,s1} \quad (A.5)$$

Значит, коэффициент, учитывающий потерю устойчивости при сдвиге, равен:

$$k_\tau = 5,34 + 4,00 \left( \frac{1000}{1000} \right)^2 + 0 = 9,34$$

Следовательно, величина критических касательных напряжений равна:

$$\tau_{cr} = k_{\tau} \cdot \sigma_E = k_{\tau} \left( 190000 \left( \frac{t}{b} \right)^2 \right) = 9,34 \left( 190000 \left( \frac{10}{1000} \right)^2 \right) = 179 \text{ МПа}$$

Из Формулы (10.6) СН РК EN 1993-1-5, коэффициент  $\alpha_{cr}$  равен:

$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \left( \left( \frac{1+1}{4 \cdot \frac{76}{100}} + \frac{1+1}{4 \cdot \frac{76}{100}} \right)^2 + 0 + 0 + \frac{1}{\left( \frac{179}{100} \right)^2} \right)^{1/2} = 2,745$$

$$\alpha_{cr} = 0,364$$

Из Формулы (10.3) СН РК EN 1993-1-5, коэффициент  $\alpha_{ult,k}$  равен:

$$\frac{1}{\alpha_{ult,k}^2} = \left( \frac{100}{355} \right)^2 + \left( \frac{100}{355} \right)^2 - \left( \frac{100}{355} \right) \left( \frac{100}{355} \right) + 3 \left( \frac{100}{355} \right)^2 = 0,31$$

$$\alpha_{ult,k} = 1,775$$

Из Формулы (10.2) СН РК EN 1993-1-5 условная гибкость  $\bar{\lambda}_p$  равна:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}} = \sqrt{\frac{1,775}{0,364}} = 2,207$$

Значит,

$$\bar{\lambda}_p = 2,207 > 0,673$$

Следовательно, при условной гибкости  $\bar{\lambda}_p = 2,207 > 0,673$  определение параметров  $\rho_x$  и  $\rho_z$  ведутся по Формуле (4.2) СН РК EN 1993-1-5:

$$\rho_x = \rho_z = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \quad (4.2)$$

$$\rho_x = \rho_z = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} = \frac{2,207 - 0,055(3 + 1)}{2,207^2} = 0,408$$

Определение коэффициента  $\chi_w$  по Таблице 5.1 СН РК EN 1993-1-5 при условии жесткой опорной части и при условной гибкости элемента  $\bar{\lambda}_p = 2,207 > 1,08$  ведется по формуле:

$$\chi_w = \frac{1,37}{0,7 + \bar{\lambda}_p} = \frac{1,37}{0,7 + 2,207} = 0,471$$

Проверка условия прочности по Формуле (10.5) СН РК EN 1993-1-5:

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

Значит,

$$\left( \frac{100}{0,41 \cdot 355} \right)^2 + \left( \frac{100}{0,41 \cdot 355} \right)^2 - \left( \frac{100}{0,41 \cdot 355} \right) \left( \frac{100}{0,41 \cdot 355} \right) + 3 \left( \frac{100}{0,471 \cdot 355} \right)^2 = 1,86 > 1,0$$

Условие прочности не выполняется. Следовательно. Необходимо изменить геометрические характеристики пластины или уменьшить действующие напряжения.

**Приложение А**  
(справочное)

**Расчет критических напряжений для листов с элементами жесткости**

**А.1 Эквивалентные ортотропные пластины**

А.1.1 Пластины с не менее чем тремя продольными элементами жесткости могут трактоваться как эквивалентные ортотропные пластины.

А.1.2 Упругие критические напряжения потери устойчивости для эквивалентной ортотропной пластины определяются по формуле:

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

$$\text{где } \sigma_E = \frac{\pi^2 E t^2}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot b^2} = 190000 \cdot \left( \frac{t}{b} \right)^2, \text{ МПа;}$$

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

$b$  — определяется по Рисунку А.1;

$t$  — толщина листа.

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

**ПРИМЕЧАНИЕ 2**  $\sigma_{cr,p}$  является упругим критическим напряжением потери устойчивости на краю отсека с наибольшим напряжением сжатия (см. Рисунок А.1).

**ПРИМЕЧАНИЕ 3** Для стенки балки ширину  $b$  в Формулах (А.1) и (А.2) заменяют на  $h_w$ .

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

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

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

(A.2)

с применением:

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

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

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

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

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

$I_p$  — момент инерции поперечного сечения для изгибаемой пластины, равный

$$\frac{bt^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)} = \frac{bt^3}{10,92};$$

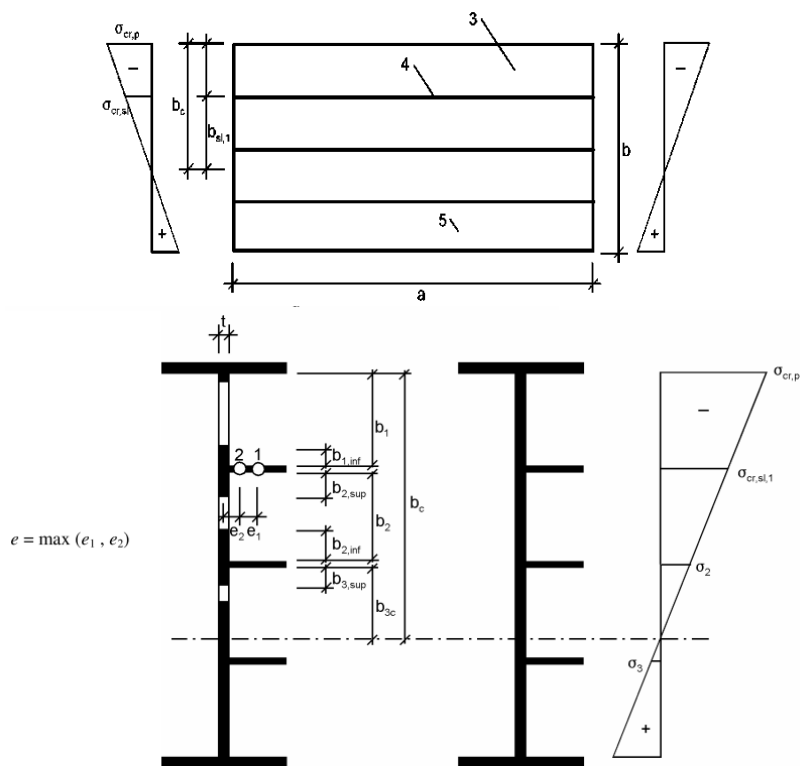
$A_{sl}$  — сумма площадей сечений брутто только продольных элементов жесткости;

$A_p$  — площадь сечения брутто пластины, равная  $bt$ ;

$\sigma_1$  — наибольшее краевое напряжение;

$\sigma_2$  — наименьшее краевое напряжение;

$a, b, t$  — определены на Рисунке А.1.



1 — центр тяжести продольных элементов жесткости;

2 — центр тяжести условного сжатого стержня, состоящего из продольного(-ых) элемента(-ов) жесткости и примыкающих участков стенки, для которых обеспечена местная устойчивость;

3 — отсек стенки; 4 — продольный элемент жесткости;

5 — толщина листа  $t$



	Ширина при площади сечения брутто	Ширина при эффективной площади согласно Таблице 4.1	Условие для $\psi_i$
$b_{1,\text{inf}}$	$\frac{3-\psi_1}{5-\psi_1} \cdot b_1$	$\frac{3-\psi_1}{5-\psi_1} \cdot b_{1,\text{eff}}$	$\psi_1 = \frac{\sigma_{\text{cr},sl,1}}{\sigma_{\text{cr},p}} > 0$
$b_{2,\text{sup}}$	$\frac{2}{5-\psi_2} \cdot b_2$	$\frac{2}{5-\psi_2} \cdot b_{2,\text{eff}}$	$\psi_2 = \frac{\sigma_2}{\sigma_{\text{cr},sl,1}} > 0$
$b_{2,\text{inf}}$	$\frac{3-\psi_2}{5-\psi_2} \cdot b_2$	$\frac{3-\psi_2}{5-\psi_2} \cdot b_{2,\text{eff}}$	$\psi_2 > 0$
$b_{3,\text{sup}}$	$0,4b_{3c}$	$0,4b_{3c,\text{eff}}$	$\psi_3 = \frac{\sigma_3}{\sigma_2} < 0$

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

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

### А.2.1 Общие положения

А.2.1.1 Если пластина усилена только одним продольным элементом жесткости в сжатой зоне, методика расчета по А.1 может быть упрощена, принимая элемент жесткости в виде поддерживающего условного стержня (подпорки) пластины на упругом основании, отражающей влияние пластины в направлении, перпендикулярном этому стержню. Упругое критическое напряжение условного стержня может быть определено согласно А.2.2.

А.2.1.2 Для определения площади сечения брутто  $A_{s\ell,1}$  и момента инерции сечения  $I_{s\ell,1}$  условного сжатого стержня принимается поперечное сечение брутто продольного элемента жесткости и примыкающих к нему смежных участков стенки следующим образом. Если отсек полностью сжат, то в расчете принимается участок пластины от края панели, равный  $(3 - \psi)/(5 - \psi)$  высоты  $b_1$  и равный  $2/(5 - \psi)$  от края с максимальным напряжением. Если в отсеке напряжения меняются с сжатия на растяжение, то в расчете необходимо применять участок стенки, равный  $0,4$  высоты  $b_c$  сжатой зоны отсека (см. Рисунок А.2 и Таблицу 4.1). В этом случае  $\psi$  является отношением напряжений рассматриваемого отсека.

А.2.1.3 Эффективная<sup>Р</sup> площадь поперечного сечения  $A_{s\ell,\text{eff}}$ , как сжатого условного стержня, должна приниматься как эффективная<sup>Р</sup> площадь сечения элемента жесткости и примыкающих эффективных<sup>Р</sup> частей стенки (см. Рисунок А.1). Условная гибкость пластины, как сжатого стержня, определяется согласно 4.4(4), рассчитывая  $\sigma_{\text{com},\text{Ed}}$  для площади поперечного сечения брутто пластины.

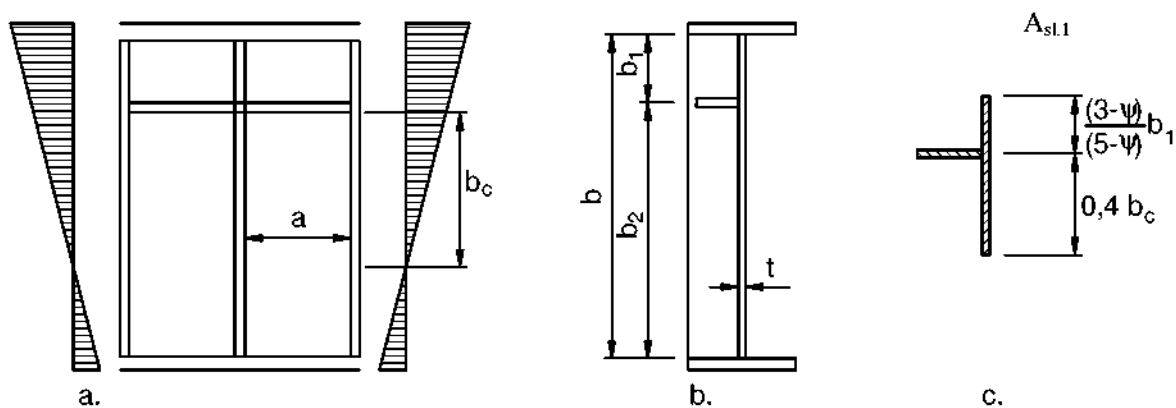
А.2.1.4 Если значение  $\rho_c f_y / \gamma_{M1}$ , где  $\rho_c$  определяется согласно 4.5.4(1), превышает среднее напряжение  $\sigma_{\text{com},\text{Ed}}$  в сжатом стержне, то дальнейшее уменьшение эффективной<sup>Р</sup> площади сжатого стержня не выполняется. В противном случае эффективную площадь в (4.6) заменяют на

$$A_{c,\text{eff},\text{loc}} = \frac{\rho_c f_y A_{s\ell,1}}{\sigma_{\text{com},\text{Ed}} \gamma_{M1}}. \quad (\text{A.3})$$

А.2.1.5 Уменьшение площади, приведенное в А.2.1(4), распространяется только на площадь условного сжатого стержня. Не используют уменьшение других сжатых участков пластины, кроме проверки потери устойчивости стенки отсека.

А.2.1.6 Как альтернатива расчету с применением эффективной<sup>Р</sup> площади согласно А.2.1(4), расчет устойчивости пластины как сжатого стержня допускается определять согласно А.2.1(5) – (7) с проверками, чтобы напряжения не превышали средних напряжений  $\sigma_{com,Ed}$ .

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

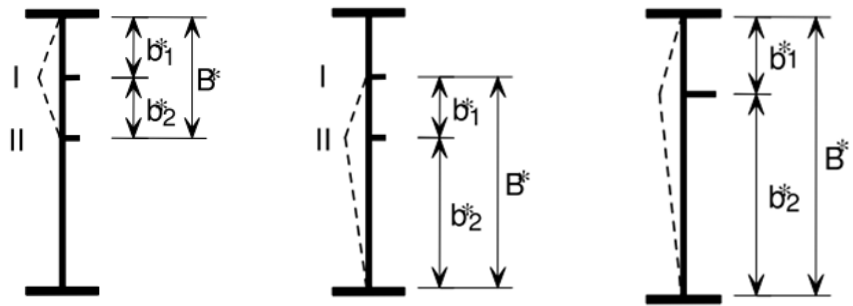


**Рисунок А.2 — Обозначения для листа толькос одним элементом жесткости в зоне сжатия**

А.2.1.7 Если два элемента жесткости находятся в сжатой зоне стенки, допускается применять метод, описанный в А.2.1(1), как для отдельного элемента жесткости (см. Рисунок А.3). Предполагается, что один из элементов жесткости выпучивается (теряет устойчивость), при этом другой остается жестким. Одновременная потеря устойчивости обоих элементов жесткости определяется, принимая в расчет, что оба элемента жесткости заменяют одним условным элементом жесткости. Для данного условного элемента жесткости справедливо следующее:

- 1) площадь сечения и момент инерции площади сечения условного элемента жесткости  $I_{se}$  являются суммой соответствующих величин для отдельных элементов жесткости;
- 2) расположение условного элемента жесткости соответствует положению результирующей усилий сжатия для отдельных элементов жесткости.

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



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

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

### А.2.2 Упрощенная модель продольного элемента жесткости, удерживаемого пластиной

А.2.2.1 В случае, если пластина усилена только одним продольным элементом жесткости в сжатой зоне, критическое напряжение потери устойчивости элемента жесткости как сжатого стержня, без учета продольных элементов жесткости в растянутой зоне, может определяться по формуле

$$\sigma_{cr, s\ell} = \frac{1,05 E}{A_{s\ell, 1}} \cdot \frac{\sqrt{I_{s\ell, 1} t^3 b}}{b_1 b_2} \quad \text{для } a \geq a_c; \quad (A.4)$$

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

с применением

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

где  $A_{s\ell, 1}$  — площадь сечения брутто элемента жесткости как сжатого стержня согласно А.2.1(2);

$I_{s\ell, 1}$  — момент инерции площади сечения брутто сжатого стержня согласно А.2.1(2) относительно оси его центра тяжести и параллельной плоскости пластины;

$b_1, b_2$  — расстояния от продольных краев стенки до элемента жесткости ( $b_1 + b_2 = b$ ).

А.2.2.2 Для пластины с двумя продольными элементами жесткости, расположенными в сжатой зоне, упругие критические напряжения потери устойчивости должны приниматься по большому из трех значений, определенных по Формуле (А.4) с применением  $b_1 = b_1^*$ ,  $b_2 = b_2^*$  и  $b = B^*$ . Продольные элементы жесткости, расположенные в растянутой зоне, не должны в расчете учитываться.

### А.3 Коэффициенты, учитывающие потерю устойчивости при сдвиге

А.3.1 Для пластин с жесткой опорной частью с поперечными элементами жесткости и без продольных элементов жесткости или с более чем двумя продольными элементами жесткости

коэффициент  $k_\tau$ , учитывающий потерю устойчивости при сдвиге, может быть определен по формулам:

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

$$\text{где } k_{\tau s\ell} = 9 \cdot \left( \frac{h_w}{a} \right)^2 \cdot \sqrt[4]{\left( \frac{I_{s\ell}}{t^3 h_w} \right)^3}, \text{ но не менее } \frac{2,1}{t} \cdot \sqrt[3]{\frac{I_{s\ell}}{h_w}};$$

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

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

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

A.3.2 Формулу A.5 допускается также применять для пластин с одним или двумя продольными элементами жесткости, если для отношения  $\alpha = \frac{a}{h_w}$  справедливо  $\alpha \geq 3$ . Для пластин с одним или двумя продольными элементами жесткости при  $\alpha < 3$  значение коэффициента  $k_\tau$ , учитывающего потерю устойчивости при сдвиге, допускается определять по формуле

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

#### ПРИМЕР 10 Расчет определения упругого критического напряжения потери устойчивости пластины с двумя элементами жесткости

Исходные данные: выполнить расчет упругого критического напряжения потери устойчивости пластины с двумя элементами жесткости. Пластина имеет размеры в плане:  $a = 1800\text{мм}$  (ширина пластины),  $b = 1800\text{мм}$  (высота пластины) и  $t = 10\text{мм}$  (толщина пластины). Металлическая пластина усилена продольными элементами жесткости. Размеры элементов жесткости: высота  $h_{sl} = 100\text{мм}$  и толщина  $t_{sl} = 10\text{мм}$ . Элементы жесткости расположены на расстоянии  $b_1 = 600\text{мм}$  друг от друга (см. Рисунок 1).

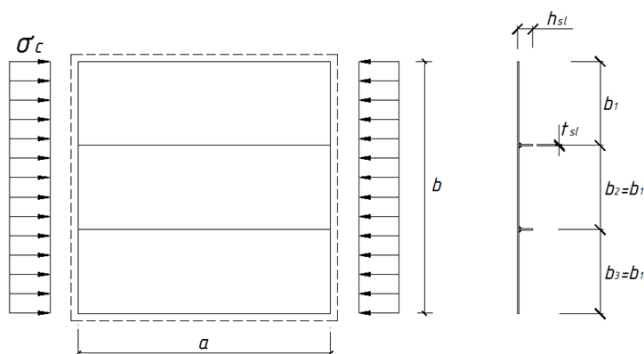


Рисунок 1 – Пластина с двумя элементами жесткости

Пластина и элементы жесткости выполнены из стали марки **S355** с номинальным пределом текучести  $f_y = 355 \text{ Н/мм}^2$ .

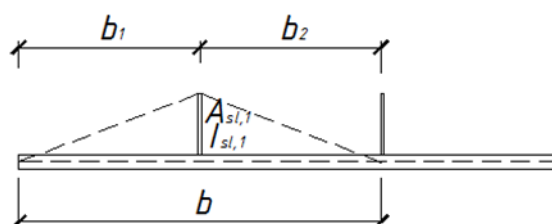
## 2 Определение критического напряжения

Расчет ведется согласно Приложению А.2 СН РК EN 1993-1-5, так как пластина имеет менее 3 элементов жесткости. Следовательно, рекомендуется учитывать требования Пункта А.2.1(7) СН РК EN 1993-1-5 при расчете пластины усиленной 2 элементами жесткости в зоне сжатия.

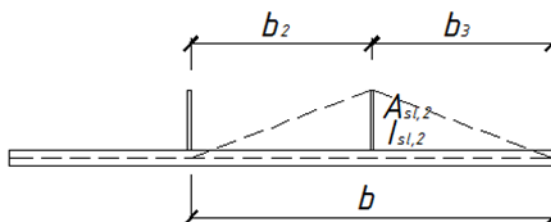
Согласно методу расчета пластины с двумя элементами жесткости, описанного в Пункте А.2.1(7) СН РК EN 1993-1-5, считается, что потеря устойчивости наступает в виду потери устойчивости (выпучивается) один из элементов жесткости, в то время как другой элемент жесткости сохраняет устойчивость (см. Рисунки 2(а) и 2(б)).

Кроме того, потеря устойчивости пластины с двумя элементами жесткости может наступить от одновременной потери устойчивости двух элементов жесткости. В этом случае, методом расчета Приложения А.2 СН РК EN 1993-1-5 предполагается рассчитывать потерю устойчивости как для элемента с сведенными вместе условные элементы жесткости (см. Рисунок 2(в)).

а) элемент жесткости 1



б) элемент жесткости 2



в) сведенные вместе условные элементы жесткости 1 и 2

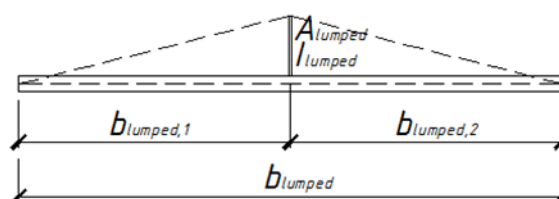


Рисунок 2

### 2.1 Элемент жесткости 1 и 2

Расстояние между общим центром тяжести элемента и центром тяжести элемента жесткости (см. Рисунок 3):

$$e_1 = 49,20 \text{ мм}$$

Расстояние между общим центром тяжести элемента и центром тяжести пластины (см. Рисунок 3):

$$e_2 = 6,80 \text{ мм}$$

Эффективная ширина пояса:

$$\bar{b}_1 = 595 \text{ мм и } \bar{b}_2 = 590 \text{ мм}$$

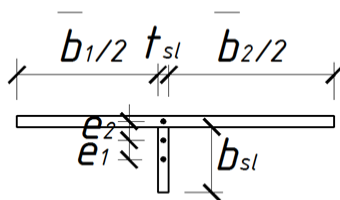


Рисунок 3

Ширина пояса (см. Рисунок 2(а)):

$$b_1 = b_2 = 600 \text{ мм}$$

$$b = b_1 + b_2 = 600 + 600 = 1200 \text{ мм}$$

Площадь поперечного сечения элемента жесткости 1:

$$A_{sl,1} = \left( \frac{\bar{b}_1 + \bar{b}_2}{2} + t_{sl} \right) \cdot t + b_{sl} \cdot t_{sl}$$

$$A_{sl,1} = \left( \frac{595 + 590}{2} + 10 \right) \cdot 12 + 100 \cdot 10 = 8230 \text{ мм}^2$$

Момент инерции площади поперечного сечения элемента жесткости 1:

$$I_{sl,1} = \frac{b_{sl}^3 \cdot t_{sl}}{12} + \frac{((\bar{b}_1 + \bar{b}_2)/2 + t_{sl,1}) \cdot t^3}{12} + b_{sl} \cdot t_{sl} \cdot e_1^2 + ((\bar{b}_1 + \bar{b}_2)/2 + t_{sl}) \cdot t \cdot e_2^2$$

$$I_{sl,1} = \frac{100^3 \cdot 10}{12} + \frac{\left( \frac{(595+590)}{2} + 10 \right) \cdot 12^3}{12} + 100 \cdot 10 \cdot 49,2^2 + \left( \frac{(595 + 590)}{2} + 10 \right) \cdot 12 \cdot 6,80^2$$

$$I_{sl,1} = 3,68 \cdot 10^6 \text{ мм}^4$$

Параметр  $a_c$ :

$$a_c = 4,33 \sqrt[4]{\frac{I_{sl,1} \cdot b_1^2 \cdot b_2^2}{t^3 \cdot b}} = 4,33 \sqrt[4]{\frac{3,68 \cdot 10^6 \cdot 600^2 \cdot 600^2}{12^3 \cdot 1200}} = 2998 \text{ мм}$$

Значит,

$$a_c = 2998 \text{ мм} > a = 1800 \text{ мм}$$

Так как  $a_c > a$  используется второй случай из Формулы (А.4) СН РК EN 1993-1-5 для определения критического напряжения потери устойчивости пластины с двумя элементами жесткости.

Критическое напряжение потери устойчивости:

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

$$\sigma_{cr,sl} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 3,68 \cdot 10^6}{8230 \cdot 1800^2} + \frac{210000 \cdot 12^3 \cdot 1200 \cdot 1800^2}{4 \cdot \pi^2 \cdot (1 - \nu^2) \cdot 8230 \cdot 600^2 \cdot 600^2} = 322 \text{ Н/мм}^2$$

$$\sigma_{cr,p}^I = \sigma_{cr,p}^{II} = \sigma_{cr,sl} = 322 \text{ Н/мм}^2$$

2.2 Сведенные вместе условные элементы жесткости 1 и 2

Ширина пояса (см. Рисунок 2(в)):

$$b_{lumped,1} = b_{lumped,2} = 900 \text{ мм}$$

$$b_{lumped} = 1800 \text{ мм}$$

Площадь поперечного сечения:

$$A_{lumped} = A_{sl}^I + A_{sl}^{II} = 8230 + 8230 = 16460 \text{ мм}^2$$

Момент инерции площади поперечного сечения:

$$I_{lumped} = I_{sl}^I + I_{sl}^{II} = 3,675 \cdot 10^6 + 3,675 \cdot 10^6 = 7,35 \cdot 10^6 = 7,35 \cdot 10^6 \text{ мм}^4$$

Параметр  $a_c$ :

$$a_c = 4,33 \sqrt[4]{\frac{I_{lumped} \cdot b_{lumped,1}^2 \cdot b_{lumped,2}^2}{t^3 \cdot b_{lumped}}}$$

$$a_c = 4,33 \sqrt[4]{\frac{7,35 \cdot 10^6 \cdot 900^2 \cdot 900^2}{12^3 \cdot 1800}} = 4832 \text{ мм}$$

$$a_c = 4832 \text{ мм} > a = 1800 \text{ мм}$$

Так как  $a_c > a$  используется второй случай Формулы (А.4) СН РК EN 1993-1-5 для определения критического напряжения потери устойчивости пластины с двумя элементами жесткости.

Критическое напряжение потери устойчивости:

$$\sigma_{cr,lumped} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{lumped}}{A_{lumped} \cdot a^2} + \frac{E \cdot t^3 \cdot b_{lumped} \cdot a^2}{4 \cdot \pi^2 \cdot (1 - \nu^2) \cdot A_{lumped} \cdot b_{lumped,1}^2 \cdot b_{lumped,2}^2}$$

$$\sigma_{cr,lumped} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 7,35 \cdot 10^6}{16460 \cdot 1800^2} + \frac{210000 \cdot 12^3 \cdot 1800 \cdot 1800^2}{4 \cdot \pi^2 \cdot (1 - \nu^2) \cdot 16460 \cdot 900^2 \cdot 900^2}$$

$$\sigma_{cr,lumped} = 290 \text{ Н/мм}^2$$

$$\sigma_{cr,p}^{lumped} = \sigma_{cr,lumped} = 290 \text{ Н/мм}^2$$

$$\sigma_{cr,p} = \min[\sigma_{cr,p}^I, \sigma_{cr,p}^{lumped}] = \min[322; 290] = 290 \text{ Н/мм}^2$$

Таким образом, металлическая пластина усиленная двумя элементами жесткости потеряет устойчивость при  $\sigma > 290 \text{ Н/мм}^2$ .

#### ПРИМЕР 11 Расчет критического напряжения потери устойчивости для пластины с элементами жесткости

Исходные данные: выполнить расчет критического напряжения потери устойчивости для пластины с элементами жесткости (см. Рисунок 1). Лист с элементами жесткости подвержен равномерному напряжению по всему поперечному сечению  $\sigma_x = 250 \text{ Н/мм}^2$ .

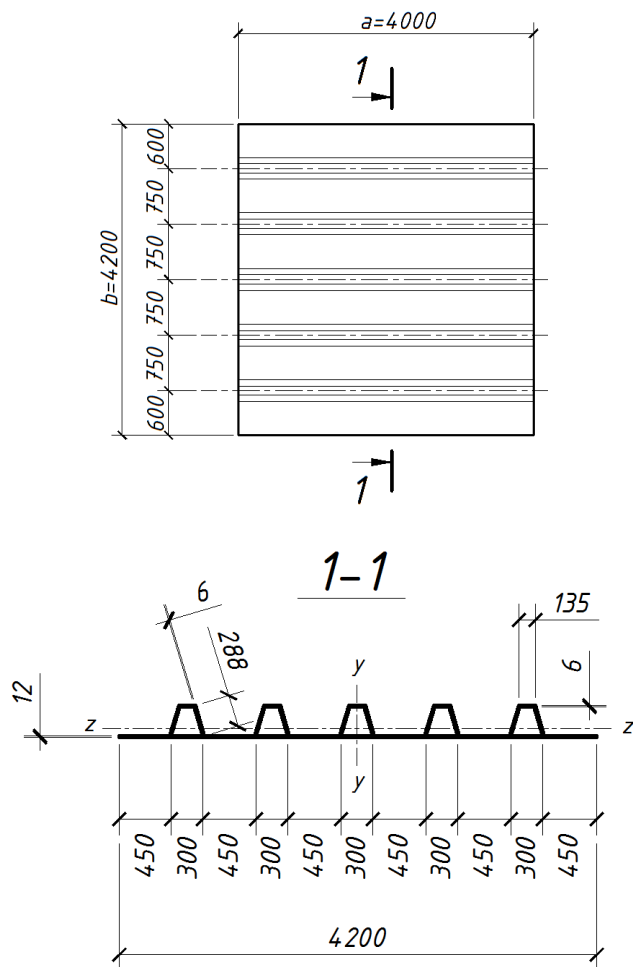


Рисунок 2

## 2 Определение геометрических характеристик

Пластина размерами  $a=4000$  и  $b=4200$  мм, толщиной  $t=12$  мм усилена 5 элементами жесткости Л-образной формы (см. Рисунок 3).

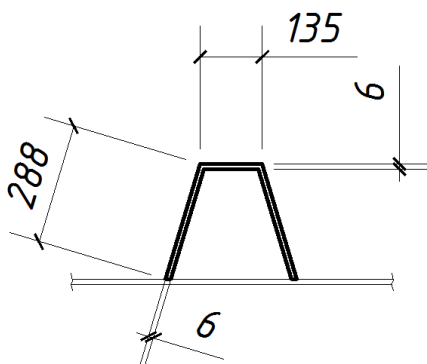


Рисунок 3 - Элемент жесткости Л-образной формы

Площадь поперечного сечения пластины с элементами жесткости:

$$A = 6 \cdot 450 \cdot 12 + 2 \cdot 5 \cdot 288 \cdot 6 + 5 \cdot 135 \cdot 6 = 71400 \text{ мм}^2$$

Площадь поперечного сечения брутто пластины:



$$A_p = b \cdot t = 4200 \cdot 12 = 50400 \text{ мм}^2$$

Площадь поперечного сечения 5 элементов жесткости:

$$\sum A_{sl} = 5(135 + 2 \cdot 288) = 5 \cdot 4200 = 21000 \text{ мм}^2$$

Момент инерции поперечного сечения пластины с элементами жесткости

$$I_z = 580,25 \cdot 10^6 \text{ мм}^4$$

### 3 Расчет критического напряжения

Методика расчета пластин с элементами жесткости (эквивалентных ортотропных пластин) описана в Приложении А.1 СН РК EN 1993-1-5. В данном примере количество элементов жесткости - 5 элементов. Это удовлетворяет требованию Пункта А.1(1) СН РК EN 1993-1-5, пластины с не менее чем тремя продольными элементами жесткости могут трактоваться как эквивалентные ортотропные пластины.

Расчет упругих критических напряжения потери устойчивости для эквивалентной ортотропной пластины ведется по Формуле (А.1) СН РК EN 1993-1-5:

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

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

$\sigma_E$  - упругое напряжение потери устойчивости для ортотропной плиты.

Коэффициент потери устойчивости  $k_{\sigma,p}$  определяется по Формуле (А.1) СН РК EN 1993-1-5 в зависимости от значения отношения момента инерции поперечного сечения пластины с элементами жесткости к моменту инерции поперечного сечения пластины без элементов жесткости (параметр  $\gamma$ ) и отношения размеров в плане пластины (параметр  $\alpha$ ).

Момент инерции сечения всего элемента  $I_{sl}$

$$I_{sl} = I_z = 580,25 \cdot 10^6 \text{ мм}^4$$

Момент инерции поперечного сечения изгибаемой пластины

$$I_p = \frac{bt^3}{12(1-\nu^2)} = \frac{bt^3}{10,92} = \frac{4200 \cdot 12^3}{10,92} = 664,6 \cdot 10^3 \text{ мм}^4$$

Параметр  $\gamma$ :

$$\gamma = \frac{I_{sl}}{I_p} = \frac{580,25 \cdot 10^6}{664,6 \cdot 10^3} = 873$$

Параметр  $\alpha$ :

$$\alpha = \frac{a}{b} = \frac{4}{4,2} = 0,95 > 0,5$$

При значении  $\sqrt[4]{\gamma} = \sqrt[4]{873} = 5,44 > \alpha = 0,95$  для определения упругого напряжения потери устойчивости для ортотропной плиты используется Формула (А.2) СН РК EN 1993-1-5:

$$k_{\sigma p} = \frac{2((1+\alpha^2)^2 + \gamma - 1)}{\alpha^2(\psi + 1)(1 + \sigma)} \quad (\text{А.2})$$

где  $\psi$  - величина изменения нормального напряжения по поперечному сечению, для равномерного сжатия  $\psi = 1$ ;

$\sigma$  - коэффициент, равный величине отношения площади поперечного сечения элементов жесткости к площади поперечного сечения пластины без элементов жесткости

Значит,

$$\sigma = \frac{\sum A_{sl}}{A_p} = \frac{21000}{50400} = 0,42$$

$$k_{\sigma p} = \frac{2((1 + \alpha^2)^2 + \gamma - 1)}{\alpha^2(\psi + 1)(1 + \sigma)} = \frac{2((1 + 0,95^2)^2 + 873 - 1)}{0,95^2(1 + 1)(1 + 0,42)} = 681,9$$

Упругое напряжение потери устойчивости для эквивалентной ортотропной пластины определяется по формуле из Пункта А.1(2) СН РК EN 1993-1-5:

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot t^2}{12(1 - \nu^2) \cdot b^2} = 190000 \left( \frac{t}{b} \right)^2$$

где  $t$  и  $b$  - геометрические размеры усиленной пластины.

Значит,

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot t^2}{12(1 - \nu^2) \cdot b^2} = 190000 \left( \frac{t}{b} \right)^2 = 190000 \left( \frac{12}{4200} \right)^2 = 1,543 \text{ Н/мм}^2$$

Таким образом, критическое упругое напряжение потери устойчивости для эквивалентной ортотропной пластины равно:

$$\sigma_{cr,p} = k_{\sigma,p} \cdot \sigma_E = 681,9 \cdot 1,543 = 1052 \text{ Н/мм}^2$$

$$\sigma_{cr,p} = 1052 \text{ МПа} > \sigma_x = 250 \text{ Н/мм}^2.$$

Следовательно, устойчивость пластины усиленной 5 элементами жесткости Л-образной формы обеспечена с запасом.

**Приложение В**  
(справочное)

**Элементы конструкции с переменным сечением**

**В.1 Общие положения**

В.1.1 Правила, приведенные в Разделе 10, применяются к стенкам элементов с непараллельными поясами как для балок коробчатого сечения и стенок открытых сечений с регулярными или нерегулярными и неортогональными элементами жесткости.

В.1.2 Для определения  $a_{ult,k}$  и  $a_{cr}$  допускается использовать метод конечных элементов FE-метод (см. приложение С).

В.1.3 Понижающие коэффициенты  $\rho_x$ ,  $\rho_z$  и  $\chi_w$  для определения условной гибкости  $\bar{\lambda}_p$  могут быть получены из соответствующих кривых потери устойчивости пластин (см. Разделы 4 и 5).

ПРИМЕЧАНИЕ Понижающие коэффициенты  $\rho$  допускается определять по формуле:

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

с применением:

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

и

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

Данный метод применим для значений  $\rho_x$ ,  $\rho_z$  и  $\chi_w$ . Значения  $\bar{\lambda}_{p0}$  и  $\alpha_p$  указаны в Таблице В.1. Значения в Таблице В.1 соответствуют данным кривых потери устойчивости пластин (см. Разделы 4 и 5) и дают непосредственную связь с геометрическими условными несовершенствами, определяемую по формуле:

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

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

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

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

В.2.1 Метод, указанный в В.1, допускается применять для проверки устойчивости пластины с учетом боковой крутильной формы потери устойчивости элементов, если значения  $\alpha_{ult,k}$  и  $\alpha_{cr}$  определяются следующим образом:

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

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

В.2.2 Если  $\alpha_{cr}$  зависит от крутильной формы потери устойчивости, то используемый понижающий коэффициент  $\rho$  принимается как наименьший понижающий коэффициент согласно В.1(3) и значение коэффициента  $\chi_{LT}$  при крутильной форме потери устойчивости следует применять согласно п. 6.3.3 EN 1993-1-1 (стр. 56-57).

**Приложение С**  
(справочное)

**Расчеты при помощи метода конечного элемента (fem)**

**С.1 Общие положения**

С.1.1 В Приложении С содержатся указания по применению метода конечных элементов FE-метод при расчете несущей способности по предельным состояниям или при проверках усталостной прочности пластинчатых элементов конструкции.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 В СН РК EN 1993-1-6 (стр.23-26) 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 FE-метода.

С.1.2 Выбор соответствующего метода конечного элемента зависит от исследуемой задачи с учетом следующих допущений.

**Таблица С.1 — Допущения для расчетов методом конечного элемента**

	Свойства материала	Свойства структуры	Несовершенства, см. С.5	Пример применения
	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

## **С.2 Применение**

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

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

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

## **С.3 Моделирование**

С.3.1 Выбор метода конечных элементов (плоская или объемная модели) и объем сетки принимают в зависимости от требуемой точности результатов расчета. Для контроля соответствия расчета действительной работе конструкции расчет должен выполняться с последующим уточнением исходных данных.

С.3.2 Моделирование методом конечных элементов может проводиться:

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

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

С.3.3 Граничные условия для опоры, внешнего вида конструкции и приложения нагрузки необходимо выбирать таким образом, чтобы результаты соответствовали действительной работе конструкции.

С.3.4 Геометрические параметры должны приниматься как номинальные.

С.3.5 Все несовершенства подразделяются по виду и полноте распространения, которые приведены в Разделе С.5.

С.3.6 Свойства материала выбирают с учетом С.6(2).

## **С.4 Выбор программы и документация**

С.4.1 Программа должна соответствовать заданию и быть надежной.

ПРИМЕЧАНИЕ Надежность программы может быть подтверждена посредством соответствующих контрольных проверок.

С.4.2 Размер сетки, нагрузка, граничные условия и другие вводимые данные документируют в сопровождении к расчету с целью возможности их воспроизведения третьими лицами.

### С.5 Учет несовершенств

С.5.1 Несовершенства, учитываемые при расчетах методом конечных элементов, должны содержать как геометрические, так и структурные несовершенства.

С.5.2 В случае невозможности учесть в расчете более точно геометрические и структурные несовершенства, допускается использовать эквивалентные геометрические несовершенства.

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

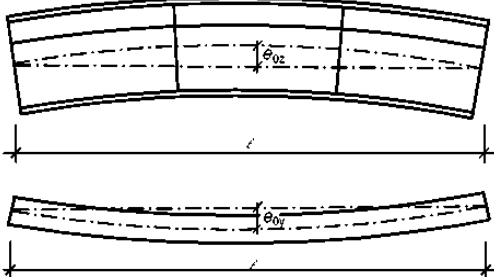
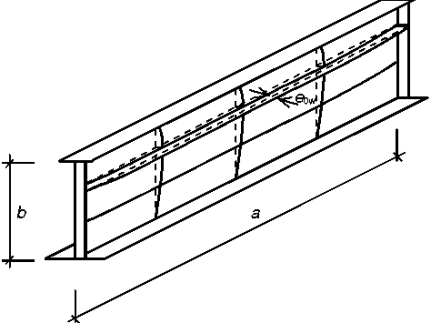
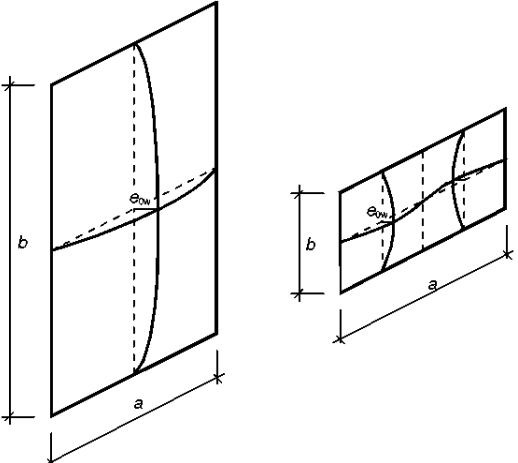
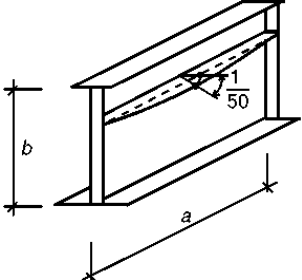
**ПРИМЕЧАНИЕ 2** Структурные несовершенства, вызванные остаточными напряжениями в процессе производства при изготовлении конструкций, могут быть представлены в виде дополнительных напряжений с амплитудой выгибов, равных средним (предполагаемым) размерам.

С.5.3 Указания по учету несовершенств в расчете следует применять с целью достижения самой низкой несущей способности.

С.5.4 Для эквивалентных геометрических несовершенств допускается применять данные Таблицы С.2 и Рисунка С.1.

**Таблица С.2 — Эквивалентные геометрические несовершенства**

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

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

**Рисунок С.1 — Моделирование эквивалентных геометрических несовершенств**

С.5.5 При комбинации несовершенств выбирается основное определяющее несовершенство и сопровождающие несовершенства, которые могут иметь значения, уменьшенные до 70 %.



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

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

### С.6 Свойства материала

С.6.1 Свойства материала применяют с нормативными значениями.

С.6.2 В зависимости от требуемой точности и величины уровня напряжений при расчете допускается применять следующие предпосылки для свойств материала (см. Рисунок С.2):

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

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{true}} &= \sigma \cdot (1 + \varepsilon), \\ \varepsilon_{\text{true}} &= \ln \cdot (1 + \varepsilon).\end{aligned}\tag{C.1}$$

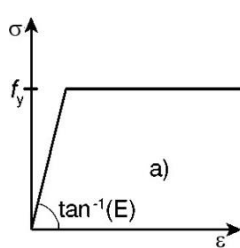
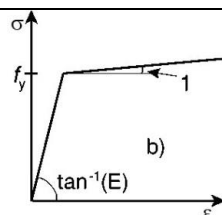
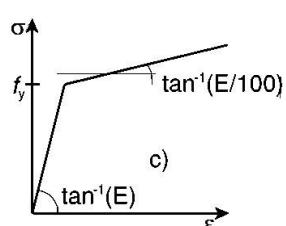
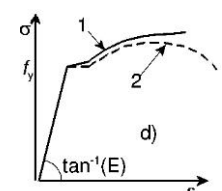
Модель		
Только с площадкой текучести		 1 - $\tan^{-1}(E/10000)$ (или аналогично малое значение)
Со стадией самоупрочнения		 1 — действительная кривая напряжение-деформация; 2 — кривая напряжение-деформация по результатам испытаний

Рисунок С.2 — Моделирование свойств материала

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

### С.7 Нагрузки

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

### С.8 Критерии для предельного состояния

При расчете конструкций по предельным состояниям должны применяться следующие критерии:

- 1) для конструкций, чувствительных к потере устойчивости, — достижение максимальной нагрузки;
- 2) для участков конструкций, подвергающихся воздействию растягивающих напряжений, — достижение предельного значения напряжения в наиболее нагруженном волокне.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 В Национальном Приложении может специально ограничиваться уровень напряжения

в наиболее нагруженном волокне, например на 5 % от рекомендуемого значения.

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

### С.9 Частные коэффициенты безопасности

С.9.1 Коэффициент увеличения нагрузки  $\alpha_u$  при расчете конструкций по предельным состояниям должен быть достаточно обоснованным, чтобы выполнялось требование надежности конструкции.

С.9.2 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 СН РК EN 1990 (Приложение D, стр. 65-76);

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.

С.9.3 Для  $\alpha_u$  должно выполняться условие:

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

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.

## Приложение D (справочное)

### Балки с гофрированными стенками

#### D.1 Общие положения

Правила определения расчетных параметров в Приложении D распространяются на  
I — балки с трапециевидными или синусоидальными гофрированными стенками и поясами согласно Рисунку D.1.

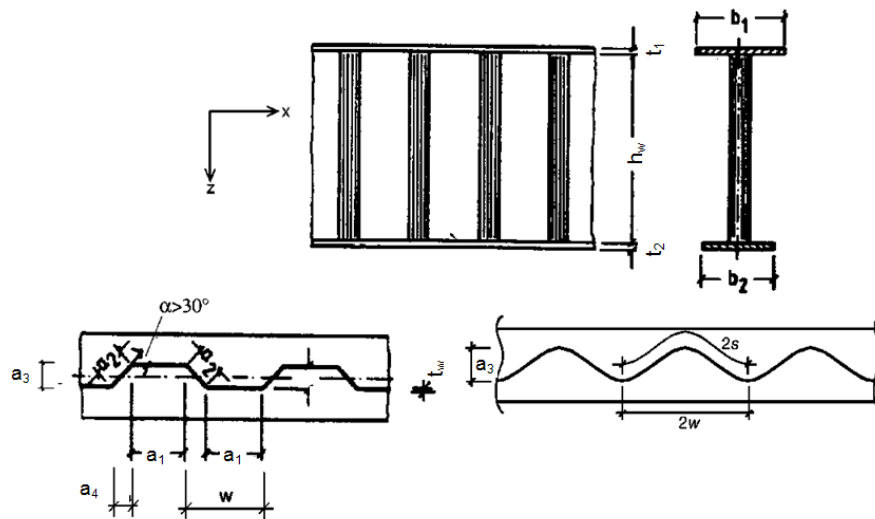


Рисунок D.1 — Геометрические обозначения

#### D.2 Предельное состояние несущей способности

##### D.2.1 Несущая способность по изгибающему моменту

D.2.2 Несущая способность по изгибающему моменту  $M_{y,Rd}$  должна приниматься как минимальная из следующих значений:

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

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

$$f_{yf,r} = f_{yf} f_T; \\ f_T = 1 - 0,4 \cdot \sqrt{\frac{\sigma_x(M_z)}{f_{yf}}},$$

здесь  $\sigma_x(M_z)$  — напряжение в поясе, вызванное моментом поперечного изгиба;

$\chi$  — понижающий коэффициент при потере устойчивости пластины, определяется согласно п. 6.3 СН РК EN 1993-1-1.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Момент поперечного изгиба  $M_z$  определяют из передачи усилий сдвига от стенки в пояса согласно Рисунку D.2.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 В синусоидальных гофрированных стенках  $f_T = 1,0$ .

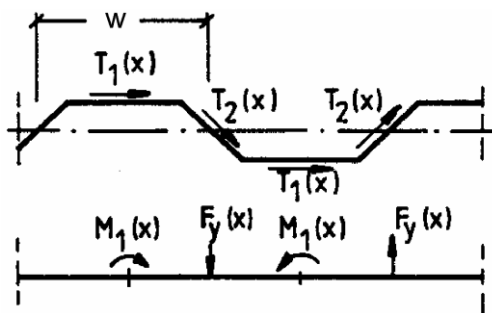


Рисунок D.2 — Поперечные нагрузки на пояс вследствие передачи усилий сдвига

D.2.2 Эффективную<sup>p</sup> площадь сжатого пояса определяют согласно 4.4(1), используя наибольшее значение условной гибкости  $\bar{\lambda}_p$ , определяемое по 4.4(2). Коэффициент, учитывающий потерю устойчивости  $k_\sigma$ , должен приниматься большим из значений:

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

где  $b$  — максимальная ширина от валика сварки до свободного края;

$a = a_1 + 2 a_4$ ;

$$b) k_\sigma = 0,60 \quad (D.3)$$

## D.2.2 Несущая способность при сдвиге

D.2.2.1 Несущую способность при сдвиге  $V_{bw,Rd}$  определяют по формуле:

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

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

D.2.2.2 Понижающий коэффициент  $\chi_{c,\ell}$  при местной потере устойчивости пластины определяют по формуле:

$$\chi_{c,\ell} = \frac{1,15}{0,9 + \bar{\lambda}_{c,\ell}} \leq 1,0, \quad (D.5)$$

где

$$\bar{\lambda}_{c,\ell} = \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr,\ell} \sqrt{3}}} \quad (D.6)$$

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

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

**ПРИМЕЧАНИЕ** Для синусоидальных гофрированных стенок в Национальном Приложении могут даваться указания по определению  $\tau_{cr,\ell}$  и  $\chi_{c,\ell}$ .

Рекомендуется применять следующую формулу:

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

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

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

D.2.2.3 Понижающий коэффициент  $\chi_{c,g}$  общей потери устойчивости рассчитывают по формуле

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

где

$$\bar{\lambda}_{c,g} = \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr,g} \cdot \sqrt{3}}} \quad (D.9)$$

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

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

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

$I_z$  — момент инерции площади гофрированного отрезка длиной  $w$  (см. Рисунок D.1).

**ПРИМЕЧАНИЕ 1** Значения  $s$  и  $I_z$  определяют для действительной формы гофрирования.

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

### D.2.3 Требования к концевым элементам жесткости

Концевые элементы жесткости определяют согласно Разделу 9.

**Приложение Е**  
(обязательное)

**Альтернативные методы определения эффективных сечений**

**Е.1 Эффективные площади сечений для напряжений ниже предела текучести**

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

- 1) для сжатой пластины с двухсторонним закреплением:

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

- 2) для сжатой пластины с односторонним закреплением (свес листа):

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

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

**Е.2 Эффективные площади элементов жесткости**

Е.2.1 Для расчета эффективных площадей элементов жесткости при определении прочности по предельным состояниям условную гибкость  $\bar{\lambda}_{p,ser}$  допускается определять по формуле

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

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

Е.2.2 Момент инерции площади сечения допускается принимать по интерполяции между моментом инерции площади сечения брутто и моментом инерции эффективной площади для рассматриваемого сечения при соответствующем сочетании нагрузок по формуле

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

где  $I_{gr}$  — момент инерции площади поперечного сечения брутто;

$\sigma_{gr}$  — наибольшее напряжение от изгиба, полученное для поперечного сечения брутто, в предельном состоянии по эксплуатационной пригодности;

$I_{eff}(\sigma_{com,Ed,ser})$  — момент инерции площади эффективного поперечного сечения при местной потере устойчивости согласно Формуле (Е.1), определяется для сечения с наибольшим напряжением  $\sigma_{com,Ed,ser} \geq \sigma_{gr}$  в пределах длины рассматриваемого пролета.

Е.2.3 Момент инерции эффективной площади поперечного сечения  $I_{eff}$  может иметь различные значения вдоль пролета согласно размещению отдельных элементов жесткости. Альтернативно значение  $I_{eff}$  допускается принимать постоянным, равным максимальному моменту инерции при эксплуатационных нагрузках.

Е.2.4 Расчет требует итеративного подхода, но с достаточной точностью допускается выполнять разовый расчет, при котором уровень напряжений должен быть равным или больше  $\sigma_{com,Ed,ser}$ .





*Ресми басылым*

ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫ ҰЛТТЫҚ ЭКОНОМИКА МИНИСТРЛІГІНІҢ  
ҚҰРЫЛЫС, ТҰРҒЫН ҮЙ-КОММУНАЛДЫҚ ШАРУАШЫЛЫҚ ІСТЕРІ ЖӘНЕ  
ЖЕР РЕСУРСТАРЫН БАСҚАРУ КОМИТЕТІ

**ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ  
НОРМАТИВТІК-ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ**

**ҚР НТҚ 03-01-5.1-2011  
БОЛАТ КОНСТРУКЦИЯЛАРДЫ ЖОБАЛАУ  
1-2 бөлімі. Табақша элементтерді жобалау**

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 03-01-5.1-2011  
ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ  
Часть 1-2. Проектирование пластинчатых элементов**

Ответственные за выпуск: АО «КазНИИСА»

050046, г. Алматы, ул. Солодовникова, 21  
Тел./факс: +7 (727) 392-76-16 – приемная