УКРАИНСКИЙ ЦЕНТР
СТАЛЬНОГО
СТРОИТЕЛЬСТВА

РАСЧЕТ НЕСУЩИХ И ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ СТАЛЬНЫХ ХОЛОДНОФОРМОВАННЫХ ПРОФИЛЕЙ В СООТВЕТСТВИИ С ЕВРОКОДОМ 3

METIHBECT®

BLACHY PRUSZYŃSKI

РАСЧЕТ НЕСУЩИХ И ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ СТАЛЬНЫХ ХОЛОДНОФОРМОВАННЫХ ПРОФИЛЕЙ

в соответствии с Еврокодом 3

УДК 624.04.014 УЦСС-010-15

ББК 38.54

С30

РАСЧЕТ НЕСУЩИХ И ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ СТАЛЬНЫХ ХОЛОДНОФОРМОВАННЫХ ПРОФИЛЕЙ В СООТВЕТСТВИИ С ЕВРОКОДОМ 3

Семко В.А. Расчет несущих и ограждающих конструкций из стальных холодноформованных профилей в соответствии с Еврокодом 3.

В работе рассмотрены теоретические основы расчета стальных холодноформованных конструкций по предельным состояниям первой и второй групп согласно национального стандарта ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3:2012 «Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-3. Загальні правила. Додаткові правила для холодноформованих елементів і профільованих листів (EN 1993-1-3:2006 IDT)».

Рецензенты:

С.Ф. Пичугин, заведующий кафедрой конструкций из металла, дерева и пластмасс Полтавского национального технического университета имени Юрия Кондратюка, д.т.н., профессор, лауреат Государственной премии в области науки и техники.

Н.В. Савицкий, проректор по научной работе ГВУЗ «Приднепровской государственной академии строительства и архитектуры», заведующий кафедрой железобетонных конструкций, д.т.н., профессор.

Данная публикация не может переиздаваться, сберегаться или передаваться в любой форме и любыми средствами без предварительного письменного разрешения издателя, кроме случаев передачи в целях исследования, персонального изучения, критики или обзора, или случаев издания по лицензии УЦСС, или другого соответствующего органа лицензирования за пределами Украины.
Хотя были приняты меры для обеспечения корректности данной публикации в пределах известных фактов или принятых на момент публикации практик, Украинский Центр Стального Строительства, авторы и редакторы не несут ответственности за любые ошибки или неверные толкования этой информации, и за любые потери, связанные с ее использованием.
Копии публикации, предоставляемые Членам УЦСС, не предназначены для продажи.

© Украинский Центр Стального Строительства, 2015

ISBN 978-617-696-304-2

ПРЕДИСЛОВИЕ

До 2013 года на территории Украины полностью отсутствовали нормативные документы на проектирование конструкций из стальных тонкостенных профилей. С введением в действие государственного стандарта ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3:2012 «Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-3. Загальні правила. Додаткові правила для холодноформованих елементів і профільованих листів (EN 1993-1-3:2006 IDT)» перед строительной отраслью открывается целый класс до этого момента малоиспользуемых конструкций.

В сотрудничестве с компанией Метинвест-Холдинг, крупнейшим производителем железорудного сырья и стали, компанией Прушиньски, одним из лидеров по производству стальных холодноформованных конструкций в Украине, а также под эгидой Ассоциации Украинский Центр Стального Строительства сделан шаг для популяризации данных конструкций, путем написания книги, призванной облегчить понимание нормативного документа.

В работу вошли теоретические аспекты проектирования стальных холодноформованных конструкций по ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3:2012 (с первого по восьмой раздел), а также примеры расчета поперечных сечений, элементов и их соединений. Работа не охватывает разделы посвященные испытаниям конструкций (раздел 9) и элементам, работающим совместно с другими элементами (раздел 10), так как, по мнению автора, эти разделы требуют отдельного рассмотрения и будут интересны более узкому кругу читателей.

Данная работа, прежде всего, адресуется проектировщикам и производителям стальных холодноформованных конструкций, студентам и аспирантам строительных и архитектурных специальностей.

Автор выражает благодарность компаниям Метинвест-Холдинг, Прушиньски, Ассоциации Украинский Центр Стального Строительства за помощь в публикации издания; профессорам Пичугину С.Ф. и Семко А.В. за замечания и пожелания в процессе написания работы; аспиранту Прохоренко Д.А. за помощь в разработке примеров.

Издание не является официальным нормативным документом и может использоваться в практике проектирования лишь как справочная литература.

СОДЕРЖАНИЕ

ПРЕДИСЛОВИЕ 3

РАЗДЕЛ 1. ОСНОВНЫЕ ПОНЯТИЯ О СТАЛЬНЫХ ХОЛОДНОФОРМОВАННЫХ КОНСТРУКЦИЯХ

1.1. Определение и история развития холодноформованных конструкций 6
1.2. Формы холодноформованных стальных сечений 7
1.3. Производство холодноформованных элементов 9
1.4. Основы расчета холодноформованных конструкций по ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3:2012 11

РАЗДЕЛ 2. МАТЕРИАЛЫ СТАЛЬНЫХ ХОЛОДНОФОРМОВАННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

2.1. Общие положения 12
2.2. Конструкционные стали 14

РАЗДЕЛ 3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГЕОМЕТРИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК ПОПЕРЕЧНЫХ СЕЧЕНИЙ СТАЛЬНЫХ ХОЛОДНОФОРМОВАННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

3.1. Влияние мест изгиба на геометрические характеристики поперечного сечения элемента 18
3.2. Допустимые геометрические пропорции профилей 21
3.3. Моделирование расчетных схем элементов поперечного сечения 22
3.4. Учет кривизны полок 23
3.5. Потеря местной устойчивости и устойчивости формы сечения 24
3.5.1. Определение эффективных характеристик плоских элементов без элементов жесткости 27
3.5.2. Определение эффективных характеристик плоских элементов с краевыми или промежуточными элементами жесткости 29
3.5.2.1. Плоские элементы с краевыми отгибами 30
3.5.2.2. Плоские элементы с промежуточными элементами жесткости 46
3.5.2.3. Трапециевидные листовые профили с промежуточными элементами жесткости 53
3.5.2.3.1. Полки с промежуточными элементами жесткости 53
3.5.2.3.2. Стенки с элементами жесткости в количестве не более двух 55
3.5.2.3.3. Профилированные листы с элементами жесткости на полках и стенках 58

РАЗДЕЛ 4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ПОПЕРЕЧНЫХ СЕЧЕНИЙ СТАЛЬНЫХ ХОЛОДНОФОРМОВАННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

4.1. Расчет на осевое растяжение 72
4.2. Расчет на осевое сжатие 73
4.3. Расчет на изгиб 76

4.3.1 Несущая способность сечения при упругой и упругопластической работе сжатой полки 76
4.3.2. Несущая способность сечения при упругой и упругопластической работе только растянутой полки 77
4.3.3. Влияние сдвигового запаздывания при расчете изгибаемых элементов 78
4.4. Расчет на сдвиг 80
4.5. Расчет на кручение 81
4.6. Расчет на действие местных поперечных усилий 82
4.6.1. Расчет на действие местных поперечных усилий для сечений с одной стенкой без элементов жесткости 83
4.6.2. Расчет на действие местных поперечных усилий для сечений с двумя и более стенками без элементов жесткости 88
4.6.3. Расчет на действие местных поперечных усилий для сечений со стенками с элементами жесткости 90
4.7. Расчет на совместное действие растяжения и изгиба 90
4.8. Расчет на совместное действие сжатия и изгиба 91
4.9. Расчет на совместное действие поперечной силы, осевой силы и изгибающего момента 92
4.10. Расчет на совместное действие изгибающего момента и местной нагрузки или опорной реакции 95

РАЗДЕЛ 5. РАСЧЕТ НА УСТОЙЧИВОСТЬ СТАЛЬНЫХ ХОЛОДНОФОРМОВАННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

5.1. Проверка устойчивости сжатых элементов постоянного сечения 99
5.2. Проверка устойчивости изгибаемых элементов постоянного сечения 107
5.3. Проверка устойчивости элементов постоянного сечения подверженных изгибу и осевому сжатию (растяжению) 111

РАЗДЕЛ 6. РАСЧЕТ СТАЛЬНЫХ ХОЛОДНОФОРМОВАННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ВТОРОЙ ГРУППЫ 116

РАЗДЕЛ 7. РАСЧЕТ СОЕДИНЕНИЙ СТАЛЬНЫХ ХОЛОДНОФОРМОВАННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

7.1. Общие положения 118
7.2. Нахлесточные и концевые соединения сжатых элементов 118
7.3. Соединения на метизах 119
7.4. Точечная сварка 124
7.5. Сварные соединения внахлест 125
7.5.1. Соединения на угловых сварных швах 126
7.5.2. Дуговая точечная сварка 126

Сортамент несущих профилей компании Прушиньски 134
Список литературы 140

РАЗДЕЛ 1. ОСНОВНЫЕ ПОНЯТИЯ О СТАЛЬНЫХ ХОЛОДНОФОРМОВАННЫХ КОНСТРУКЦИЯХ

1.1 Определение и история развития холодноформованных конструкций

Австралийский профессор Gregory J. Hancock в своей работе [12] дает лаконичное, но точное определение стальных холодноформованных конструкций (англ. cold-formed steel structures): стальные холодноформованные элементы – это элементы изготовленные путем изгибания (или прокатывания) плоского стального листа таким образом, что полученная новая форма выдерживала большую нагрузку, чем плоский лист.

Стальные холодноформованные конструкции имеют довольно длительную историю. Данный вид конструкций был уже известен в середине XIX века в США и Великобритании [13, 14]. В 1849 году, во время «золотой лихорадки» в Калифорнии, кровельщик из Нью-Йорка Peter Naylor, рекламировал и продавал «передвижные железные дома для Калифорнии» из гофрированных частей. Из рекламного проспекта следовало, что «20-ти и 15-ти футовые дома, могут быть построены менее чем за день, дешевле деревянных домов, огнестойкие и более комфортабельные, чем палатки».

В 1920-х – 1930-х годах развитие холодноформованных конструкций замедлилось в связи с отсутствием стандартов на материалы и строительных норм по проектированию данного типа конструкций.

Однако различные компании в США вели разработки в данном направлении. Так, на Всемирной ярмарке Chicago Century of Progress Exposition, которая проходила в 1933 году в Чикаго архитектор Howard T. Fisher, опираясь на разработки вагоностроительной компании Pullman Car Corporation, представил совместную разработку – железный дом, который можно было собрать за четыре дня. За пять месяцев работы ярмарки железный дом посетило около двух миллионов посетителей. Работы по внедрению данного проекта были приостановлены в связи с началом Второй мировой войны. Так же на этой выставке Armco Steel Corporation впервые представила кровельные панели со стоячими фальцами.

Развитие холодноформованных конструкций продолжалось во время Второй мировой войны и после нее. Так компания Lustron Homes разработала каркасные дома (см. рис. 1.1) и в период с 1946 года по 1948 год по заказу армии США построила для бывших солдат 2498 таких домов. В этих домах практически все было построено из стали. Другая компания, Quonset Huts, разработала проекты складских зданий, бараков и ангаров с применением листовых конструкций. Пролеты таких конструкций достигали 36,5 м [15].

Тогда же холодноформованные конструкции применялись и в традиционном строительстве. В 1925 году в городе Линчбург, штат Вирджиния был построен госпиталь (Virginia Baptist Hospital). Несущие стены здания были выполнены из кирпича, а в качестве балок перекрытия были смонтированы стальные балки из двух С-образных профилей соединенных стенками с виде двутавра. Толщина профиля составляла 0,073 дюйма (1,85 мм), высота профиля 8 дюймов (203,2 мм), ширина полки 2,25 дюйма (57,15 мм) и высота отгиба полки 0,5 дюйма (12,7 мм). Обследование проведенное через 80 лет после строительства показало, что балки находятся в удовлетворительном состоянии и могут эксплуатироваться и далее.

Рисунок 1.1 Дом компании Lustron построенный в 1940-х, современный вид

Рисунок 1.2 George Winter, «отец холодноформованных конструкций»

Несмотря на успехи в развитии холодноформованных конструкций, уровень их использования все равно был значительно ниже, чем горячекатаных конструкций. Значительным фактором, который влиял на этот дисбаланс применения, являлся факт отсутствия нормативных документов. Поэтому Американский институт чугуна и стали (American Iron and Steel Institute – AISI) принимает решение о разработке стандарта проектирования холодноформованных конструкций. В феврале 1939 года Комитет строительных норм (Committee on Building Codes) AISI оплатил Cornell University разработку стандарта для холодноформованных конструкций. Возглавил работу над первым в мире нормативным документом по холодноформованным конструкциям – George Winter (см. рис. 1.2), которого называют «отцом холодноформованных конструкций». Интересный факт из биографии G. Winter'a – в период с 1932 по 1938 года он работал в Свердловске инженером на стройках «перовой пятилетки» и преподавал в местном институте. Под его руководством в 1946 году был издан первый нормативный документ – Specification for the Design of Light Gage Steel Structural Members. Стандарт состоял из шести разделов: общие данные, методика проектирования, метод расчета по допустимым напряжениям, соединения, проектирование стеновых стоек и испытания конструкций.

В последующем, норматив, разработанный G. Winter имел несколько редакций. С 2001 года на территории Северной Америки действует единый нормативный документ, рассчитанный на использование инженерами Канады, США и Мексики. Его последняя редакция выпущена в 2007 году – AISI S100-07 «North American Specification for Design of Cold-Formed Steel Structural Members» [1].

В Европе развитие норм проектирования холодноформованных конструкций на начальном этапе опиралось на исследования, проведенные в Cornell University. Дальнейшие исследования проводились раздельно в каждой стране. Это привело к тому, что в 1980-х практически во всех европейских странах (кроме СССР) были национальные нормативные документы [17]. В 1955 году была создана организация European Convention for Constructional Steelwork (ECCS) для координации действий между научными институтами, производителями и потребителями стальных строительных конструкций. При ECCS был создан и действует технический комитет TC7 «Cold-Formed Thin-Walled Sheet Steel in Buildings». Техническим комитетом TC7 было разработано ряд методических документов, которые позволили в 1993 году принять единые европейские нормы по проектированию стальных конструкций. На данный момент в Европейском Союзе для расчета стальных холодноформованных конструкций действует норматив EN 1993-1-3:2006 [3].

1.2 Формы холодноформованных стальных сечений

Стальные холодноформованные элементы можно разделить на два основных типа [11, 13]:

1. Линейные элементы каркаса.
2. Панели и настилы.

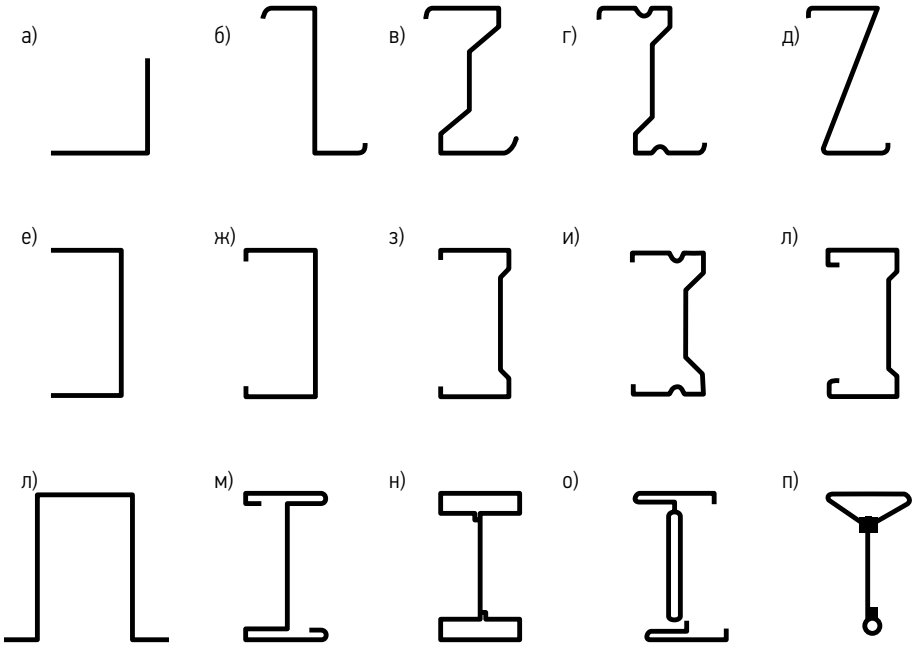


Рисунок 1.3 Одиночные профили открытого сечения

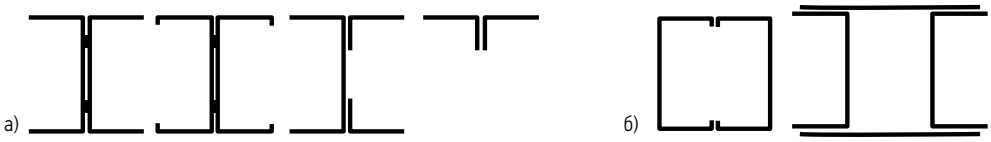


Рисунок 1.4 Составные профили: а – открытого сечения; б – закрытого сечения

Линейные элементы могут быть из одиночных профилей (рис. 1.3) и составными (рис. 1.4). Сфера применения линейных элементов очень широка: балки небольших пролетов, кровельные или стеновые прогоны, отдельно стоящие колонны или стойки стеновых конструкций, пояса ферм. В целом, высота холодноформованных элементов находится в пределах 50...300 мм, иногда используются профили высотой до 500 мм. Толщины несущих конструкций чаще всего составляют 1,0...8,0 мм.

Стоит отметить, что холодноформованные профили замкнутого сечения – круглые и прямоугольные не входят область расчетов по ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 (см. п.1.1 (3) [6]).

Наиболее часто изготовляемыми профилями являются Z-профили (рис. 1.3б), Π-профили (рис. 1.3е), С-профили (рис. 1.3ж), $\sum$-профили (рис.1.3з) и Ω-профили (их еще называют «шляпные» профили) (рис. 1.3л). Основное отличие между C- и Π-профилями – наличие отгибов у полок C-профилей, что делает их более жесткими и позволяет выдерживать большую нагрузку.

Второй тип холодноформованных элементов – это панели и профилированные настилы способные воспринимать равномерно распределенную нагрузку (рис. 1.5). Как правило, данные профиля используются в качестве кровельных конструкций, стеновых конструкций и конструкций перекрытий. Высота волны настилов находится в пределах 20...200 мм, а толщина листа составляет 0,5...2,0 мм.

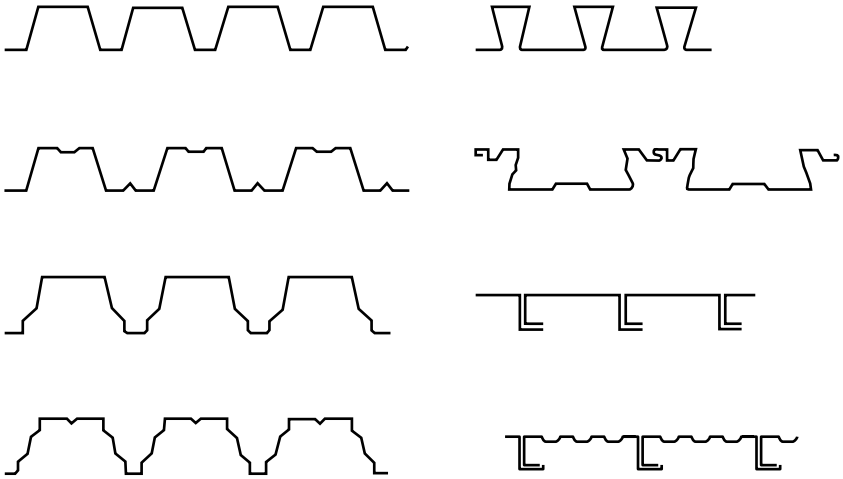


Рисунок 1.5 Поперечные сечения профилированных настилов и стальных панелей

Профилированные настилы можно разделить на три группы [11]. В первую группу входят настилы, поперечное сечение которых состоит из прямолинейных элементов (см. верхний ряд на рис. 1.5). Такие настилы применяются при небольших нагрузках и пролетах, как правило, до 3 м. Вторая группа профнастилов включает в себя профили с продольными элементами жесткости полок и стенок (см. нижний ряд на рис. 1.5). Такие настилы наиболее широко применяются в качестве несущих профилей, служат несъемной опалубкой для сталежелезобетонных перекрытий. Максимальный пролет таких настилов составляет до 7 м. В третью группу профнастилов входят листы, которые имеют не только продольные элементы жесткости, но и поперечные (рис. 1.6).

Настилы третьей группы могут использоваться для перекрытия пролетов до 12 метров без использования прогонов.

Использование дополнительных элементов жесткости, как в настилах, так и для линейных элементов позволяет увеличить предельную устойчивость конструкции в целом. Различают несколько типов элементов жесткости – кра-

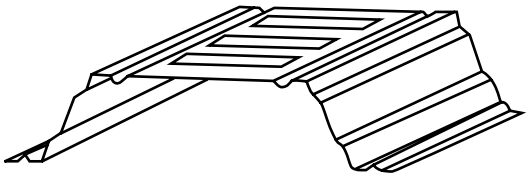


Рисунок 1.6 Профилированный настил с продольными и поперечными элементами жесткости [11]

евые и промежуточные (рис. 1.7). Краевые элементы жесткости выполняются, как правило, в виде отгибов. Отгибы могут быть одиночные (рис. 1.7а) и двойные (рис. 1.7б). Промежуточные элементы жесткости выполняются на длинных прямолинейных участках стального профиля (например, стенка C-профиля (рис. 1.7г) или полки профилированного трапециевидного настила (рис. 1.7в)). Количество промежуточных элементов жесткости на прямолинейном участке может быть различным и зависит, как правило, от длины участка и толщины профиля.

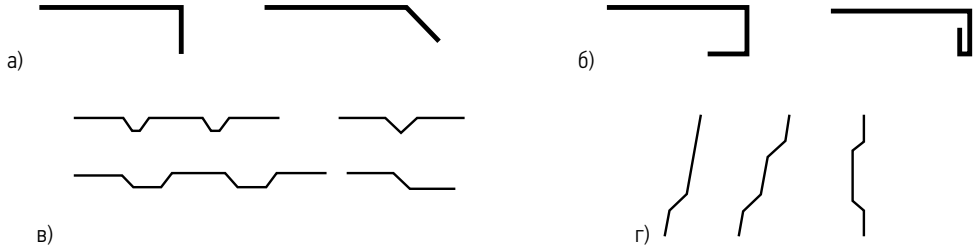


Рисунок 1.7 Формы элементов жесткости для холодноформованных элементов и настилов

1.3 Производство холодноформованных элементов

Холодноформованные элементы обычно производятся одним из двух способов:

1. Методом холодной прокатки (roll forming).
2. Методом штамповки (brake forming).

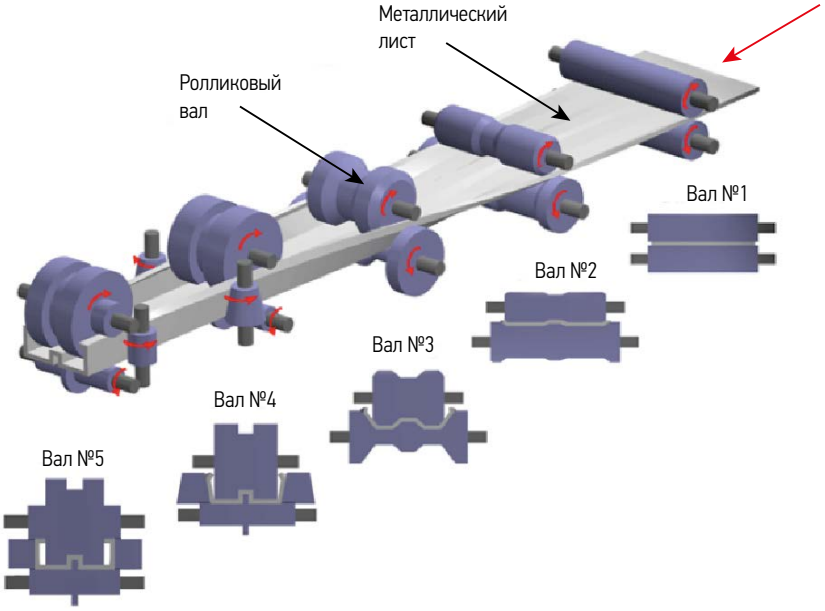


Рисунок 1.8 Процесс прокатки Σ-профиля

Конструкции, изготовленные методом холодного прокатывания (холоднокатаные конструкции) имеют наибольшее распространение – это могут быть как отдельные элементы (рис. 1.3), так и кровельные и стеновые настилы (рис. 1.5). Конструкции изготовляются на специальных станках из полос металла скрученного в бухты длиной до 900 м.

Станок, как правило, оборудовано несколькими рядами парных роликовых валов, проходя через которые плоский лист в конце принимает проектную форму. Для простых форм конструктивных элементов количество парных роликовых валов колеблется от двух до шести. При прокатывании профилей более сложных форм или трапециевидных настилов количество валов может быть более 15 штук (рис. 1.9).

Рисунок 1.9 Процесс прокатки трапециевидного настила на заводе Прушиньски

Скорость прокатки профилей составляет от 6 до 92 м в минуту. Завершает процесс прокатки автоматическое обрезание листа. Станки позволяют изготавливать элементы длиной до 14 м.

Холодногнутые конструкции (изготовленные методом штамповки) изготавливаются с помощью гибочных прессов. Для процесса изгибания элемента используются различные штампы. Штамповка конструкции может происходить несколькими операциями – до прикосновения с металлическим листом (рис. 1.10а), полная штамповка по форме матрицы (рис. 1.10б) или скользящее изгибание вокруг прямоугольной матрицы (рис. 1.10в).

Для изготовления больших объемов профилей однотипной формы целесообразно использовать метод холодного прокатывания из-за его высокой производительности. Для малых объемов выпускаемой продукции и более разнообразных форм целесообразно использовать метод штамповки. К преимуществу данного метода относится работа с более толстыми металлами (3-6 мм) и возможностью выполнить меньший радиус загиба, что в свою очередь влияет на несущую способность элемента.

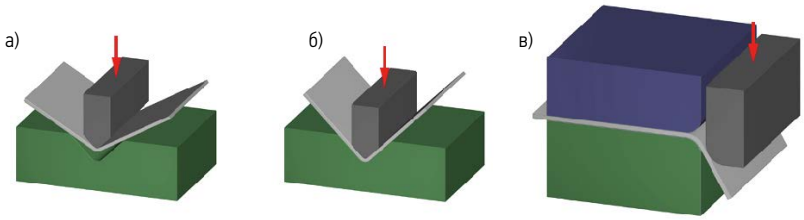


Рис. 1.10 Операции процесса штамповки

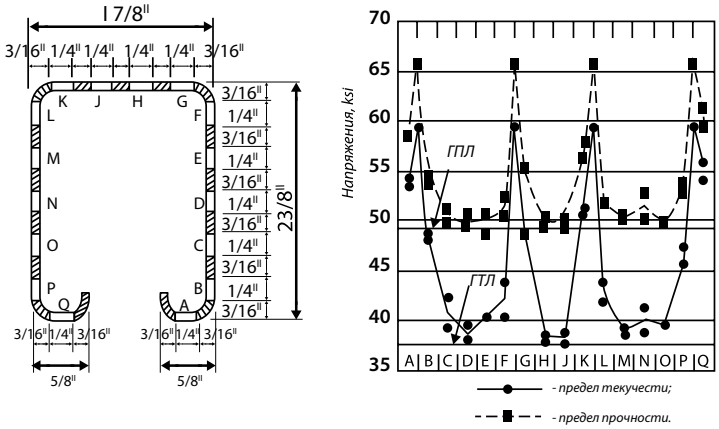


Рисунок 1.11 Влияние процесса изготовления на механические свойства холодноформованного профиля [16] (ГТЛ – предел текучести листа-заготовки, ГПЛ – предел прочности листа-заготовки)

Методом штамповки изготавливаются элементы не сложных сечений и не большой длины, до 5-6 мм, что обусловлено размерами рабочей части гибочных станков.

Исследования, проведенные в Cornell University [16] показали, что механические свойства стали в результате процесса холодного формирования профиля изменяются по отношению к свойствам стали стальной полосы или листа. В результате прокатки или гибки происходит значительное увеличение предела текучести и временного сопротивления стали на участках смежных с углами профиля и элементами жесткости (рис. 1.11). На рисунке 1.11 геометрические размеры представлены в дюймах, напряжения в ksi (1 ksi = 6,8947 МПа).

1.4 Основы расчета холодноформованных конструкций по ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3:2012

ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3:2012 входит в общую группу нормативных документов которые принято называть Еврокодами.

Программа Еврокодов включает следующие стандарты, состоящие из частей:

EN 1990 Еврокод. Основы проектирования несущих конструкций;

EN 1991 Еврокод 1. Воздействия на конструкции;

EN 1992 Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций;

EN 1993 Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций;

EN 1994 Еврокод 4. Проектирование сталежелезобетонных конструкций;

EN 1995 Еврокод 5. Проектирование деревянных конструкций;

EN 1996 Еврокод 6. Проектирование каменных конструкций;

EN 1997 Еврокод 7. Геотехническое проектирование;

EN 1998 Еврокод 8. Проектирование сейсмостойких конструкций;

EN 1999 Еврокод 9. Проектирование алюминиевых конструкций.

Расчет холодноформованных элементов и профилированных листов должен соответствовать общим правилам, приведенным в EN 1990 и EN 1993-1-1. Использование метода конечных элементов (или других методов) регламентируются EN 1993-1-5, приложение С.

Для поверочных расчетов по предельным состояниям частный коэффициент надежности γ_M принимается равным:

- при определении несущей способности поперечных сечений по прочности при полной текучести, с учетом потери местной устойчивости и потери устойчивости формы сечения – γ_{M0}=1,0;
- при определении несущей способности элементов и профилированных листов при потере общей устойчивости – γ_{M1}=1,0;
- при определении несущей способности сечений, ослабленных отверстиями под метизы – γ_{M2}=1,25.

Значения γ_M при определении несущей способности соединений представлены в разделе 7.

Для поверочных расчетов по второй группе предельных состояний должен использоваться коэффициент надежности $\gamma_{M,ser}$:

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

Для расчета конструкций, изготовленных из холодноформованных элементов и профилированных листов, следует различать классы сооружений, установленные по последствиям разрушения в соответствии с EN 1990, приложение В, и определенные ниже:

- класс I. Конструкция из холодноформованных элементов и профилированных листов, рассчитанная из условия обеспечения прочности и устойчивости сооружения в целом;
- класс II. Конструкция из холодноформованных элементов и профилированных листов, рассчитанная из условия обеспечения прочности и устойчивости отдельных конструктивных элементов;
- класс III. Конструкция из холодногнутого профилированного листа, используемая только для передачи нагрузки на несущий каркас.

РАЗДЕЛ 2. МАТЕРИАЛЫ СТАЛЬНЫХ ХОЛОДНОФОРМОВАННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

2.1 Общие положения

Свойства материалов играют важную роль в производстве несущих конструкций. Поэтому важно иметь полное представление о механических свойствах стальных листов, полос, заготовок в процессе проектирования стальных несущих холодноформованных конструкций.

Согласно Yu и LaBoube [13], для несущих конструкций наиболее важными свойствами стали являются:

1. Предел текучести.
2. Временное сопротивление.
3. Зависимости напряжений от деформаций.
4. Модуль упругости, касательный модуль упругости, модуль сдвига.
5. Пластичность.
6. Свариваемость.
7. Усталостная прочность.
8. Ударная вязкость.

Так же, согласно [10], формуемость и долговечность являются важными характеристиками для тонкостенных стальных холодноформованных несущих элементов.

Таблица 2.1 Номинальные значения основного предела текучести стали f_{yb} и временного сопротивления стали f_u

Тип стали	Стандарт	Класс	f_{yb} (Н/мм²)	f_u (Н/мм²)
Вироби з гарячекатаних конструкційних сталей. Частина 2: Технічні умови постачання нелегованих конструкційних сталей	ДСТУ EN 10025-2:2007 (EN 10025-2:2004, IDT)	S 235 S 275 S 355	235 275 355	360 430 510
Вироби з гарячекатаних конструкційних сталей. Частина 3: Технічні умови постачання зварюваних дрібнозернистих конструкційних сталей підданих нормалізації або нормалізувальному прокатуванню	ДСТУ EN 10025-3:2007 (EN 10025-3:2004, IDT)	S 275 N (NL) S 355 N (NL) S 420 N (NL) S 460 N (NL)	275 355 420 460	370 470 520 550
Вироби з гарячекатаних конструкційних сталей. Частина 4:Технічні умови постачання термомеханічнооброблених зварюваних дрібнозернистих сталей	ДСТУ EN 10025-4:2007 (EN 10025-4:2004, IDT)	S 275 M (ML) S 355 M (ML) S 420 M (ML) S 460 M (ML)	275 355 420 460	360 450 500 530

Согласно ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 [6] с изменением №1 [9] стальные холодноформованные элементы и профилированные листы изготавливаются из сталей классов и стандартов, представленных в таблице 2.1, а так же из сталей других классов и стандартов (в том числе по действующим стандартам Украины), при обосновании с определением соответствия применяемого класса стали по механическим свойствам определенному классу стали по таблице 2.1. Для стальной полосы, толщиной менее 3 мм и шириной ≥600 мм, которая соответствует EN 10025, числовые значения указанные в таблице 2.1 рекомендуется принимать с коэффициентом 0,9.

В таблице 2.2 представлены классы сталей которые удовлетворяют требованиям ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3. Номинальные значения характеристик материалов, представленных в таблицах 2.1 и 2.2, в проектных расчетах должны рассматриваться как нормативные значения.

Таблица 2.2 Номинальные значения основного предела текучести стали f_{yb} и временного сопротивления стали f_u

Тип стали	Стандарт	Класс	f_{yb} (Н/мм²)	f_u (Н/мм²)
Cold reduced steel sheet of structural quality	ISO 4997	CR 220 CR 250 CR 320	220 250 320	300 330 400
Continuous hot dip zinc coated carbon steel sheet of structural quality	EN 10326	S220GD+Z S250GD+Z S280GD+Z S320GD+Z S350GD+Z	220 250 280 320 350	300 330 360 390 420
Вироби зі сталі з високою границею плинності плоскі гарячекатані для холодного формозмінювання. Частина 2. Умови постачання для продукції, виготовленої способом термомеханічного прокатування	ДСТУ EN 10149-2:2009 (EN 10149-2:1995, IDT)	S315 MC S355 MC S420 MC S460 MC S500 MC S550 MC S600 MC S650 MC S700 MC	315 355 420 460 500 550 600 650 700	390 430 480 520 550 600 650 700 750
Вироби зі сталі з високою границею плинності плоскі гарячекатані для холодного формозмінювання. Частина 3. Умови постачання нормалізованих або після нормалізувального прокатування сталей	ДСТУ EN 10149-3:2009 (EN 10149-3:1995, IDT)	S 260 NC S315 NC S355 NC S420 NC	260 315 355 420	370 430 470 530
Cold-rolled flat products made of high yield strength micro-alloyed steels for cold forming	EN 10268	H240LA H280LA H320LA H360LA H400LA	240 280 320 360 400	340 370 400 430 460
Continuously hot-dip coated strip and sheet of steels with higher yield strength for cold forming	EN 10292	H260LAD H300LAD H340LAD H380LAD H420LAD	240[2)] 280[2)] 320[2)] 360[2)] 400[2)]	340[2)] 370[2)] 400[2)] 430[2)] 460[2)]
Continuously hot-dipped zinc-aluminium (ZA) coated steel strip and sheet	EN 10326	S220GD+ZA S250GD+ZA S280GD+ZA S320GD+ZA S350GD+ZA	220 250 280 320 350	300 330 360 390 420
Continuously hot-dipped aluminium-zinc (AZ) coated steel strip and sheet	EN 10326	S220GD+AZ S250GD+AZ S280GD+AZ S320GD+AZ S350GD+AZ	220 250 280 320 350	300 330 360 390 420
Continuously hot-dipped zinc coated strip and sheet of mild steel for cold forming	EN 10327	DX51D+Z DX52D+Z DX53D+Z	140[1)] 140[1)] 140[1)]	270[1)] 270[1)] 270[1)]

Примечания к таблице 2.2: 1) минимальные значения предела текучести и временного сопротивления в данном стандарте не приведены. Для всех классов стали минимальные значения предела текучести и временного сопротивления можно принимать равными 140 Н/мм² и 270 Н/мм² соответственно; 2) значения предела текучести сталей при поперечном растяжении представлено в обозначении материала. Значения предела текучести при продольном растяжении представлены в таблице.

2.2 Конструкционные стали

Номинальные значения предела текучести f_{yb} или предела прочности f_u должны определяться следующим образом:

1) любое из значений f_y=R_{eh} (верхний предел текучести) или $R_{p0,2}$ (допустимый предел текучести) и f_u=R_m (временное сопротивление) выбранное из стандарта на продукт;
2) по данным таблиц 2.1 и 2.2;
3) по результатам испытаний.

Как уже говорилось в п. 1.3, при изготовлении холодноформованных конструкций наблюдается повышение значений механических характеристик стали.

Повышенное значение предела текучести после холодного формирования может учитываться при осевой нагрузке на элементы, у которых эффективная площадь сечения A_{eff} равна полной площади A_g. При определении эффективной площади A_{eff} предел текучести f_y должен быть заменен на значение f_{yb}.

Следует знать, что увеличение предела текучести после холодного формирования не должно учитываться для элементов, которые после формования были термообработаны путем нагревания до температуры более 580°С на протяжении более 1 часа. Необходимо отметить, что некоторые виды термообработки могут привести к снижению предела текучести до значения меньше, чем базовая граница f_{yb}.

Среднее значение предела текучести f_{ya} профиля после холодного формования может быть определено по результатам натурных испытаний. Существует расчетная методика определения повышенного среднего значения предела текучести, по формулам (2.1):

$$f_{ya} = f_{yb} + \left(f_u - f_{yb}\right)\frac{knt^2}{A_g}, \tag{2.1а}$$

но:

$$f_{ya} \leq \frac{\left(f_u + f_{yb}\right)}{2}. \tag{2.1б}$$

где:

A_g полная площадь поперечного сечения элемента;

k коэффициент, который зависит от способа изготовления профиля: k=7 для метода прокатывания, k=5 для других методов;

n количество изгибов на 90° в поперечном сечении с внутренним радиусом $r \leq 5t$ (число изгибов должно считаться как n перегибов);

t расчетная толщина листа до формования за исключением толщины металлического или органического покрытия.

Среднее значение предела текучести может быть использовано при определении:

- несущей способности поперечного сечения при осевом растяжении элемента;
- несущей способности по прочности и устойчивости при осевом сжатии элемента с полным эффективным поперечным сечением;
- несущей способности поперечного сечения при изгибе с полным эффективным сечением полок.

Пример 2.1 Определить средний предел текучести стали, f_{ya}, С-профиля (см. рисунок 2.1) изготовленного способом гибки. Элемент работает на растяжение.

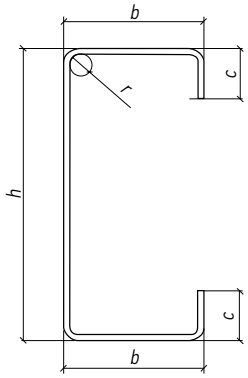


Рисунок 2.1 Типовое обозначение размеров для С-профиля

Геометрические параметры поперечного сечения и свойства материалов:

Общая высота	h=160 мм
Общая ширина полки	b=50 мм
Общая ширина краевого отгиба	c=15 мм
Внутренний радиус	r=3 мм
Номинальная толщина профиля	t_{nom}=2,00 мм
Толщина стали ядра	t=1,96 мм
Полная площадь поперечногосечения	A_g=551 мм^2
Класс стали	S320GD+Z
Основной предел текучести стали	f_{yb}=320 Н/мм^2
Временное сопротивление стали	f_u=390 Н/мм^2
Модуль упругости стали	E=210000 Н/мм^2
Коэффициент Пуассона	ν=0,3

Средний предел текучести f_{ya}:

$$f_{ya} = f_{yb} + \left(f_u - f_{yb}\right)\frac{knt^2}{A_g} = 320 + (390 - 320)\ \frac{5x4x1{,}96^2}{551} = 330\ \text{Н/мм}^2\text{, но}$$

$$f_{ya} \leq \frac{\left(f_u + f_{yb}\right)}{2} = \frac{390 + 320}{2} = 355\ \text{Н/мм}^2,$$

где:

k коэффициент, который зависит от способа изготовления профиля; k=5 для метода гибки;

n количество изгибов на 90° в поперечном сечении с внутренним радиусом $r \leq 5t$; n=4.

f_{ya}=330 Н/мм^2 < $\frac{f_u + f_{yb}}{2}$ =355 Н/мм^2 .

При определении момента сопротивления поперечного сечения с полностью эффективными полками, поперечное сечение элемента может быть разделено на m плоских элементов. Далее по формуле (2.1) можно определять значения повышенного предела текучести, отдельно для каждого плоского элемента i, учитывая условие:

$$\frac{\sum_{i=1}^{m} A_{g,i} f_{y,i}}{\sum_{i=1}^{m} A_{g,i}} \leq f_{ya}, \qquad (2.2)$$

где:

$A_{g,i}$ полная площадь поперечного сечения i-ого плоского элемента, при вычислении повышенного предела текучести $f_{y,i}$, с использованием формулы (2.1). Радиальные участки на концах плоских элементов должны быть учтены путем удлинения плоских элементов, на величину проекции половины длины радиального участка на ось плоского элемента (см. рисунок 3.2), для каждой площади $A_{g,i}$.

При работе с холодноформованными конструкциями стоит различать несколько понятий толщины листа:

- номинальная толщина листа t_{nom} – толщина листа с учетом толщины металлического или органического покрытия после процесса холодного формования. Если толщина листа после формования отличается более чем на 2% от первоначальной, то необходимо ее уточнение;
- толщина ядра листа t_{cor} – толщина листа без учета толщины металлического или органического покрытия;
- толщина покрытия t_{coat} – общая толщина металлического или органического покрытия с двух сторон листа;
- расчетная толщина листа t.

Действие ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 распространяется на элементы из сталей в диапазоне толщин t_{cor}:

- для профлистов и элементов: 0,45 мм ≤ t_{cor} ≤ 15 мм;
- для соединений: 0,45 мм ≤ t_{cor} ≤ 4 мм.

Возможно применение больших или меньших толщин элементов и профлистов в случае, если их применение обосновано результатами испытаний.

Толщина ядра листа определяется по формуле (2.3):

$$t_{cor} = t_{nom} - t_{coat}. \quad (2.3)$$

Толщина ядра стали используется в качестве расчетной толщины в следующих случаях:

$$t = t_{cor} \text{ при } tol \leq 5\%, \quad (2.4а)$$

$$t = t_{cor} \text{ (100-tol)/95 при } tol > 5\%, \quad (2.4б)$$

где tol – минусовой допуск на прокат в %.

Согласно EN 10326 [2] существует пять типов металлических покрытий стальных листов. Тип покрытия обозначается комбинацией латинских заглавных букв (материал покрытия) и тремя числами (обозначается вес покрытия на 1 м^2). Типы покрытий, их масса и толщина представлены в таблице 2.3.

Таблица 2.3 Возможные металлические покрытия стальных листов

Обозначение покрытия	Минимальная масса покрытия, г/м^2, общая для двух сторон		Теоретические значения толщины покрытия с одной стороны листа, мкм		Плотность, г/см^3
	Тест по трем точкам	Тест в одной точке	Стандартное значение	Диапазон значения	
Цинковое покрытие (Z)					
Z100	100	85	7	5 ... 12	7,1
Z140	140	120	10	7 ... 15	
Z200	200	170	14	10 ... 20	
Z225	225	195	16	11 ... 22	
Z275	275	235	20	15 ... 27	
Z350	350	300	25	19 ... 33	
Z450	450	385	32	24 ... 42	
Z600	600	510	42	32 ... 55	
Цинк-железное покрытие (ZF)					
ZF100	100	85	7	5 ... 12	7,1
ZF140	140	120	10	7 ... 15	
Покрытие из сплава цинка и алюминия (ZA)					
ZA095	95	80	7	5 ... 12	6,9
ZA130	130	110	10	7 ... 15	
ZA185	185	155	14	10 ... 20	
ZA200	200	170	15	11 ... 21	
ZA255	255	215	20	15 ... 27	
ZA300	300	255	23	17 ... 31	
Покрытие из сплава алюминия и цинка (AZ)					
AZ100	100	85	13	9 ... 19	3,8
AZ150	150	130	20	15 ... 27	
AZ185	185	160	25	19 ... 33	
Покрытие из алюминий-кремниевого сплава (AS)					
AS060	60	45	8	6 ... 13	3,0
AS080	80	60	14	10 ... 20	
AS100	100	75	17	12 ... 23	
AS120	120	90	20	15 ... 27	
AS150	150	115	25	19 ... 33	

Общую толщину покрытия можно определить расчетным методом, зная плотность материала покрытия:

$$\frac{\text{масса покрытия, г/м}^2\text{ (с двух сторон)}}{\text{плотность материала, г/см}^3} = \text{толщина покрытия,мкм.}$$

Пример 2.2 Определить толщину ядра листа t_{cor}, если известно, что номинальная толщина листа t_{nom}=3,0 мм. Покрытие листа выполнено из сплава цинка и алюминия AZ185.

Толщина покрытия листа с двух сторон:

$$t_{coat} = \frac{185\text{ г/м}^2}{3{,}8\text{ г/см}^3} = 48{,}7\text{ мкм} = 0{,}049\text{ мм.}$$

Толщина ядра листа определяется по формуле:

$$t_{cor} = t_{nom} - t_{coat} = 3{,}0 - 0{,}049 = 2{,}951\text{ мм.}$$

РАЗДЕЛ 3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГЕОМЕТРИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК ПОПЕРЕЧНЫХ СЕЧЕНИЙ СТАЛЬНЫХ ХОЛОДНОФОРМОВАННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

3.1 Влияние мест изгиба на геометрические характеристики поперечного сечения элемента

Для определения геометрических характеристик поперечных сечений, с последующим расчетом прочности элемента, используются две методики: с учетом угловых элементов и без их учета.

В случае, когда выполняется условие (3.1) допускается определять геометрические характеристики сечения, как для сечения с острыми углами (см. рисунок 3.1).

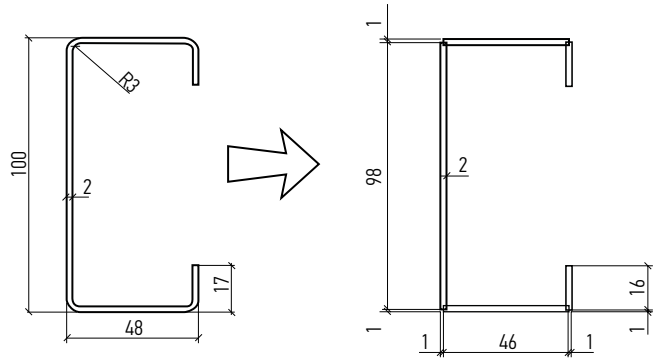
$$r \le 5t \text{ и } r \le 0{,}1b_p, \tag{3.1}$$

где:

r внутренний радиус изгиба;

t расчетная толщина листа;

b_p теоретическая ширина плоского участка.



Реальное поперечное сечение Теоретическое поперечное сечение

Рисунок 3.1 Переход от реального поперечного сечения к теоретическому при выполнении условия (3.1)

В случае если внутренний радиус изгиба удовлетворяет условию (3.2), тогда несущая способность элемента должна определяться путем испытаний.

$$r > 0{,}04tE/f_y. \tag{3.2}$$

В таблице 3.1 представлены граничные значения внутренних радиусов изгиба углов профилей для некоторых границ текучести стали. Модуль упругости стали равен E=210000 МПа.

Для всех остальных вариантов, которые находятся в пределе между условиями (3.1) и (3.2) теоретические размеры ширины плоского участка b_p необходимо определять от средних точек соседних изгибов (углов) как показано на рисунке 3.2.

Таблица 3.1 Предельные значения внутреннего радиуса изгиба

Предел текучести стали, МПа	Предельное значение внутреннего радиуса изгиба
235	35,7t
275	30,5t
355	23,6t
420	20,0t
460	18,2t

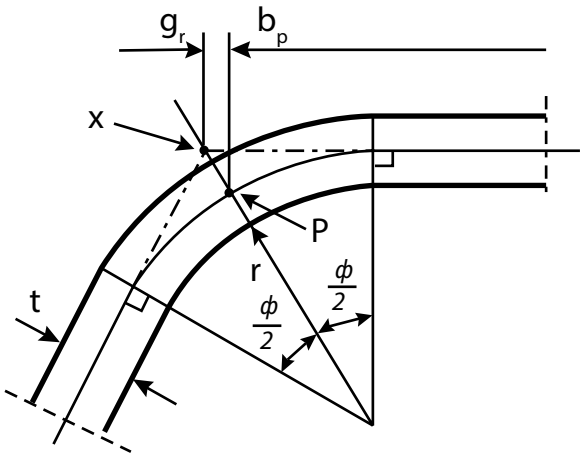


Рисунок 3.2 Схема для определения расположения средней точки (P) угла

На рисунке 3.2, точка X – точка пересечения средних линий двух смежных плоских участков. Величина смещения g_r вдоль средней линии плоского участка от точки пересечения средних линий X до средней точки угла P определяется по формуле:

$$g_r = r_m \left[tan\left(\frac{\Phi}{2}\right) - sin\left(\frac{\Phi}{2}\right) \right],$$

где $r_m = r + t/2$.

Примеры для определения теоретической ширины b_p плоских участков поперечных сечений возле углов изгиба представлены на рисунке 3.3.

Для проверки жесткости элементов геометрические характеристики поперечных сечений должны определяться с учетом влияния радиусов изгибов.

Влияние углов изгиба на геометрические характеристики сечения может быть учтено уменьшением их значений, которые рассчитаны для подобного сечения с острыми углами (рисунок 3.1) используя следующие приближенные формулы:

$$A_g \approx A_{g,sh}(1-\delta), \quad (3.3а)$$

$$I_g \approx I_{g,sh}(1-2\delta), \quad (3.3б)$$

$$I_w \approx I_{w,sh}(1-4\delta), \quad (3.3в)$$

$$\delta = 0{,}43 \cdot \frac{\sum_{j=1}^{n} r_j \cdot \frac{\Phi_j}{90°}}{\sum_{j=1}^{m} b_{p,i}}, \quad (3.3г)$$

где:

A_g полная площадь поперечного сечения;

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

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

I_g момент инерции полного поперечного сечения;

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

I_w бимомент инерции полного сечения;

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

φ угол между двумя плоскими элементами;

m количество плоских элементов;

n количество криволинейных элементов;

r_j внутренний радиус криволинейного j-го элемента.

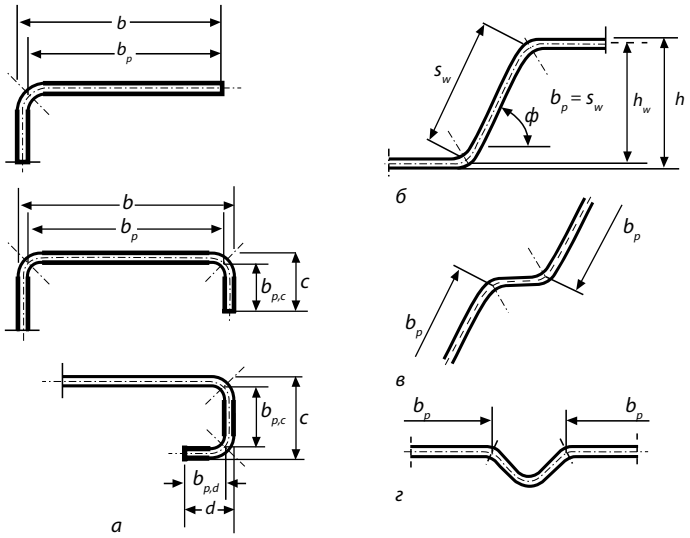


Рисунок 3.3 Теоретическая ширина b_p плоских участков поперечного сечения возле угла изгиба: а) теоретическая ширина b_p для плоских участков полки; б) теоретическая ширина b_p плоской части стенки (b_p = длина наклонной части s_w); в) теоретическая ширина b_p плоских частей смежных с элементом жесткости стенки; г) теоретическая ширина b_p плоских частей смежных с элементом жесткости полки

Уменьшенные значения, определяемые по формулам (3.3а) – (3.3г), могут также использоваться для расчета эффективных характеристик поперечного сечения A_{eff}, $I_{y,eff}$, $I_{z,eff}$ и $I_{w,eff}$, при условии, что теоретическая ширина плоских элементов измеряется от точек пересечения их срединных линий.

Пример 3.1 Определить площадь поперечного сечения представленного на рисунке 3.1 с учетом влияния углов двумя способами: А) по упрощенным формулам (3.3а)-(3.3г); Б) для случая определения теоретических ширин между средними точками соседних углов.

Общая высота	h = 100 мм
Общая ширина полки	b = 48 мм
Общая ширина краевого отгиба	c = 17 мм
Внутренний радиус	r = 3 мм
Толщина профиля	t = 2,00 мм
Угол между плоскими элементами	ϕ = 90°

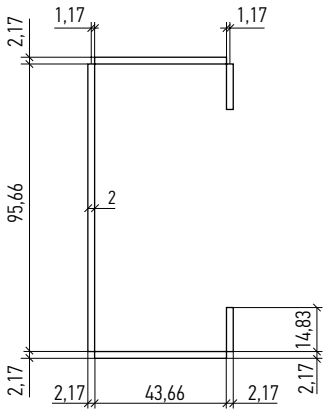


Рисунок 3.4 Теоретическое поперечное сечение (вариант Б)

Вариант А.

Поперечное сечение показано на рисунке 3.1.

h_p=h-t=100-2=98 мм;

b_p=b-t=48-2=46 мм;

c_p=c-t/2=17-2/2=16 мм.

$$A_{g,sh}=t(h_p+2b_p+2c_p)=2(98+2\cdot46+2\cdot16)=444 \text{ мм}^2.$$

$$\delta = 0{,}43 \cdot \frac{\sum_{j=1}^{n} r_j \cdot \frac{\Phi_j}{90°}}{\sum_{j=1}^{m} b_{p,i}} = 0{,}43 \cdot \frac{4 \cdot 3 \cdot \frac{90°}{90°}}{98 + 46 + 46 + 16 + 16} = 0{,}0232.$$

$$A_g=A_{g,sh}(1-\delta)=444(1-0{,}0232)=433{,}7 \text{ мм}^2.$$

Вариант Б.

$$r_m=r+t/2=3+2/2=4 \text{ мм}.$$

$$g_r = r_m\left[tan\left(\frac{\Phi}{2}\right) - sin\left(\frac{\Phi}{2}\right)\right] = 4 \cdot (tan45° - sin45°) = 1{,}172 \text{ мм}.$$

h_p=h-t-2g_r=100-2-2·1,172=95,66 мм;

b_p=b-t-2g_r=48-2-2·1,172=43,66 мм;

c_p=c-t/2-g_r=17-2/2-1,172=14,83 мм.

A_g=t(h_p+2b_p+2c_p)=2(95,66+2·43,66+2·14,83)=425,28 мм^2.

Схема теоретического поперечного сечения для варианта Б представлена на рисунке 3.4.

Для С-профиля из примера 3.1 фактическая площадь сечения составляет 430 мм^2, соответственно методика использованная в варианте А дает завышенное значение площади, а методика рассмотренная в примере Б – занижает площадь сечения.

Для профилей, у которых толщина более 2 мм, несмотря на выполнение условия (3.1), автором рекомендуется геометрические характеристики сечений определять с учетом влияния углов гиба.

При расчете элементов по условиям жесткости, характеристики поперечного сечения всегда необходимо определять с учетом влияния углов гиба.

3.2 Допустимые геометрические пропорции профилей

Требования для расчета представленные в ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 [6] распространяются на поперечные сечения, отношение ширины к толщине которых не выходит за пределы ограничений b/t, h/t, c/t и d/t, приведенных в таблице 3.2. Предельные значения b/t, h/t, c/t и d/t, представленные в таблице 3.2, представляют область, для которой накоплен достаточный теоретический и экспериментальный опыт. Как исключения, могут быть использованы поперечные сечения с отношением ширины к толщине, превышающим указанные в таблице 3.2, если установлено, что их несущая способность по первой группе предельных состояний и их соответствие второй группе предельных состояний проверены испытаниями и/или расчетами, результаты которых подтверждены необходимым количеством испытаний.

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

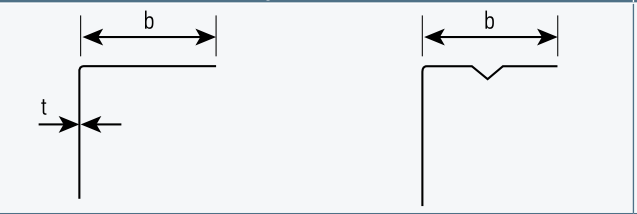
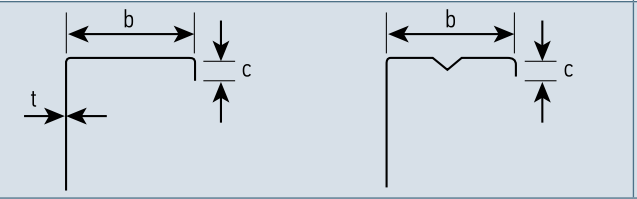
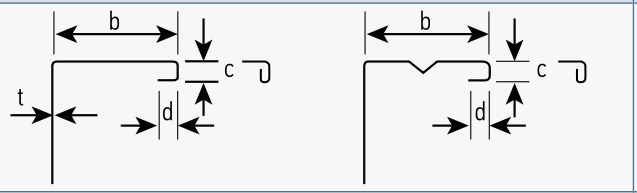
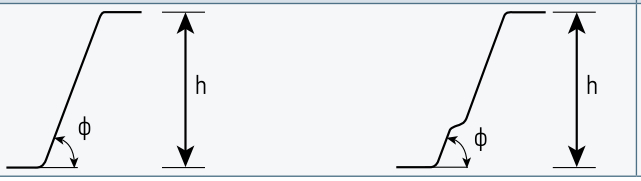
$$0{,}2 \le c/b \le 0{,}6; \qquad (3.4а)$$

$$0{,}1 \le d/b \le 0{,}3, \qquad (3.4б)$$

где размеры b, c и d приведены в таблице 3.2.

Размер отгиба с измеряется перпендикулярно полке, даже если он расположен не перпендикулярно по отношению к ней. Если c/b < 0,2 или d/b < 0,1, то отгиб не учитывается (c = 0 или d = 0).

Таблица 3.2 Максимальные значения отношения ширины к толщине

Часть поперечного сечения	Максимальное значение
	b/t ≤ 50
	b/t ≤ 60 c/t ≤ 50
	b/t ≤ 90 c/t ≤ 60 d/t ≤ 50
	b/t ≤ 500
	45° ≤ φ ≤ 90° h/t ≤ 500sin φ

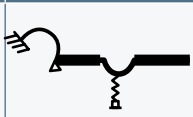
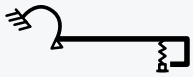
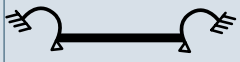
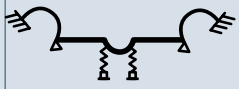
Если геометрические характеристики эффективного поперечного сечения определены испытаниями, то ограничения данного раздела не учитываются.

3.3 Моделирование расчетных схем элементов поперечного сечения

Методика расчета эффективных геометрических характеристик поперечного сечения в соответствии с ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 представлена в разделе 3.5. Эффективные геометрические характеристики целого поперечного сечения вычисляются как сумма характеристик всех компонентов сечения.

Взаимодействие между компонентами (полки, стенки) холодноформованого сечения учитывается соответствующей схемой их соединения и подкрепления элементом жесткости. Для определения геометрических характеристик поперечного сечения используются модели представленные в таблице 3.3. Жесткости вращательных и поступательных пружин используются для симуляции эффекта повышения жесткости в местах соединения элементов или в местах размещения дополнительных элементов жесткости. Эти жесткости пружин могут быть определены экспериментально или расчетными методами.

Таблица 3.3 Расчетные модели элементов поперечных сечений

Тип элемента	Модель	Тип элемента	Модель
			
			
			

3.4 Учет кривизны полок

В балках с широкими, но тонкими полками, т.е. в элементах где соотношение b/t имеет большое значение, приближающееся к граничному значению, наблюдается эффект кривизны полок. Части полок, наиболее отдаленные от стенки, имеют тенденцию поворота в направлении нейтральной оси сечения, как это показано на рисунке 3.5 [10].

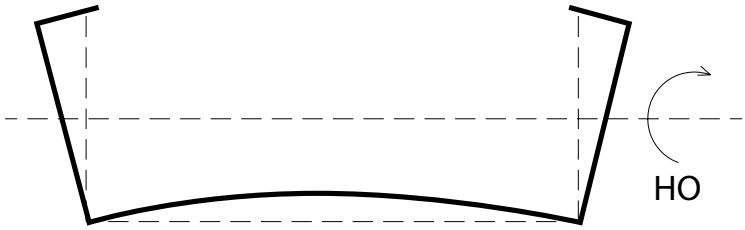


Рисунок 3.5 Искривление полок балки швеллерного сечения

Расчет кривизны может быть выполнен по нижеприведенным формулам (3.5а), (3.5б). Формулы применимы для сжатых и растянутых полок, с элементами жесткости и без них, но без близко расположенных поперечных элементов жесткости на полках.

Для профиля, прямолинейного до приложения нагрузки (см. рисунок 3.6):

$$u = 2\frac{\sigma_a^2}{E^2}\frac{b_s^4}{t^2 z}, \tag{3.5а}$$

для дугообразной балки:

$$u = 2\frac{\sigma_a}{E}\frac{b_s^4}{t^2 r}, \tag{3.5б}$$

где:

u деформация изгиба полки внутрь к нейтральной оси (кривизна) (см. рисунок 3.6);

b_s половина расстояния между стенками коробчатого и шляпного сечений или свес полки (см. рисунок 3.6);

t толщина полки;

z расстояние от рассматриваемой полки до нейтральной оси;

r радиус кривизны арочной балки;

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

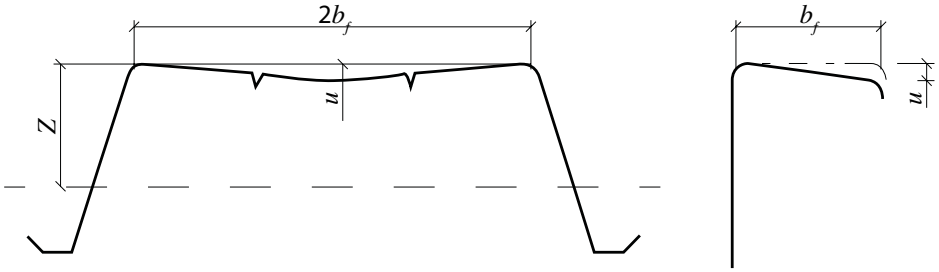


Рисунок 3.6 Геометрические параметры кривизны полок

Влияние кривизны более широкой полки профиля (т. е. кривизны относительно нейтральной плоскости) при изгибе или полки изгибаемого арочного профиля, в котором наружная сторона сжата, на несущую способность, не следует учитывать, если кривизна составляет менее 5 % высоты сечения профиля. Если она больше, то должно учитываться снижение несущей способности, например, путем уменьшения свеса широких полок и путем учета возможного изгиба стенок.

3.5 Потеря местной устойчивости и устойчивости формы сечения

При определении несущей способности холодноформованных элементов и профилированных листов необходимо учитывать влияние потери местной устойчивости и устойчивости формы сечения.

Для большего понимания п. 5.5.1 (1) [6] следует отметить фразу «учитывать влияние потери...», т.к. в данном типе конструкций потеря одной из выше перечисленных форм устойчивости не приводит к выходу из строя элемента в целом. Это обусловлено возможностью работы в закритической стадии тонких пластин [19].

Уравнение для определения критического напряжения в пластине имеет следующий вид [13]

$$f_{cr} = \frac{k\pi^2 E}{12(1-\nu^2)(w/t)^2}, \tag{3.6}$$

где:

E модуль упругости стали;

ν коэффициент Пуассона;

k коэффициент местной устойчивости пластин, который зависит от условий закрепления пластины;

w ширина пластины;

t толщина пластины.

Исследователями, еще в начале XX века было отмечено, что тонкие пластины не прекращают работу после достижения критических напряжений, полученных по формуле (3.6). С превышением критической нагрузки в пластинах начинают развиваться деформации (прогиб, выпучивание) намного превосходящие толщину самой пластины (рис. 3.7).

При этом напряжения в пластинах начинают распределяться нелинейно. Например, в подкрепленной по краям пластине представленной на рисунке 3.7, напряжения не превышающие критических напряжений

распределяются равномерно (рис. 3.8а). При превышении критической нагрузки эпюра напряжений принимает нелинейный вид, при этом максимальные напряжения наблюдаются в местах подкрепления, т.е. на краях пластины, в тот момент когда напряжения в центре пластины остаются значительно меньшими (рис. 3.8б). Возрастание напряжений на краях пластины наблюдается до тех пор, пока они не достигнут предела текучести стали (рис. 3.8в).

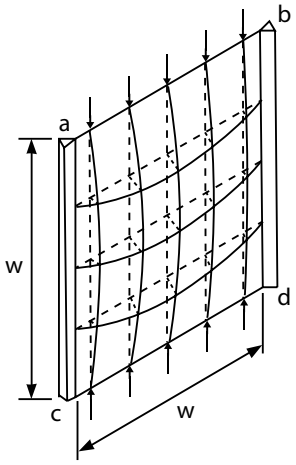


Рисунок 3.7 Модель работы квадратной пластины в закритической стадии [13]

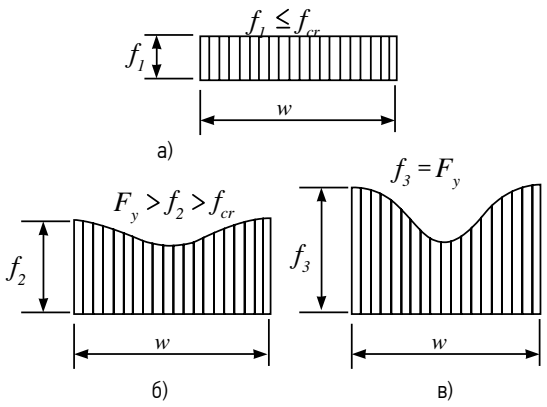


Рисунок 3.8 Последовательные стадии распределения напряжений в пластине с подкрепленными полками [13]

Так в 1932 году американский ученый T. von Karman [18] предложил экспериментально-теоретический метод расчета пластин в закритической стадии. Эта методика основана на том то, что в расчет включаются лишь те участки пластины, которые способны воспринимать нагрузку, не эффективные участки – не учитываются.

Предложенная T. von Karman формула имеет следующий вид (для подкрепленной с двух сторон пластины при $k = 4$)

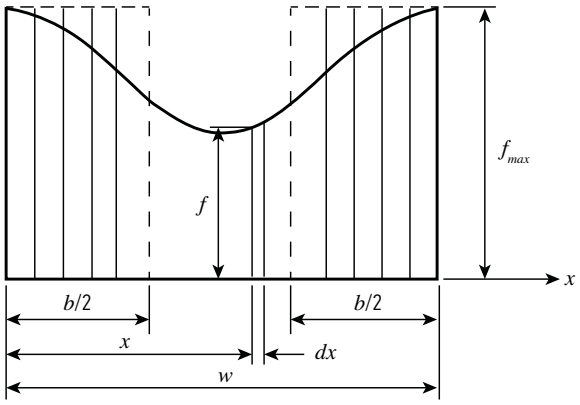


Рисунок 3.9 Модель для определения эффективной ширина пластины с подкрепленными сторонами [13]

$$f_{cr} = F_y = \frac{\pi^2 E}{3(1-\nu^2)(b/t)^2}, \tag{3.7}$$

$$b = Ct\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.9t\sqrt{\frac{E}{F_y}}, \tag{3.8}$$

где:

$$C = \frac{\pi}{\sqrt{3(1-\nu^2)}} = 1.9, \;\; \nu = 0.3. \tag{3.9}$$

При $w > b$,

$$f_{cr} = \frac{\pi^2 E}{3(1-\nu^2)(w/t)^2}, \tag{3.10}$$

$$w = Ct\sqrt{\frac{E}{f_{cr}}}. \tag{3.11}$$

Из уравнений (3.8) и (3.11) следует, что

$$\frac{b}{w} = \sqrt{\frac{f_{cr}}{F_y}}. \tag{3.12}$$

В последствии, в рамках подготовки первой редакции американских норм по расчету холодноформованных тонкостенных элементов, профессор George Winter на основе масштабных экспериментальных исследований внес свою правку в формулу (3.12), после чего она приобрела вид:

$$\frac{b}{w} = \sqrt{\frac{f_{cr}}{f_{max}}}\left(1 - 0.25\sqrt{\frac{f_{cr}}{f_{max}}}\right). \tag{3.13}$$

Более детально с порядком получения формулы (3.13) можно ознакомится в работе американских профессоров Yu и LaBoube [13].

В таком виде формула (3.13) просуществовала до 1968 года, и в последующей редакции норм приняла тот вид, который сейчас имеет в рассматриваемом нами документе:

$$\frac{b}{w} = \sqrt{\frac{f_{cr}}{f_{max}}}\left(1 - 0.22\sqrt{\frac{f_{cr}}{f_{max}}}\right). \tag{3.14}$$

Эффективная ширина пластины может быть определена по формуле:

$$b = \rho w, \tag{3.15}$$

где:

$$\rho = \frac{1 - 0.22/\sqrt{f_{max}/f_{cr}}}{\sqrt{f_{max}/f_{cr}}} = \frac{1 - 0.22/\lambda}{\lambda} \leq 1. \tag{3.16}$$

В формуле (3.16) λ – условная гибкость, которая определяется как:

$$\lambda = \sqrt{\frac{f_{max}}{f_{cr}}} = \sqrt{\frac{f_{max}[12(1-\nu^2)(w/t)^2]}{k\pi^2 E}} = \left(\frac{1.052}{\sqrt{k}}\right)\left(\frac{w}{t}\right)\sqrt{\frac{f_{max}}{E}}. \tag{3.17}$$

Из формулы (3.17) следует, что при условной гибкости $\lambda \leq 0{,}673$ коэффициент $\rho = 1.0$.

ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 [6] рекомендует учитывать влияние потери местной устойчивости использованием геометрических характеристик эффективного сечения, которые определяются по ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5 [7]. При определении эффективной ширины сжатых элементов граница текучести f_y принимается равной f_{yb}. Для оценки эксплуатационной пригодности эффективная ширина сжатого элемента определяется по напряжениям сжатия от нормативной нагрузки.

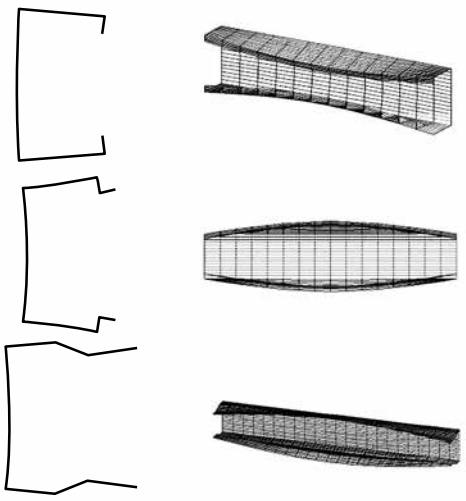


Рисунок 3.10 Потеря устойчивости формы сечения (построено с помощью ПК CUFSM 4.05)

Аналогично потери местной устойчивости для холодноформованных конструкций допускается и потеря устойчивости формы сечения. Данная форма потери устойчивости характеризуется значительными поворотами плоских участков сечения относительно точек их пересечения (углов гиба), см. рисунок 3.10.

Влияние потери устойчивости формы сечения должно учитываться в расчетах на прочность и устойчивость. Учет потери устойчивости формы сечения выполняется согласно 3.5.2.1.

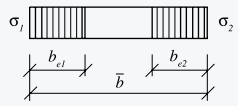
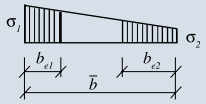
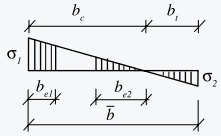
3.5.1 Определение эффективных характеристик плоских элементов без элементов жесткости

Эффективную ширину пластин, без элементов жесткости, следует определять по таблице 3.4 для сжатых элементов подкрепленных с двух сторон и по таблице 3.5 для сжатых элементов подкрепленных с одной стороны (консольные пластины).

Теоретическая ширина плоского элемента b_p должна быть определена по рисунку 3.3. Для наклонных элементов принимается соответствующая наклонная высота.

Понижающий коэффициент ρ, использующийся в таблицах 3.4 и 3.5 для определения b_{eff}, определяется на основании наибольших напряжений сжатия, определенных для полного сечения.

Таблица 3.4 Сжатые элементы, подкрепленные с двух сторон

Эпюра напряжений (сжатие положительное)	Эффективная ширина b_{eff}
	ψ=1: $b_{eff}=\rho\cdot b_p$, $b_{e1}=0.5b_{eff}$; $b_{e2}=0.5b_{eff}$.
	1>ψ≥0: $b_{eff}=\rho\cdot b_p$, $b_{e1}=\frac{2}{5-\psi}\cdot b_{eff}$; $b_{e2}=b_{eff}-b_{e1}$.
	ψ<0: $b_{eff}=\rho\cdot b_c=\frac{\rho\cdot b_p}{1-\psi}$, $b_{e1}=0.4\cdot b_{eff}$; $b_{e2}=0.6\cdot b_{eff}$.

$\psi=\sigma_2/\sigma_1$	1	1>ψ>0	0	0>ψ>-1	-1	-1>ψ>-3
Коэффициент потери устойчивости k_σ	4,0	8,2/(1,05+ψ)	7,81	7,81-6,29ψ+9,78ψ^2	23,9	5,98(1-ψ)^2

При максимальных напряжениях сжатия $\sigma_{com,Ed}=f_y/\gamma_{M0}$ понижающий коэффициент ρ определяется по следующим формулам:

– для сжатых элементов подкрепленных с двух сторон:

$$\rho=1{,}0 \text{ при } \bar{\lambda}_p\leq 0{,}673. \tag{3.18а}$$

$$\rho=\frac{\lambda_p-0{,}055\,(3+\psi)}{\bar{\lambda}^2}\leq 1 \text{ при } \bar{\lambda}_p>0{,}673, \text{когда } (3+\psi)\geq 0. \tag{3.18б}$$

– для сжатых элементов подкрепленных с одной стороны:

$$\rho=1{,}0 \text{ при } \bar{\lambda}_p\leq 0{,}748. \tag{3.19а}$$

$$\rho=\frac{\lambda_p-0{,}188}{\bar{\lambda}^2}\leq 1 \text{ при } \bar{\lambda}_p>0{,}748, \tag{3.19б}$$

где:

$$\bar{\lambda}_p=\sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}}=\frac{b_p/t}{28{,}4\,\varepsilon\sqrt{k_\sigma}}, \tag{3.20}$$

ψ соотношение напряжений;

k_σ коэффициент, учитывающий потерю устойчивости в зависимости от соотношения напряжений ψ по краям пластины и условий их закрепления. Для длинных пластин значения коэффициента k_σ указаны в таблице 3.4 или таблице 3.5;

ε отношение $\sqrt{235\ /f_{yb}}$, где f_{yb} в Н/мм^2;

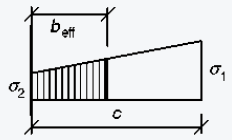
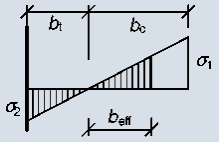
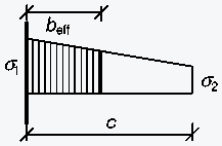
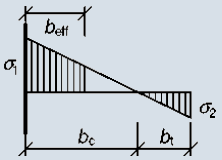
t толщина листа;

σ_{cr} упругое критическое напряжение потери устойчивости.

В случае, когда напряжения сжатия $\sigma_{com,Ed}<f_y/\gamma_{M0}$, понижающий коэффициент ρ определяется аналогично, но уменьшенная условная гибкость $\bar{\lambda}_{p.red}$ вычисляется по формуле:

$$\bar{\lambda}_{p.red} = \bar{\lambda}_p \cdot \sqrt{\frac{\sigma_{com,Ed}}{f_{yb}/\gamma_{M0}}}. \qquad (3.21)$$

Таблица 3.5 Сжатые элементы, подкрепленные с одной стороны

Эпюра напряжений (сжатие положительное)			Эффективная ширина b_{eff}		
			1>ψ≥0: $b_{eff}=\rho\cdot c.$		
			ψ<0: $b_{eff} = \rho \cdot b_c = \frac{\rho \cdot c}{1-\psi}.$		
$\psi=\sigma_2/\sigma_1$	1	0	-1	-1>ψ>-3	
Коэффициент потери устойчивости k_σ	0,43	0,57	0,85	$0{,}57-0{,}21\psi+0{,}07\psi^2$	
			1>ψ≥0: $b_{eff}=\rho\cdot c.$		
			ψ<0: $b_{eff} = \rho \cdot b_c = \frac{\rho \cdot c}{1-\psi}.$		
$\psi=\sigma_2/\sigma_1$	1	1>ψ>0	0	0>ψ>-1	-1
Коэффициент потери устойчивости k_σ	0,43	0,578/(ψ+0.24)	1.7	$1{,}7-5\psi+17{,}1\psi^2$	23,8

При определении эффективной ширины плоского элемента с переменным напряжением по длине, соотношение напряжений ψ из таблиц 3.4 и 3.5 может быть вычислено с использованием характеристик полного сечения.

Соотношение напряжений ψ из таблиц 3.4 и 3.5, необходимое для определения эффективной ширины стенки, может быть вычислено с использованием эффективной площади сжатой полки и полной площади стенки.

Характеристики эффективного сечения могут быть уточнены, используя соотношения напряжений ψ, вычисленные с использованием эффективного поперечного сечения, уже найденного вместо полного сечения. Минимальное число шагов в итерационном процессе с градиентом напряжений равно двум.

Для стенок трапециевидных настилов, находящихся под градиентом напряжений, может быть использован приближенный метод, приведенный в 3.5.2.3.

3.5.2 Определение эффективных характеристик плоских элементов с краевыми или промежуточными элементами жесткости

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

Жесткость упругоподатливых связей элемента жесткости должна определяться приложением единичной нагрузки u на единицу длины, как показано на рисунке 3.11. Жесткость связей K на единицу длины может быть определена как:

$$K=u/\delta, \tag{3.22}$$

где:

δ перемещение элемента жесткости от единичной нагрузки u, действующей в центре тяжести (b_1) эффективной части поперечного сечения.

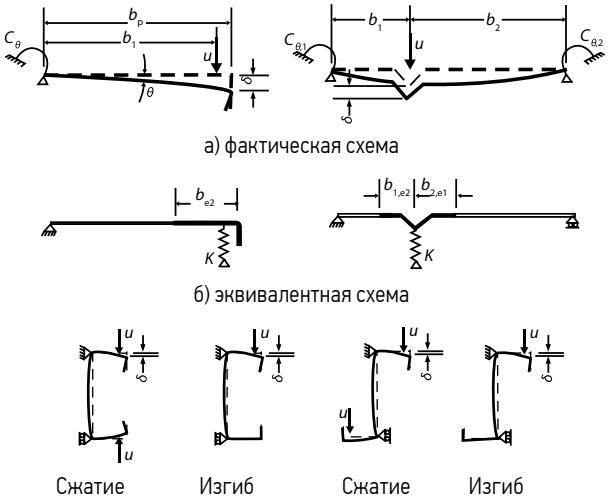
При определении угловых жесткостей связи C_θ, $C_{\theta,1}$ и $C_{\theta,2}$ в зависимости от геометрии поперечного сечения должны учитываться и другие элементы жесткости, которые расположены на данном элементе или на любом другом элементе поперечного сечения, испытывающего сжатие.

Для краевого элемента жесткости перемещение δ определяется по формуле,

$$\delta = \theta b_p + \frac{u b_p^3}{3} \cdot \frac{12 \cdot (1-\nu^2)}{E t^3}, \tag{3.23}$$

где:

$\theta = u\, b_p / C_\theta$.



в) расчетные схемы поперечных сечений при определении δ для C- и Z-образных сечений

Рисунок 3.11 Определение жесткости связи сечений

Если краевые элементы жесткости являются отгибами полок C- и Z-образных сечений, то C_θ должна определяться от единичной нагрузки u, приложенной, как показано на рисунке 3.11в. В результате выражение жесткости связи K_1 для полки 1 следующее:

$$K_1 = \frac{E t^3}{4(1-\nu^2)} \cdot \frac{1}{b_1^2 h_w + b_1^3 + 0{,}5 b_1 b_2 h_w k_f}, \tag{3.24}$$

где:

b_1 – расстояние от пересечения стенки и полки до центра тяжести эффективной площади краевого отгиба (включая эффективную часть b_{e2} полки) на полке 1 (см. рисунок 3.11а);

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

h_w – высота стенки;

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

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

$k_f = 1$ – для сжатого симметричного сечения;

A_{s1} и A_{s2} – эффективная площадь краевого отгиба (включая эффективную часть b_{e2} полки, (см. рисунок 3.11) для полок 1 и 2 соответственно.

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

$$\delta = \frac{u b_1^2 b_2^2}{3(b_1 + b_2)} \cdot \frac{12 \cdot (1 - \nu^2)}{E t^3}. \quad (3.25)$$

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

$$\chi_d = 1{,}0 \text{ при } \bar{\lambda}_d \le 0{,}65, \quad (3.26а)$$

$$\chi_d = 1{,}47 - 0{,}723\bar{\lambda}_d \text{ при } 0{,}65 < \bar{\lambda}_d < 1{,}38, \quad (3.26б)$$

$$\chi_d = 0{,}66/\bar{\lambda}_d \text{ при } \bar{\lambda}_d > 1{,}38, \quad (3.26в)$$

$$\text{где } \bar{\lambda}_d = \sqrt{f_{yb}/\sigma_{cr,s}}, \quad (3.26г)$$

$\sigma_{cr,s}$ – критическое напряжение в упругой стадии для элементов жесткости из 3.5.2.1, 3.5.2.2, 3.5.2.3.

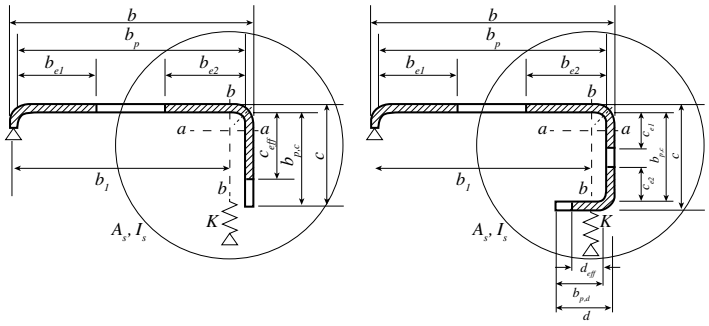
Для случая плоского элемента с краевыми и промежуточными элементами жесткости влияние последних можно не учитывать при отсутствии более точного метода расчета.

3.5.2.1 Плоские элементы с краевыми отгибами

Определение эффектных геометрических характеристик краевых элементов жесткости возможно при выполнении следующих условий:

- угол между отгибом и плоским элементом находится в пределах от 45° до 135°;
- ширина отгиба c не менее чем 0,2b, где b и c показаны на рисунке 3.12;
- отношение b/t не превышает 60 для краевого отгиба из одного элемента (одинарного) или 90 для краевого отгиба из двух элементов (двойного).

Если перечисленные выше критерии выполняются, то для определения эффективности элемента жесткости возможно применять нижеприведенный алгоритм.



$b/t \le 60$ а) одинарный краевой отгиб

$b/t \le 90$ б) двойной краевой отгиб

Рисунок 3.12 Краевые отгибы

Поперечное сечение краевого отгиба должно быть принято состоящим из эффективной части элемента жесткости, т. е. части c или частей c и d, как показано на рисунке 3.12, плюс примыкающая эффективная часть плоского участка b_p.

Алгоритм определения эффективной ширины сжатых полок с элементами жесткости в виде отгибов приведен на рисунке 3.13 и должен содержать следующие шаги:

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

Шаг 2. Определяется коэффициент снижения несущей способности вследствие потери устойчивости формы сечения (плоская форма потери устойчивости краевого элемента жесткости), используя начальное эффективное поперечное сечение элемента жесткости и наличие непрерывной упругоподатливой опоры;

Шаг 3. Уточнение коэффициента снижения несущей способности вследствие потери устойчивости формы сечения осуществляется итерационным расчетом.

Начальные значения эффективной ширины b_{e1} и b_{e2}, приведенные на рисунке 3.12, определяются по 3.5.1, с допущением, что плоский элемент (b_p) оперт по двум сторонам, см. таблицу 3.4.

Начальные значения эффективной ширины c_{eff} и d_{eff}, приведенные на рисунке 3.12, должны определяться следующим образом:

а) для одинарного краевого отгиба:

$$c_{eff} = \rho \cdot b_{p,c}, \tag{3.27а}$$

где ρ определяется из 3.5.1 с учетом коэффициента потери устойчивости k_σ:

$$k_\sigma = 0{,}5 \text{ при } b_{p,c}/b_p \le 0{,}35, \tag{3.27б}$$

$$k_\sigma = 0{,}5 + 0{,}83 \cdot \sqrt[3]{\left(\frac{b_{p,c}}{b_p} - 0{,}35\right)^2} \text{ при } 0 < b_{p,c}/b_p \le 0{,}6, \tag{3.27в}$$

б) для двойного краевого отгиба:

$$c_{eff} = \rho \cdot b_{p,c}, \tag{3.27г}$$

где ρ определяется из 3.5.1 с учетом коэффициента потери устойчивости k_σ для опертого по двум сторонам элемента по таблице 3.4;

$$d_{eff} = \rho \cdot b_{p,d}, \tag{3.27д}$$

где ρ определяется из 3.5.1 с учетом коэффициента kσ как для отдельно стоящего элемента по таблице 3.5.

Эффективная площадь поперечного сечения As краевого отгиба определяется по формулам:

$$A_s = t(b_{e2} + c_{eff}), \tag{3.28а}$$

или

$$A_s = t(b_{e2} + c_{e1} + c_{e2} + d_{eff}), \tag{3.28б}$$

При необходимости, можно учитывать закругления, согласно 3.1.

Критическое напряжение σcr,s потери устойчивости краевого отгиба в упругой стадии определяется по формуле:

$$\sigma_{cr,s} = \frac{2 \cdot \sqrt{KEI_s}}{A_s}. \tag{3.29}$$

где:

K жесткость связи на единицу длины, см. (3.24);

I_s момент инерции эффективного сечения отгиба, определенный по эффективной площади A_s, относительно центральной оси а-а эффективного поперечного сечения (см. рисунок 3.12).

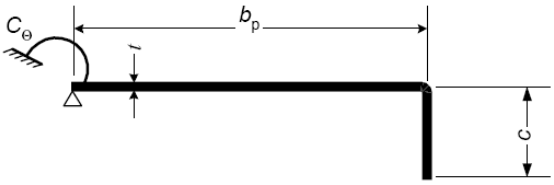
Коэффициент χ_d снижения несущей способности вследствие потери устойчивости формы сечения (плоская форма потери устойчивости краевого элемента жесткости) определяется в зависимости от величины $\sigma_{cr,s}$ с использованием формул (3.26).

При условии χ_d<1 значение снижающего коэффициента можно определить итерационно, начиная итерацию с модифицированных значений ρ, полученных по 3.5.1 с $\sigma_{com,Ed,i} = \chi_d f_{yb}/\gamma_{M0}$ таким образом, что

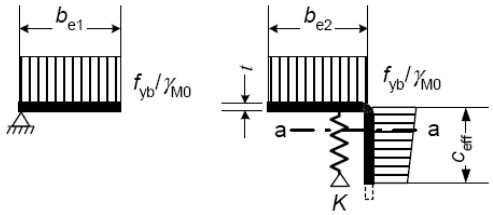
$$\bar{\lambda}_{p,red} = \bar{\lambda}_p \sqrt{\chi_d}. \tag{3.30}$$

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

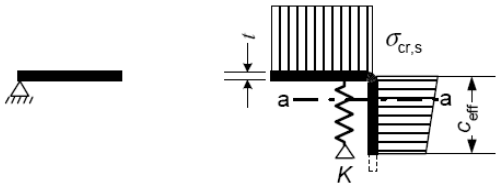
$$A_{s,red} = \chi_d A_s \frac{f_{yb}/\gamma_{M0}}{\sigma_{com,Ed}} \leq A_s. \tag{3.31}$$



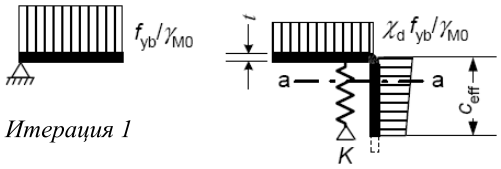
а) Полное поперечное сечение и граничные условия



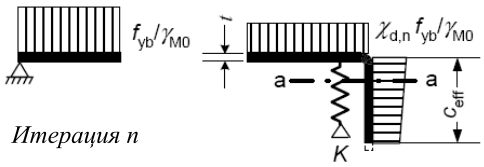
б) **Шаг 1.** Эффективное поперечное сечение при $K = \infty$ основанное на $\sigma_{com,Ed} = f_{yb}/\gamma_{M0}$



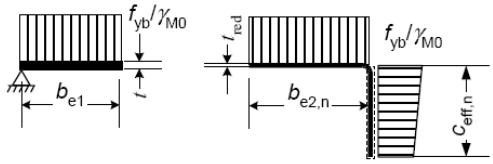
в) **Шаг 2**. Критическое напряжение $\sigma_{cr,s}$ в упругой стадии для эффективной площади A_s элемента жесткости из шага 1



г) Сниженная прочность $\chi_d f_{yb}/\gamma_{M0}$ для элемента жесткости с эффективной площадью A_s и снижающим коэффициентом χ_d, основанным на $\sigma_{cr,s}$



д) Шаг 3. Повторяется шаг 1 для расчета эффективной ширины с уменьшенным сжимающим напряжением $\sigma_{com,Ed,i} = \chi_d f_{yb}/\gamma_{M0}$ с χ_d из предыдущей итерации до тех пор, пока не выполнятся следующие условия: $\chi_{d,n} \approx \chi_{d,(n-1)}$, но $\chi_{d,n} \leq \chi_{d,(n-1)}$



е) Принимается эффективное поперечное сечение с $b_{e2,ceff}$ и уменьшенная толщина t_{red}, соответствующая $\chi_{d,n}$

Рисунок 3.13 Сопротивление сжатию полки с элементом жесткости в виде краевого отгиба

где:

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

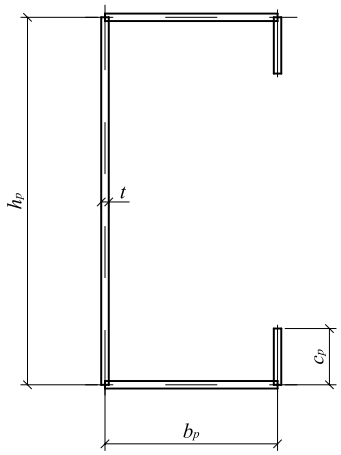
При определении геометрических характеристик эффективного поперечного сечения уменьшенная эффективная площадь $A_{s,red}$ должна быть определена с учетом уменьшенной толщины $t_{red}=t \cdot A_{s,red}/A_s$ для всех элементов, включенных в A_s.

Пример 3.2 Определить геометрические характеристики эффективного сечения холодноформованного С-образного профиля работающего на сжатие.

Исходные данные.

Размеры поперечного сечения и свойства материала:

Общая высота –	h=250 мм,
Общая ширина полки –	b=60 мм,
Общая ширина краевого отгиба –	c=21 мм,
Внутренний радиус –	r=3 мм,
Толщина профиля –	t_{nom}=1,50 мм.
Расчетная толщина профиля без учета покрытия	t=1,46 мм
Основной предел текучести стали	f_{yb}=350 Н/мм^2
Модуль упругости стали	E=210000 Н/мм^2



Коэффициент Пуассона ν=0,3

Размеры сечения по средним линиям:

Высота стенки $h_p=h-t_{nom}$=250-1,5=248,5 мм

Ширина полок $b_p=b-t_{nom}$=60-1,5=58,5 мм

Ширина отгиба $c_p=c-t_{nom}/2$=21-1,5/2=20,25 мм

Проверка геометрических пропорций.

Проверку геометрических пропорций сечения выполняем согласно условий представленных в разделе 3.2.

$b/t \le 60$	b/t=60/1,46=41,1 < 60	– выполняется
$c/t \le 50$	c/t=21/1,46=14,38 < 50	– выполняется
$h/t \le 500$	h/t=250/1,46=171,23 < 500	– выполняется

Для обеспечения необходимой жесткости и исключения преждевременной потери устойчивости элементов жесткости их размеры должны быть в следующих пределах (3.4):

$0,2 \le c/b \le 0,6$

c/b=21/60=0,35	0,2<0,35<0,6	– выполняется

Влияние углов изгибов можно не учитывать при выполнении условия (3.1):

$r/t \le 5$	r/t=3/1,46=2,05<5	– выполняется

$r/b_p \le 0,1$

r/b_p= 3/58,5 = 0,051 < 0,1 – выполняется

r/c_p = 3/20,25 = 0,15 > 0,1 **– не выполняется.**

В связи с тем, что одно из условий (3.1) не выполняется, необходимо в расчетах учесть влияние углов изгибов.

Влияние углов изгиба на геометрические характеристики сечения может быть учтено уменьшением их значений, которые рассчитаны для подобного сечения с острыми углами используя формулы (3.3).

$$\delta = 0{,}43 \cdot \frac{\sum_{j=1}^{n} r_j \cdot \frac{\Phi_j}{90°}}{\sum_{j=1}^{m} b_{p,i}} = 0{,}43 \cdot \frac{4 \cdot 3 \cdot \frac{90°}{90°}}{248{,}5 + 2 \cdot 58{,}5 + 2 \cdot 20{,}25} = 0{,}0127.$$

Определение характеристик полного поперечного сечения.

$$A_{br} = t(2c_p + 2b_p + h_p) = 1{,}46(2 \cdot 20{,}25 + 2 \cdot 58{,}5 + 248{,}5) = 592{,}76 \text{ мм}^2.$$

Положение центральной оси относительно верхней полки:

$$z_b = \frac{\left[c_p\left(h_p - c_p/2\right) + b_p h_p + h_p^2/2 + c_p^2/2\right]t}{A_{br}} =$$

$$= \frac{[20{,}25(248{,}5 - 20{,}25/2) + 58{,}5 \cdot 248{,}5 + 248{,}5^2/2 + 20{,}25^2/2]1{,}46}{592{,}76} = 124{,}25 \text{ мм}.$$

Определение эффективных характеристик сжатых полок и отгибов.

Шаг 1 (раздел 3.5.2.1, рисунок 3.13б).

Эффективная ширина сжатых полок.

Сжатые полки рассматриваются, как элементы, подкрепленные с двух сторон. Напряжения по длине распределены равномерно, соответственно соотношение напряжений ψ=1. В соответствии с таблицей 3.4 коэффициент потери устойчивости k_σ=4.

$$\varepsilon = \sqrt{235 / f_{yb}} = 0{,}819.$$

Условная гибкость полки (3.20):

$$\bar{\lambda}_p = \frac{b_p/t}{28{,}4\,\varepsilon\sqrt{k_\sigma}} = \frac{58{,}5/1{,}46}{28{,}4 \cdot 0{,}819 \cdot \sqrt{4}} = 0{,}86.$$

Понижающий коэффициент ширины полки (3.18):

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0{,}055\,(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} = \frac{0{,}86 - 0{,}055\,(3 + 1)}{0{,}86^2} = 0{,}864.$$

Эффективная ширина полок

$b_{eff} = \rho \cdot b_p$=0,864·58,5=50,58 мм,

$b_{e1} = b_{e2}$= 0,5·b_{eff}= 0,5·50,58=25,29 мм.

Эффективная ширина отгиба.

Согласно уравнения (3.27) коэффициент потери устойчивости k_σ=0,5, т.к. выполняется условие:

c_p/b_p=20,25/58,5=0,346 ≤ 0,35.

Условная гибкость отгиба (3.20):

$$\bar{\lambda}_p = \frac{c_p/t}{28{,}4\,\varepsilon\sqrt{k_{\sigma 1}}} = \frac{20{,}25\ /\ 1{,}46}{28{,}4 \cdot 0{,}819 \cdot \sqrt{0{,}5}} = 0{,}842.$$

Понижающий коэффициент ширины полки (3.19):

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0{,}188}{\bar{\lambda}_p^2} = 0{,}922.$$

Эффективная ширина отгиба

$c_{eff} = \rho \cdot c_p$=0,922·20,25=18,66 мм,

Эффективная площадь поперечного сечения краевого отгиба (3.28):

$A_s = t(b_{e2} + c_{eff})$=1,46(25,29+18,66)=64,167 мм^2.

Шаг 2 (раздел 3.5.2.1, рисунок 3.13в).

Критическое напряжение $\sigma_{cr,s}$ потери устойчивости краевого отгиба в упругой стадии определяется по формуле (3.29):

$$\sigma_{cr,s} = \frac{2 \cdot \sqrt{KEI_s}}{A_s}.$$

Жесткость связи определяется по формуле (3.24):

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

где:

b_1 расстояние от пересечения стенки и полки до центра тяжести эффективной площади краевого отгиба (включая эффективную часть b_{e2} полки) на полке 1:

$$b_1 = b_p - \frac{b_{e2} t\, b_{e2}/2}{A} = 58{,}5 - \frac{25{,}29 \cdot 1{,}46 \cdot \frac{25{,}29}{2}}{64{,}167} = 51{,}22 \text{ мм},$$

b_2 тоже самое для полки 2: b_2=51,22 мм.

k_f= 1 – для сжатого симметричного сечения;

K=0,1614 Н/мм^2.

Момент инерции краевого отгиба равен:

$$I_s = \frac{b_{e2} t^3}{12} + \frac{c_{eff}^3 t}{12} + b_{e2} t \left[\frac{c_{eff}^2}{2(b_{e2} + c_{eff})}\right]^2 + c_{eff} t \left[\frac{c_{eff}}{2} - \left(\frac{c_{eff}^2}{2(b_{e2} + c_{eff})}\right)\right]^2 = 2163{,}71 \text{ Н/мм}^4.$$

$$\sigma_{cr,s} = \frac{2 \cdot \sqrt{0{,}1614 \cdot 210000 \cdot 2163{,}71}}{64{,}167} = 266{,}86 \text{ Н/мм}^2.$$

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

χ_d=1,0 при $\bar{\lambda}_d \le 0{,}65$,

χ_d=1,47-0,723 $\bar{\lambda}_d$ при 0,65< $\bar{\lambda}_d$ <1,38,

χ_d=0,66/$\bar{\lambda}_d$ при λ $\bar{\lambda}_d$ >1,38,

где:

$$\bar{\lambda}_d = \sqrt{f_{yb}/\sigma_{cr,s}} = \sqrt{350/266{,}86} = 1{,}145.$$

Следовательно,

χ_d=1,47-0,723 $\bar{\lambda}_d$ = 1,47-0,723 · 1,145=0,642.

Шаг 3 (раздел 3.5.2.1, рисунок 3.13д).

При значениях χ_d<1 необходимо повторить шаги 1 и 2 используя уменьшенные значения сжимающих напряжений $\sigma_{com,Ed,i} = \chi_d f_{yb}/\gamma_{M0}$ с χ_d из предыдущей итерации до тех пор, пока не выполнятся следующие условия: $\chi_{d,n} \approx \chi_{d,(n-1)}$. Коэффициент χ_d вводится в новую итерацию при вычислении модифицированных значений ρ, согласно формулы (3.30).

Окончательные значения после итераций:

χ_d=0,66; b_{e2}=28,66 мм; c_{eff}=20,25 мм.

Уменьшенная толщина краевого отгиба определяется согласно рисунка 3.13е по формуле:

t_{red}=t·χ_d=1,46·0,66=0,964 мм.

Определение эффективных характеристик стенки.

Сжатая стенка рассматривается, как элемент, подкрепленный с двух сторон. Напряжения по длине распределены равномерно, соответственно соотношение напряжений ψ=1. В соответствии с таблицей 3.4 коэффициент потери устойчивости k_σ=4.

$$\varepsilon = \sqrt{235\ /f_{yb}} = 0{,}819.$$

Условная гибкость стенки (3.20):

$$\bar{\lambda}_p = \frac{h_p/t}{28{,}4\ \varepsilon\sqrt{k_\sigma}} = \frac{248{,}5/1{,}46}{28{,}4 \cdot 0{,}819 \cdot \sqrt{4}} = 3{,}659.$$

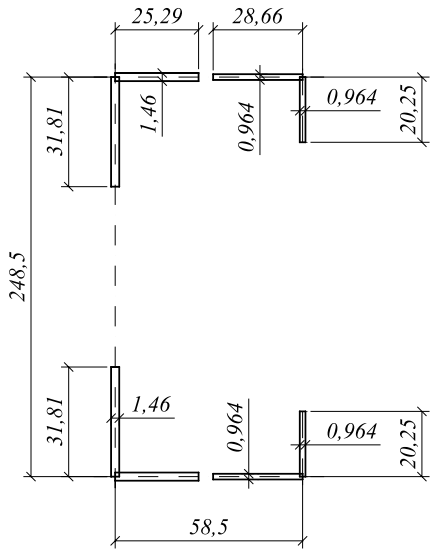
Понижающий коэффициент высоты стенки (3.18):

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - \ 0{,}055\,(3+\psi)}{\bar{\lambda}_p^2} = \frac{3{,}659 - 0{,}055(3+1)}{3{,}659^2} = 0{,}256.$$

Эффективная высота стенки:

$h_{eff}=\rho\cdot h_p$=0,256·248,5=63,62 мм,

$h_{e1}=h_{e2}$=0,5·h_{eff}=0,5·63,62=31,81 мм.



Определение характеристик эффективного сечения.

Эффективное сечение профиля построенное по полученным выше результатам будет иметь следующий вид.

Площадь эффективного поперечного сечения определенного для сечения с острыми углами:

$$A_{eff.sh}=t[2\cdot b_{e1}+h_{e1}+h_{e2}]+t_{red}\,[2\cdot(b_{e2}+c_{eff})],$$

$$A_{eff}=1{,}46[2\cdot 25{,}29+31{,}81+31{,}81]+0{,}964[2\cdot(28{,}66+20{,}25)]=261{,}03\text{мм}^2.$$

Площадь эффективного поперечного сечения определенного с учетом влияния углов изгибов:

$$A_{eff}=A_{eff,sh}\,(1-\delta)=261{,}03\cdot 1-0{,}0127)=257{,}72\ \text{мм}^2.$$

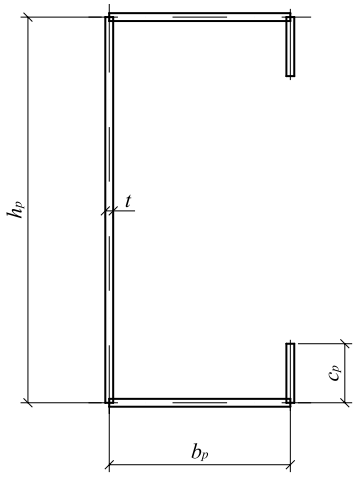
Пример 3.3 Определить геометрические характеристики эффективного сечения холодноформованного С-образного профиля работающего на изгиб.

Исходные данные.

Размеры поперечного сечения и свойства материала:

Общая высота h=250 мм

Общая ширина полки	b=60 мм
Общая ширина краевого отгиба	c=21 мм
Внутренний радиус	r=3 мм



Толщина профиля	$t_{пот}$=1,50 мм
Расчетная толщина профиля	
без учета покрытия	t=1,46 мм
Основной предел текучести стали	f_{yb}=350 Н/мм^2
Модуль упругости стали	E=210000 Н/мм^2
Коэффициент Пуассона	v=0,3
Размеры сечения по средним линиям:	
Высота стенки	h_p=h-$t_{пот}$=250-1,5=248,5 мм
Ширина полок	b_p=b-$t_{пот}$=60-1,5=58,5 мм
Ширина отгиба	c_p=c-$t_{пот}$/2=21-1,5/2=20,25 мм

Проверка геометрических пропорций.

Проверку геометрических пропорций сечения выполняем согласно условий представленных в разделе 3.2.

b/t≤60	b/t=60/1,46=41,1 < 60	– выполняется
c/t≤50	c/t=21/1,46=14,38 < 50	– выполняется
h/t≤500	h/t=250/1,46=171,23 < 500	– выполняется

Для обеспечения необходимой жесткости и исключения преждевременной потери устойчивости элементов жесткости их размеры должны быть в следующих пределах (3.4):

0,2 ≤ c/b ≤ 0,6

c/b=21/60=0,35	0,2<0,35<0,6	– выполняется

Влияние углов изгибов можно не учитывать при выполнении условия (3.1):

r/t≤5	r/t=3/1,46=2,05<5	– выполняется

r/b_p≤0,1

r/b_p=3/58,5=0,051<0,1	– выполняется
r/c_p=3/20,25=0,15>0,1	– **не выполняется**

В связи с тем, что одно из условий (3.1) не выполняется, необходимо в расчетах учесть влияние углов изгибов.

Влияние углов изгиба на геометрические характеристики сечения может быть учтено уменьшением их значений, которые рассчитаны для подобного сечения с острыми углами используя формулы (3.3).

$$\delta = 0{,}43 \cdot \frac{\sum_{j=1}^{n} r_j \cdot \frac{\Phi_j}{90°}}{\sum_{j=1}^{m} b_{p,i}} = 0{,}43 \cdot \frac{4 \cdot 3 \cdot \frac{90°}{90°}}{248{,}5 + 2 \cdot 58{,}5 + 2 \cdot 20{,}25} = 0{,}0127.$$

Определение характеристик полного поперечного сечения.

$$A_{br} = t(2c_p + 2b_p + h_p) = 1{,}46(2 \cdot 20{,}25 + 2 \cdot 58{,}5 + 248{,}5) = 592{,}76 \text{ мм}^2.$$

Положение центральной оси относительно верхней полки:

$$z_b = \frac{\left[c_p\left(h_p - c_p/2\right) + b_p h_p + h_p^2/2 + c_p^2/2\right]t}{A_{br}} =$$

$$= \frac{[20{,}25(248{,}5 - 20{,}25/2) + 58{,}5 \cdot 248{,}5 + 248{,}5^2/2 + 20{,}25^2/2]1{,}46}{592{,}76} = 124{,}25 \text{ мм}.$$

Определение эффективных характеристик сжатых полок и отгибов.

Шаг 1 (раздел 3.5.2.1, рисунок 3.13б).

Эффективная ширина сжатых полок.

Сжатые полки рассматриваются, как элементы, подкрепленные с двух сторон. Напряжения по длине распределены равномерно, соответственно соотношение напряжений ψ=1. В соответствии с таблицей 3.4 коэффициент потери устойчивости k_σ=4.

$$\varepsilon = \sqrt{235 / f_{yb}} = 0{,}819.$$

Условная гибкость полки (3.20):

$$\bar{\lambda}_p = \frac{b_p/t}{28{,}4\ \varepsilon\sqrt{k_\sigma}} = \frac{58{,}5 / 1{,}46}{28{,}4 \cdot 0{,}819 \cdot \sqrt{4}} = 0{,}86.$$

Понижающий коэффициент ширины полки (3.18):

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0{,}055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} = \frac{0{,}86 - 0{,}055(3 + 1)}{0{,}86^2} = 0{,}864.$$

Эффективная ширина полок

$$b_{eff} = \rho \cdot b_p = 0{,}864 \cdot 58{,}5 = 50{,}58 \text{ мм},$$

$$b_{e1} = b_{e2} = 0{,}5 \cdot b_{eff} = 0{,}5 \cdot 50{,}58 = 25{,}29 \text{ мм}.$$

Эффективная ширина отгиба.

Согласно уравнения (3.27) коэффициент потери устойчивости k_σ=0,5, т.к. выполняется условие:

$$c_p/b_p = 20{,}25/58{,}5 = 0{,}346 \le 0{,}35.$$

Условная гибкость отгиба (3.20):

$$\bar{\lambda}_p = \frac{c_p/t}{28{,}4\ \varepsilon\sqrt{k_{\sigma 1}}} = \frac{20{,}25 / 1{,}46}{28{,}4 \cdot 0{,}819 \cdot \sqrt{0{,}5}} = 0{,}842.$$

Понижающий коэффициент ширины полки (3.19):

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0{,}188}{\bar{\lambda}_p^2} = 0{,}922.$$

Эффективная ширина отгиба

$$c_{eff} = \rho \cdot c_p = 0{,}922 \cdot 20{,}25 = 18{,}66 \text{ мм},$$

Эффективная площадь поперечного сечения краевого отгиба (3.28):

$$A_s = t(b_{e2} + c_{eff}) = 1{,}46(25{,}29 + 18{,}66) = 64{,}167 \text{ мм}^2.$$

Шаг 2 (раздел 3.5.2.1, рисунок 3.13в).

Критическое напряжение σcr,s потери устойчивости краевого отгиба в упругой стадии определяется по формуле (3.29):

$$\sigma_{cr,s} = \frac{2 \cdot \sqrt{KEI_s}}{A_s}.$$

Жесткость связи определяется по формуле (3.24):

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

где:

b_1 расстояние от пересечения стенки и полки до центра тяжести эффективной площади краевого отгиба (включая эффективную часть b_{e2} полки) на полке 1:

$$b_1 = b_p - \frac{b_{e2} t\, b_{e2}/2}{A} = 58{,}5 - \frac{25{,}29 \cdot 1{,}46 \cdot \frac{25{,}29}{2}}{64{,}167} = 51{,}22 \text{ мм}.$$

$k_f = 0$ – для изгибаемого сечения относительно оси y-y;

$$K = \frac{Et^3}{4(1-\nu^2)} \cdot \frac{1}{b_1^2 h_p + b_1^3} = 0{,}2283 \text{ Н/мм}^2.$$

Момент инерции краевого отгиба равен:

$$I_s = \frac{b_{e2} t^3}{12} + \frac{c_{eff}^3 t}{12} + b_{e2} t \left[\frac{c_{eff}^2}{2(b_{e2} + c_{eff})}\right]^2 + c_{eff} t \left[\frac{c_{eff}}{2} - \left(\frac{c_{eff}^2}{2(b_{e2} + c_{eff})}\right)\right]^2 = 2163{,}71 \text{ Н/мм}^4.$$

$$\sigma_{cr,s} = \frac{2 \cdot \sqrt{0{,}2283 \cdot 210000 \cdot 2163{,}71}}{64{,}167} = 317{,}45 \text{ Н/мм}^2.$$

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

$$\chi_d = 1{,}0 \text{ при } \bar{\lambda}_d \le 0{,}65,$$

$$\chi_d = 1{,}47 - 0{,}723\,\bar{\lambda}_d \text{ при } 0{,}65 < \bar{\lambda}_d < 1{,}38,$$

$$\chi_d = 0{,}66/\bar{\lambda}_d \text{ при } \bar{\lambda}_d > 1{,}38,$$

где:

$$\bar{\lambda}_d = \sqrt{f_{yb}/\sigma_{cr,s}} = \sqrt{350/317{,}45} = 1{,}05.$$

Следовательно,

$$\chi_d = 1{,}47 - 0{,}723\,\bar{\lambda}_d = 1{,}47 - 0{,}723 \cdot 1{,}05 = 0{,}711.$$

Шаг 3 (раздел 3.5.2.1, рисунок 3.13д).

При значениях $\chi_d < 1$ необходимо повторить шаги 1 и 2 используя уменьшенные значения сжимающих напряжений $\sigma_{com,Ed,i} = \chi_d f_{yb}/\gamma_{M0}$ с χ_d из предыдущей итерации до тех пор, пока не выполнятся следующие условия: $\chi_{d,n} \approx \chi_{d,(n-1)}$. Коэффициент χ_d вводится в новую итерацию при вычислении модифицированных значений ρ, согласно формулы (3.30).

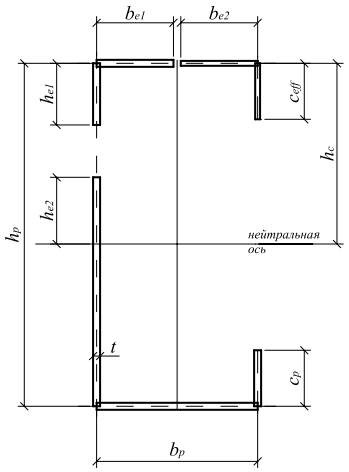
Окончательные значения после итераций:

$$\chi_d = 0{,}73;\ b_{e2} = 27{,}875 \text{ мм};\ c_{eff} = 20{,}25 \text{ мм}.$$

Уменьшенная толщина краевого отгиба определяется согласно рисунка 3.13е по формуле:

$t_{red} = t \cdot \chi_d = 1{,}46 \cdot 0{,}73 = 1{,}066$ мм.

Определение эффективных характеристик стенки.



Положение нейтральной оси относительно сжатой полки определим по формуле:

$$h_c = \frac{c_p\left(h_p - c_p/2\right) + b_p h_p + h_p^2/2 + c_{eff}^2\,\chi_d/2}{c_p + b_p + h_p + b_{e1} + \left(b_{e2} + c_{eff}\right)\chi_d} = 129{,}12 \text{ мм.}$$

Соотношение напряжений:

$$\psi=(h_c-h_p)/h_p=(129{,}12-248{,}5)/248{,}5=-0{,}48.$$

В соответствии с таблицей 3.4 коэффициент потери устойчивости k_σ определяется по формуле:

$k_\sigma=7{,}81-6{,}29\psi+9{,}78\psi^2= 7{,}81-6{,}29\cdot(-0{,}48)+9{,}78\cdot(-0{,}48)^2=13{,}08.$

Условная гибкость стенки (3.20):

$$\bar{\lambda}_p = \frac{h_p/t}{28{,}4\ \varepsilon\sqrt{k_\sigma}} = \frac{248{,}5\ /\ 1{,}46}{28{,}4\cdot 0{,}819\cdot\sqrt{13{,}08}} = 2{,}021.$$

Понижающий коэффициент высоты стенки (3.18):

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0{,}055\,(3+\psi)}{\bar{\lambda}_p^2} = \frac{2{,}021 - 0{,}055(3 - 0{,}48)}{2{,}021^2} = 0{,}461.$$

Эффективная ширина сжатой части стенки:

$$h_{eff}=\rho\cdot h_c=0{,}461\cdot 129{,}12=59{,}50 \text{ мм,}$$

Эффективная часть стенки, примыкающая к сжатой полке:

$$h_{e1}=0{,}4\cdot h_{eff}=0{,}4\cdot 59{,}50=23{,}80 \text{ мм.}$$

Эффективная часть стенки, примыкающая к нейтральной оси:

$$h_{e2}=0{,}6\cdot h_{eff}=0{,}6\cdot 59{,}50=35{,}70 \text{ мм.}$$

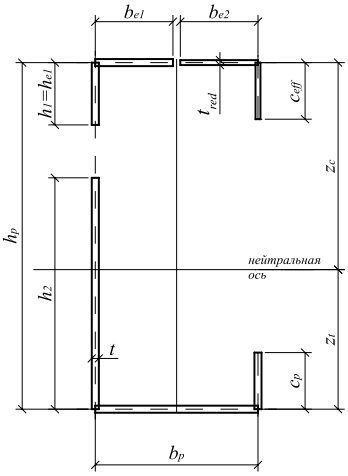
Полная эффективная высота стенки состоит из двух элементов:

часть стенки, примыкающая к сжатой полке:

$$h_1=h_{e1}=23{,}80 \text{ мм.}$$

часть стенки, примыкающая к растянутой полке полке:

$$h_2=h_p-(h_c-h_{e2})=248{,}5-(129{,}12-35{,}70)=155{,}08 \text{ мм.}$$



Определение характеристик эффективного сечения

Эффективное сечение профиля построенное по полученным выше результатам будет иметь следующий вид.

Площадь эффективного поперечного сечения:

$$A_{eff}=t[c_p+b_p+h_1+h_2+b_{e1}+(b_{e2}+c_{eff})\chi_d]=$$

$$A_{eff}=1{,}46[20{,}25+58{,}5+23{,}8+155{,}08+25{,}29+(27{,}875+20{,}25)\cdot 0{,}73)]=464{,}3 \text{ мм}^2.$$

Положение нейтральной оси относительно сжатой полки:

$$z_c=\frac{t\left[c_p\left(h_p-c_p/2\right)+b_p h_p+h_2\left(h_p-h_2/2\right)+h_1^2/2+c_{eff}^2\,\chi_d/2\right]}{A_{eff}};$$

$$z_c=145{,}6 \text{ мм}.$$

Положение нейтральной оси относительно растянутой полки:

$$z_t=h_p-z_c=248{,}5-145{,}6=102{,}9 \text{ мм}.$$

Момент инерции эффективного сечения относительно нейтральной оси (y) определенный для сечения с острыми углами:

$$I_{eff,y,sh}=\frac{h_1^3t}{12}+\frac{h_2^3t}{12}+\frac{b_pt^3}{12}+\frac{c_p^3t}{12}+\frac{b_{e1}t^3}{12}+\frac{b_{e2}(\chi_dt)^3}{12}+\frac{c_{eff}^3(\chi_dt)}{12}+$$
$$+c_pt\left(z_t-c_p/2\right)^2+b_ptz_t^2+h_2t(z_t-h_2/2)^2+h_1t(z_c-h_1/2)^2+$$
$$+b_{e1}tz_c^2+b_{e2}(\chi_dt)z_c^2+c_{eff}(\chi_dt)\left(z_c-c_{eff}/2\right)^2;$$

$$I_{eff,y,sh}=4308290 \text{ мм}^4.$$

Момент инерции эффективного сечения относительно нейтральной оси (y) определенный с учетом влияния углов изгибов:

$$I_{eff,y}=I_{eff,y,sh}\,(1-2\delta)=4308290(1-2\cdot 0{,}0127)=4198859 \text{ мм}^4.$$

Момент сопротивления эффективного сечения:

для сжатой полки

$$W_{eff,y,c}=\frac{I_{eff,y}}{z_c}=\frac{4198859}{145{,}6}=28838 \text{ мм}^3.$$

для растянутой полки

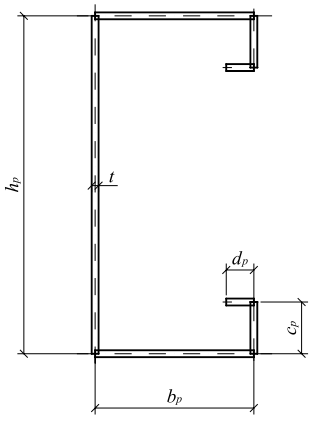
$$W_{eff,y,t}=\frac{I_{eff,y}}{z_t}=\frac{4198859}{102{,}9}=40805 \text{ мм}^3$$

Пример 3.4 Определить геометрические характеристики эффективного сечения холодноформованного С-образного профиля, с двойным краевым отгибом, работающего на сжатие.

Исходные данные

Размеры поперечного сечения и свойства материала:

Общая высота	h=250 мм
Общая ширина полки	b=60 мм
Общая ширина бокового отгиба	c=21 мм
Общая ширина краевого отгиба	d=10 мм
Внутренний радиус	r=3 мм
Толщина профиля	t_{nom}=1,00 мм
Расчетная толщина профиля	
без учета покрытия	t=0,96 мм
Основной предел текучести стали	f_{yb}=350 Н/мм^2
Модуль упругости стали	E=210000 Н/мм^2



Коэффициент Пуассона	ν=0,3

Размеры сечения по средним линиям:

Высота стенки	$h_p=h-t_{пот}$=250-1=249 мм
Ширина полок	$b_p=b-t_{пот}$=60-1=59 мм
Ширина бокового отгиба	$c_p=c-t_{пот}$=21-1=20 мм
Ширина крайнего отгиба	$d_p=c-t_{пот}$/2=10-1/2=9,5 мм

Проверка геометрических пропорций

Проверку геометрических пропорций сечения выполняем согласно условий представленных в разделе 3.2.

b/t≤90	b/t=60/0,96=62,5 < 90	– выполняется
c/t≤60	c/t=21/0,96=21,88 < 60	– выполняется
d/t≤50	d/t=10/0,96=10,42 < 50	– выполняется
h/t≤500	h/t=250/0,96=260,42 < 500	– выполняется

Для обеспечения необходимой жесткости и исключения преждевременной потери устойчивости элементов жесткости их размеры должны быть в следующих пределах (3.4):

$$0{,}2 \le c/b \le 0{,}6$$

$$0{,}1 \le d/b \le 0{,}3$$

c/b=21/60=0,35	0,2<0,35<0,6	– выполняется
d/b=10/60=0,167	0,1<0,167<0,3	– выполняется

Влияние углов изгибов можно не учитывать при выполнении условия (3.1):

r/t≤5	r/t=3/1,46=2,05<5	– выполняется
r/b_p≤0,1		
r/b_p=3/59=0,051<0,1		– выполняется
r/c_p=3/20=0,15>0,1		– **не выполняется**
r/d_p=3/9,5=0,32>0,1		– **не выполняется**

В связи с тем, что одно из условий (3.1) не выполняется, необходимо в расчетах учесть влияние углов изгибов.

Влияние углов изгиба на геометрические характеристики сечения может быть учтено уменьшением их значений, которые рассчитаны для подобного сечения с острыми углами используя формулы (3.3).

$$\delta = 0{,}43 \cdot \frac{\sum_{j=1}^{n} r_j \cdot \frac{\phi_j}{90^\circ}}{\sum_{j=1}^{m} b_{p,i}} = 0{,}43 \cdot \frac{4 \cdot 3 \cdot \frac{90^\circ}{90^\circ}}{249 + 2 \cdot 59 + 2 \cdot 20 + 2 \cdot 9{,}5} = 0{,}0121.$$

Определение характеристик полного поперечного сечения.

A_{br}=t(2d_p+2c_p+2b_p+h_p)= =0,96(2·9,5+2·20+2·59+249)=408,96 мм^2.

Статический момент инерции полного поперечного сечения относительно оси y:

$$S_{y0} = c_p d_p t + \frac{c_p^2 t}{2} + \frac{h_p^2 t}{2} + h_p b_p t + \frac{(2h_p - c_p)c_p t}{2} + (h_p - c_p)d_p t =$$
$$= 20 \cdot 9{,}5 \cdot 0{,}96 + \frac{20^2 \cdot 0{,}96}{2} + \frac{249^2 \cdot 0{,}96}{2} + 249 \cdot 59 \cdot 0{,}96 +$$
$$+ \frac{(2 \cdot 249 - 20) \cdot 20 \cdot 0{,}96}{2} + (249 - 20) \cdot 9{,}5 \cdot 0{,}96 = 50915{,}52 \text{ мм}^3.$$

Положение центральной оси относительно верхней полки:

$$z_b = \frac{S_{y0}}{A_{br}} = \frac{50915{,}52}{408{,}96} = 124{,}5 \text{ мм}.$$

Определение эффективных характеристик сжатых полок и отгибов

Шаг 1 (раздел 3.5.2.1, рисунок 3.136).

Эффективная ширина сжатых полок.

Сжатые полки рассматриваются, как элементы, подкрепленные с двух сторон. Напряжения по длине распределены равномерно, соответственно соотношение напряжений ψ=1. В соответствии с таблицей 3.4 коэффициент потери устойчивости k_σ=4.

$$\varepsilon = \sqrt{235 / f_{yb}} = 0{,}819.$$

Условная гибкость полки (3.20):

$$\bar{\lambda}_p = \frac{b_p/t}{28{,}4\ \varepsilon\sqrt{k_\sigma}} = \frac{59/0{,}96}{28{,}4 \cdot 0{,}819 \cdot \sqrt{4}} = 1{,}321.$$

Понижающий коэффициент ширины полки (3.18):

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0{,}055(3+\psi)}{\bar{\lambda}_p^2} = \frac{1{,}321 - 0{,}055(3+1)}{1{,}321^2} = 0{,}631.$$

Эффективная ширина полок

$$b_{eff}=\rho \cdot b_p=0{,}631 \cdot 59=37{,}23 \text{ мм},$$

$$b_{e1}=b_{e2}=0{,}5 \cdot b_{eff}=0{,}5 \cdot 37{,}23=18{,}615 \text{ мм}.$$

Эффективная ширина боковых отгибов

Боковой отгиб рассматривается, как элемент, подкрепленный с двух сторон. Напряжения по длине распределены равномерно, соответственно соотношение напряжений ψ=1. В соответствии с таблицей 3.4 коэффициент потери устойчивости k_σ=4.

$$\varepsilon = \sqrt{235 / f_{yb}} = 0{,}819.$$

Условная гибкость бокового отгиба (3.20):

$$\bar{\lambda}_p = \frac{c_p/t}{28{,}4\ \varepsilon\sqrt{k_\sigma}} = \frac{20/0{,}96}{28{,}4 \cdot 0{,}819 \cdot \sqrt{4}} = 0{,}447.$$

Понижающий коэффициент ширины бокового отгиба (3.18):

$$\rho = \frac{\lambda_p - 0{,}055(3+\psi)}{\bar{\lambda}_p^2} = \frac{0{,}447 - 0{,}055(3+1)}{0{,}447^2} = 1{,}136.$$

Так как ρ>1, то боковой отгиб полностью эффективный. Принимаем ρ=1.

Эффективная ширина бокового отгиба

$$c_{eff}=\rho \cdot c_p=1{,}0 \cdot 20=20 \text{ мм},$$

$$c_{e1}=c_{e2}=0{,}5 \cdot c_{eff}=0{,}5 \cdot 20=10 \text{ мм}.$$

Эффективная ширина краевого отгиба.

Согласно уравнения (3.27) коэффициент потери устойчивости k_σ=0,43, т.к. напряжения по длине распределены равномерно, соответственно соотношение напряжений ψ=1.

Условная гибкость отгиба (3.20):

$$\bar{\lambda}_p = \frac{d_p/t}{28{,}4\ \varepsilon\sqrt{k_\sigma}} = \frac{9{,}5/0{,}96}{28{,}4 \cdot 0{,}819 \cdot \sqrt{0{,}43}} = 0{,}648$$

Понижающий коэффициент ширины полки (3.19):

$$\rho = \frac{\lambda_p - 0{,}188}{\bar{\lambda}_p^2} = \frac{0{,}648 - 0{,}188}{0{,}648^2} = 1{,}095.$$

Так как ρ>1, то краевой отгиб полностью эффективный. Принимаем ρ=1.

Эффективная ширина отгиба

$$d_{eff}=\rho\cdot d_p=1{,}0\cdot 9{,}5=9{,}5 \text{ мм.}$$

Эффективная площадь поперечного сечения краевого отгиба (3.28):

$$A_s=t(b_{e2}+c_{e1}+c_{e2}+d_{eff})= 0{,}96(18{,}615+10+10+9{,}5)=46{,}19 \text{ мм}^2.$$

Шаг 2 (раздел 3.5.2.1, рисунок 3.13в).

Критическое напряжение $\sigma_{cr,s}$ потери устойчивости краевого отгиба в упругой стадии определяется по формуле (3.29)

$$\sigma_{cr,s}=\frac{2\cdot\sqrt{KEI_s}}{A_s}.$$

Жесткость связи определяется по формуле (3.24):

$$K=\frac{Et^3}{4(1-\nu^2)}\cdot\frac{1}{b_1^2h_p+b_1^3+0{,}5b_1b_2h_pk_f},$$

где:

b_1 расстояние от пересечения стенки и полки до центра тяжести эффективной площади краевого отгиба (включая эффективную часть b_{e2} полки) на полке 1:

$$b_1=b_p-\frac{(b_{e2}^2+d_{ff}^2)t/0{,}5}{A_s}=59-\frac{(18{,}615^2+9{,}5^2)\cdot\frac{0{,}96}{2}}{46{,}19}=54{,}46 \text{ мм,}$$

b_2 тоже самое для полки 2: b_2=54,46 мм.

k_f= 1 – для сжатого симметричного сечения;

K=0,0402 Н/мм^2.

Статический момент краевого элемента жесткости с двумя отгибами равен (относительно отгиба d) (рис. 3.12б):

$$S_{zs}=c_{eff}b_{e2}t+0{,}5c_{eff}^2t=20\cdot 18{,}615\cdot 0{,}96+0{,}5\cdot 20^2\cdot 0{,}96=549{,}4 \text{ мм}^3.$$

Расстояние от краевого отгиба d до оси а-а равно:

$$z_{gs}=S_{zs}/A_s=549{,}4/46{,}19=11{,}89 \text{ мм.}$$

Расстояние от полки b до оси а-а равно:

$$z_a=c_p-z_{gs}=8{,}11 \text{ мм.}$$

Момент инерции краевого элемента жесткости с двумя отгибами равен:

$$I_s=z_a^2b_{e2}t+\frac{(z_{gs}^2+z_a^2-z_{gs}z_a)}{3}c_{eff}t+z_{gs}^2d_{eff}t=$$

$$=8{,}11^2\cdot 18{,}615\cdot 0{,}96+\frac{11{,}89^2+8{,}11^2-11{,}89\cdot 8{,}11}{3}\cdot 20\cdot 0{,}96+11{,}89^2\cdot 9{,}5\cdot 0{,}96=3173{,}26 \text{ мм}^4.$$

$$\sigma_{cr,s}=\frac{2\cdot\sqrt{0{,}0402\cdot 210000\cdot 3173{,}26}}{46{,}19}=224{,}13 \text{ Н/мм}^2.$$

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

$$\chi_d=1{,}0 \text{ при } \bar{\lambda}_d\le 0{,}65,$$

$$\chi_d=1{,}47-0{,}723\,\bar{\lambda}_d \text{ при } 0{,}65<\bar{\lambda}_d<1{,}38,$$

$$\chi_d=0{,}66/\bar{\lambda}_d \text{ при } \bar{\lambda}_d>1{,}38,$$

где:

$$\bar{\lambda}_d=\sqrt{f_{yb}/\sigma_{cr,s}}=\sqrt{350/224{,}13}=1{,}25.$$

Следовательно,

$$\chi_d=1{,}47-0{,}723\,\bar{\lambda}_d=1{,}47-0{,}723\cdot1{,}25=0{,}566.$$

Шаг 3 (раздел 3.5.2.1, рисунок 3.13д).

При значениях $\chi_d<1$ необходимо повторить шаги 1 и 2 используя уменьшенные значения сжимающих напряжений $\sigma_{com,Ed,i}=\chi_d f_{yb}/\gamma_{M0}$ с χ_d из предыдущей итерации до тех пор, пока не выполнятся следующие условия: $\chi_{d,n}\approx\chi_{d,(n-1)}$. Коэффициент χ_d вводится в новую итерацию при вычислении модифицированных значений ρ, согласно формулы (3.30).

Окончательные значения после итераций:

$$\chi_d=0{,}555;\ b_{e2}=23{,}28\text{ мм};\ c_{e1}=c_{e1}=10\text{ мм},\ d_{eff}=9{,}5\text{ мм}.$$

Уменьшенная толщина краевого отгиба определяется согласно рисунка 3.13е по формуле:

$$t_{red}=t\cdot\chi_d=0{,}96\cdot0{,}555=0{,}533\text{ мм}.$$

Определение эффективных характеристик стенки

Сжатая стенка рассматривается, как элемент, подкрепленный с двух сторон. Напряжения по длине распределены равномерно, соответственно соотношение напряжений ψ=1. В соответствии с таблицей 3.4 коэффициент потери устойчивости k_σ=4.

$$\varepsilon=\sqrt{235/f_{yb}}=0{,}819.$$

Условная гибкость стенки (3.20):

$$\bar{\lambda}_p=\frac{h_p/t}{28{,}4\ \varepsilon\sqrt{k_\sigma}}=\frac{249/0{,}96}{28{,}4\cdot0{,}819\cdot\sqrt{4}}=5{,}139.$$

Понижающий коэффициент высоты стенки (3.18):

$$\rho=\frac{\bar{\lambda}_p-0{,}055(3+\psi)}{\bar{\lambda}_p^2}=\frac{5{,}139-0{,}055(3+1)}{5{,}139^2}=0{,}186.$$

Эффективная высота стенки

$$h_{eff}=\rho\cdot h_p=0{,}186\cdot249=46{,}32\text{ мм},$$

$$h_{e1}=h_{e2}=0{,}5\cdot h_{eff}=0{,}5\cdot46{,}32=23{,}16\text{ мм}.$$

Определение характеристик эффективного сечения

Эффективное сечение профиля построенное по полученным выше результатам будет иметь следующий вид:

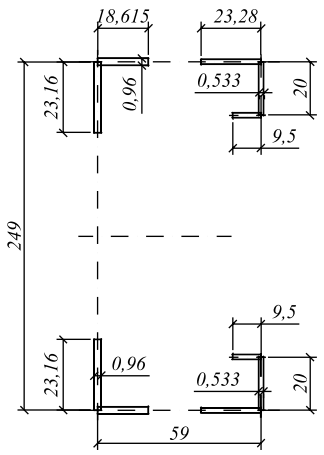
Площадь эффективного поперечного сечения определенного для сечения с острыми углами:

$$A_{eff,sh}=t[2b_{e1}+h_{e1}+h_{e2}]+t_{red}\,[2(b_{e2}+c_{eff}+d_{eff})],$$

$$A_{eff}=0{,}96[2\cdot18{,}615+23{,}16+23{,}16]+0{,}533[2(23{,}28+20+9{,}5)]=136{,}5\text{ мм}^2.$$

Площадь эффективного поперечного сечения определенного с учетом влияния углов изгибов:

$$A_{eff}=A_{eff,sh}\,(1-\delta)=136{,}5(1-0{,}0121)=134{,}8\text{ мм}^2.$$



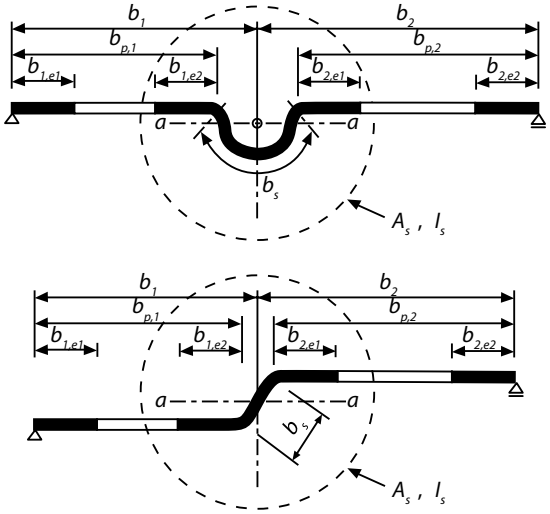


Рисунок 3.14 Промежуточные элементы жесткости

3.5.2.2 Плоские элементы с промежуточными элементами жесткости

Нижеприведенный алгоритм применим для одного или двух одинаковых элементов жесткости в виде канавки или гиба с учетом того, что все плоские элементы рассчитаны согласно 3.5.1.

Поперечное сечение промежуточного элемента жесткости принимается состоящим из самого элемента и смежных эффективных частей примыкающих плоских участков $b_{p,1}$ и $b_{p,2}$, показанных на рисунке 3.14.

Расчет состоит из следующих шагов и проиллюстрирован на рисунке 3.15:

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

Шаг 2. Для определения коэффициента снижения несущей способности вследствие потери устойчивости формы сечения (плоская форма потери устойчивости промежуточного элемента жесткости) используется начальное эффективное поперечное сечение элемента жесткости и предпосылка о наличии непрерывной упругоподатливой опоры;

Шаг 3. Уточнение коэффициента снижения несущей способности вследствие потери устойчивости формы сечения осуществляется итерационным расчетом.

Начальные значения эффективной ширины $b_{1,e2}$ и $b_{2,e1}$, показанные на рисунке 3.14, должны определяться по 3.5.1 с допущением, что плоские элементы $b_{p,1}$ и $b_{p,2}$ оперты по двум сторонам (см. таблицу 3.4).

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

$$A_s = t(b_{1,e2} + b_{2,e1} + b_s), \tag{3.32}$$

где b_s – ширина элемента жесткости, показана на рисунке 3.14.

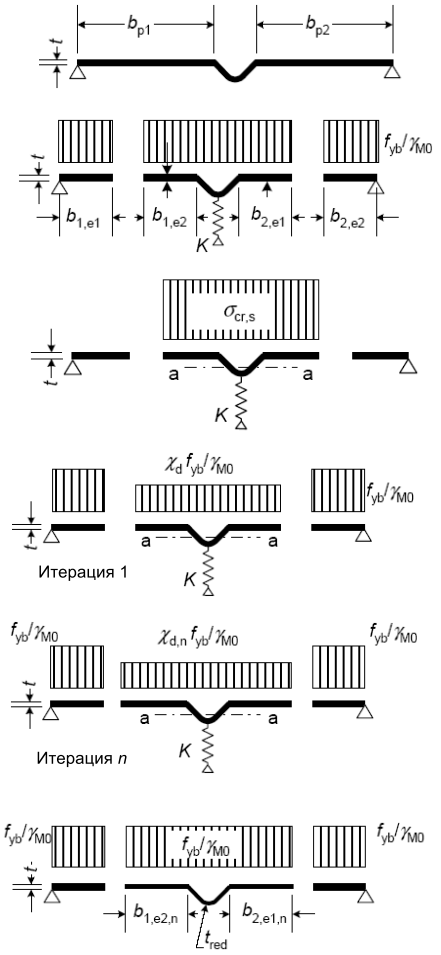
Критическое напряжение $\sigma_{cr,s}$ потери устойчивости промежуточного элемента жесткости определяется по формуле:

$$\sigma_{cr,s} = \frac{2 \cdot \sqrt{KEI_s}}{A_s}, \tag{3.33}$$

где:

K жесткость связи на единицу длины, см. (3.22);

I_s момент инерции эффективного сечения отгиба, определенный по эффективной площади A_s, относительно центральной оси а-а эффективного поперечного сечения (см. рисунок 3.14).



а) Полное поперечное сечение и граничные условия

б) Этап 1. Эффективное поперечное сечение при $K = \infty$, основанное на $\sigma_{com,Ed} = f_{yb}/\gamma_{M0}$

в) Этап 2. Критическое напряжение $\sigma_{cr,s}$ в упругой стадии для эффективной площади A_s элемента жесткости из этапа 1

г) Сниженная прочность $\chi_d f_{yb}/\gamma_{M0}$ для элемента жесткости с эффективной площадью A_s и снижающим коэффициентом χ_d, основанным на $\sigma_{cr,s}$

д) Этап 3. Повторяется этап 1 для расчета эффективной ширины с уменьшенным сжимающим напряжением $\sigma_{com,Ed,i} = \chi_d f_{yb} / \gamma_{M0}$ с χ_d из предыдущей итерации, до тех пор, пока не выполнятся следующие условия: $\chi_{d,n} \approx \chi_{d,(n-1)}$, но $\chi_{d,n} \leq \chi_{d,(n-1)}$

е) Принимается эффективное поперечное сечение с $b_{1,e2}$, $b_{2,e1}$ и уменьшенная толщина t_{red}, соответствующая $\chi_{d,n}$

Рисунок 3.15 Сопротивление сжатию полки с промежуточным элементом жесткости

Коэффициент χ_d снижения несущей способности вследствие потери устойчивости формы сечения (плоская форма потери устойчивости промежуточного элемента жесткости) определяется в зависимости от значения $\sigma_{cr,s}$ с использованием формул (3.26).

При условии $\chi_d < 1$ значение снижающего коэффициента можно определить итерационно, начиная итерацию с модифицированных значений ρ, полученных по 3.5.1 с $\sigma_{com,Ed,i} = \chi_d f_{yb}/\gamma_{M0}$ таким образом, что

$$\bar{\lambda}_{p,red} = \bar{\lambda}_p \sqrt{\chi_d}. \tag{3.34}$$

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

$$A_{s,red} = \chi_d A_s \frac{f_{yb}/\gamma_{M0}}{\sigma_{com\,Ed}} \leq A_s, \tag{3.35}$$

где:

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

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

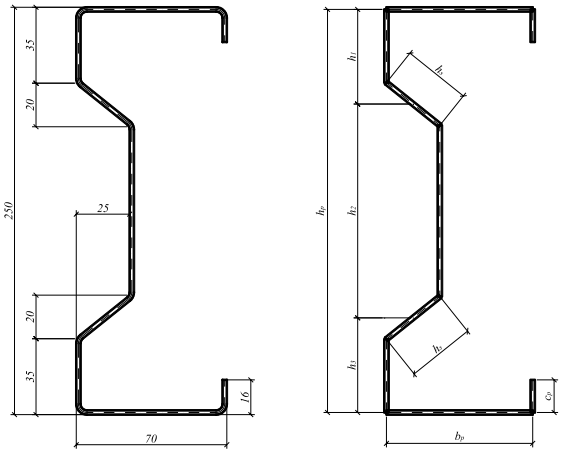
Пример 3.5 Определить геометрические характеристики эффективного сечения холодноформованного ∑-образного профиля компании «Pruszynski», работающего на сжатие.

Исходные данные.

Размеры поперечного сечения и свойства материала:

Общая высота	h=250 мм
Общая ширина полки	b=70 мм

Общая ширина краевого отгиба	c=16 мм
Внутренний радиус	r=3 мм
Толщина профиля	$t_{пот}$=1,50 мм
Расчетная толщина профиля	
без учета покрытия	t=1,46 мм
Основной предел текучести стали	f_{yb}=350 Н/мм^2
Модуль упругости стали	E=210000 Н/мм^2
Коэффициент Пуассона	ν=0,3



Геометрические параметры изгиба стенки представлены на рисунке.

Размеры сечения по средним линиям:

Высота стенки	$h_p=h-t_{пот}$=250-1,5=248,5 мм
Ширина полок	$b_p=b-t_{пот}$=70-1,5=68,5 мм
Ширина отгиба	$c_p=c-t_{пот}/2$=16-1,5/2=15,25 мм
Ширина элемента жесткости	h_s=32 мм
Высота плоских участков стенки	
	$h_{p1}=h_{p3}$=35-$t_{пот}$/2=34,25 мм
	$h_{p2}=h_p-h_{p1}-h_{p3}$-20-20=140 мм

Проверка геометрических пропорций

Проверку геометрических пропорций сечения выполняем согласно условий представленных в разделе 3.2.

b/t≤60	b/t=70/1,46=48 < 60	– выполняется
c/t≤50	c/t=16/1,46=10,96 < 50	– выполняется
h/t≤500	h/t=250/1,46=171,23 < 500	– выполняется

Для обеспечения необходимой жесткости и исключения преждевременной потери устойчивости элементов жесткости их размеры должны быть в следующих пределах (3.4):

0,2 ≤ c/b ≤ 0,6

c/b=16/70=0,22	0,2<0,22<0,6	– выполняется

Влияние углов изгибов можно не учитывать при выполнении условия (3.1):

r/t≤5	r/t=3/1,46=2,05<5	– выполняется
r/b_p≤0,1		
r/b_p=3/68,5=0,043<0,1		– выполняется
r/c_p=3/15,25=0,2>0,1		– **не выполняется**

r/h_{p1}=3/34,25=0,09<0,1 – выполняется

r/h_s=3/32=0,09>0,1 – выполняется

В связи с тем, что одно из условий (3.1) не выполняется, необходимо в расчетах учесть влияние углов изгибов.

Влияние углов изгиба на геометрические характеристики сечения может быть учтено уменьшением их значений, которые рассчитаны для подобного сечения с острыми углами используя формулы (3.3).

$$\delta = 0{,}43 \cdot \frac{\sum_{j=1}^{n} r_j \cdot \frac{\Phi_j}{90^\circ}}{\sum_{j=1}^{m} b_{p,i}} = 0{,}43 \cdot \frac{4 \cdot 3 \cdot \frac{90^\circ}{90^\circ} + 4 \cdot 3 \cdot \frac{128{,}6^\circ}{90^\circ}}{2 \cdot 34{,}25 + 2 \cdot 32 + 140 + 2 \cdot 68{,}5 + 2 \cdot 15{,}25} = 0{,}0285.$$

Определение характеристик полного поперечного сечения

$$A_{br} = t(2c_p + 2b_p + h_{p1} + h_{p2} + h_{p3} + 2h_s) = 1{,}46(2 \cdot 15{,}25 + 2 \cdot 68{,}5 + 34{,}25 + 140 + 34{,}25 + 2 \cdot 32) = 642{,}4 \text{ мм}^2.$$

Статический момент инерции полного поперечного сечения относительно оси y:

$$S_{y0} = \frac{c_p^2 t}{2} + \frac{h_{p1}^2 t}{2} + (h_{p1} + 10)\, h_s t + \frac{h_p h_{p2} t}{2} + \frac{(h_p + h_{p2} + 20)}{2} h_s t +$$
$$+ \left(h_p - \frac{h_{p3}}{2}\right) h_{p3} t + h_p b_p t + \left(h_p - \frac{c_p}{2}\right) c_p t = 79818{,}2 \text{ мм}^3.$$

Положение центральной оси относительно верхней полки:

$$z_b = \frac{S_{y0}}{A_{br}} = \frac{79818{,}2}{642{,}4} = 124{,}25 \text{ мм}.$$

Определение эффективных характеристик сжатых полок и отгибов.

Шаг 1 (раздел 3.5.2.1, рисунок 3.13б).

<u>Эффективная ширина сжатых полок.</u>

Сжатые полки рассматриваются, как элементы, подкрепленные с двух сторон. Напряжения по длине распределены равномерно, соответственно соотношение напряжений ψ=1. В соответствии с таблицей 3.4 коэффициент потери устойчивости k_σ=4.

$$\varepsilon = \sqrt{235 / f_{yb}} = 0{,}819.$$

Условная гибкость полки (3.20):

$$\bar{\lambda}_p = \frac{b_p / t}{28{,}4\, \varepsilon \sqrt{k_\sigma}} = \frac{68{,}5 / 1{,}46}{28{,}4 \cdot 0{,}819 \cdot \sqrt{4}} = 1{,}008.$$

Понижающий коэффициент ширины полки (3.18):

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0{,}055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} = \frac{1{,}008 - 0{,}055(3 + 1)}{1{,}008^2} = 0{,}7755.$$

Эффективная ширина полок

$$b_{eff} = \rho \cdot b_p = 0{,}7755 \cdot 68{,}5 = 53{,}12 \text{ мм},$$

$$b_{e1} = b_{e2} = 0{,}5 \cdot b_{eff} = 0{,}5 \cdot 53{,}12 = 26{,}56 \text{ мм}.$$

Эффективная ширина отгиба.

Согласно уравнения (3.27), коэффициент потери устойчивости k_σ=0,5, т.к. выполняется условие:

$$c_p / b_p = 15{,}25 / 68{,}5 = 0{,}223 \le 0{,}35.$$

Условная гибкость отгиба (3.20):

$$\bar{\lambda}_p = \frac{c_p / t}{28{,}4\ \varepsilon \sqrt{k_{\sigma 1}}} = \frac{15{,}15 / 1{,}46}{28{,}4 \cdot 0{,}819 \cdot \sqrt{0{,}5}} = 0{,}635 < 0{,}748, \text{ то}$$

понижающий коэффициент ширины полки:

$$\rho = 1{,}0.$$

Эффективная ширина отгиба

$$c_{eff}=\rho\cdot c_p=1{,}0\cdot 15{,}25=15{,}25 \text{ мм},$$

Эффективная площадь поперечного сечения краевого отгиба (3.28):

$$A_s=t(b_{e2}+c_{eff})=1{,}46(26{,}56+15{,}25)=61{,}04 \text{ мм}^2.$$

Шаг 2 (раздел 3.5.2.1, рисунок 3.13в).

Критическое напряжение σcr,s потери устойчивости краевого отгиба в упругой стадии определяется по формуле (3.29)

$$\sigma_{cr,s}=\frac{2\cdot\sqrt{KEI_s}}{A_s}.$$

Жесткость связи определяется по формуле (3.24):

$$K=\frac{Et^3}{4(1-\nu^2)}\cdot\frac{1}{b_1^2h_p+b_1^3+0{,}5b_1b_2h_pk_f},$$

где:

b_1 расстояние от пересечения стенки и полки до центра тяжести эффективной площади краевого отгиба (включая эффективную часть b_{e2} полки) на полке 1:

$$b_1=b_p-\frac{b_{e2}t\,b_{e2}/2}{A_s}=68{,}5-\frac{26{,}56\cdot 1{,}46\cdot\frac{26{,}56}{2}}{61{,}04}=60{,}06 \text{ мм},$$

b_2 тоже самое для полки 2: b_2=60,06 мм.

k_f= 1 – для сжатого симметричного сечения;

$$K=0{,}115 \text{ Н/мм}^2.$$

Момент инерции краевого отгиба равен:

$$I_s=\frac{b_{e2}t^3}{12}+\frac{c_{eff}^3t}{12}+b_{e2}t\left[\frac{c_{eff}^2}{2(b_{e2}+c_{eff})}\right]^2+c_{eff}t\left[\frac{c_{eff}}{2}-\left(\frac{c_{eff}^2}{2(b_{e2}+c_{eff})}\right)\right]^2=1260{,}74 \text{ мм}^4.$$

$$\sigma_{cr,s}=\frac{2\cdot\sqrt{0{,}115\cdot 210000\cdot 1260{,}74}}{61{,}04}=180{,}8 \text{ Н/мм}^2.$$

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

$$\chi_d=1{,}0 \text{ при } \bar{\lambda}_d\le 0{,}65,$$

$$\chi_d=1{,}47-0{,}723\,\bar{\lambda}_d \text{ при } 0{,}65<\bar{\lambda}_d<1{,}38,$$

$$\chi_d=0{,}66/\bar{\lambda}_d \text{ при } \bar{\lambda}_d>1{,}38,$$

где:

$$\bar{\lambda}_d=\sqrt{f_{yb}/\sigma_{cr,s}}=\sqrt{350/180{,}8}=1{,}391.$$

Следовательно,

$$\chi_d=0{,}66/\bar{\lambda}_d=0{,}474.$$

Шаг 3 (раздел 3.5.2.1, рисунок 3.13д).

При значениях χ_d<1 необходимо повторить шаги 1 и 2 используя уменьшенные значения сжимающих напряжений $\sigma_{com,Ed,i}=\chi_d f_{yb}/\gamma_{M0}$ с χ_d из предыдущей итерации до тех пор, пока не выполнятся следующие условия: $\chi_{d,n}\approx\chi_{d,(n-1)}$. Коэффициент χ_d вводится в новую итерацию при вычислении модифицированных значений ρ, согласно формулы (3.30).

Окончательные значения после итераций:

$$\chi_d=0{,}457;\ b_{e2}=34{,}04 \text{ мм};\ c_{eff}=15{,}25 \text{ мм}.$$

Уменьшенная толщина краевого отгиба определяется согласно рисунка 3.13е по формуле:

$$t_{red,c}=t\cdot\chi_d=1{,}46\cdot0{,}457=0{,}667 \text{ мм.}$$

Определение эффективных характеристик стенки

Шаг 1 (раздел 3.5.2.2, рисунок 3.15б).

Сжатая стенка рассматривается, как составная из трех частей. Каждая часть рассматривается как элемент, подкрепленный с двух сторон. Напряжения по длине распределены равномерно, соответственно соотношение напряжений ψ=1. В соответствии с таблицей 3.4 коэффициент потери устойчивости k_σ=4.

$$\varepsilon=\sqrt{235/f_{yb}}=0{,}819.$$

Условная гибкость части стенки примыкающей к верхней полке (3.20):

$$\bar{\lambda}_{p_1}=\frac{h_{p1}/t}{28{,}4\ \varepsilon\sqrt{k_\sigma}}=\frac{34{,}25\ /\ 1{,}46}{28{,}4\cdot0{,}819\cdot\sqrt{4}}=0{,}504<0{,}673, \text{ то}$$

понижающий коэффициент ширины полки:

$$\rho=1{,}0.$$

Эффективная высота части стенки

$$h_{eff1}=\rho\cdot h_{p1}=1{,}0\cdot34{,}25=34{,}25 \text{ мм,}$$

$$h_{1,e1}=h_{1,e2}=0{,}5\cdot h_{eff1}=0{,}5\cdot34{,}25=17{,}125 \text{ мм.}$$

Условная гибкость части стенки примыкающей к нижней полке (3.20):

$$\bar{\lambda}_{p_2}=\frac{h_{p2}/t}{28{,}4\ \varepsilon\sqrt{k_\sigma}}=\frac{34{,}25\ /\ 1{,}46}{28{,}4\cdot0{,}819\cdot\sqrt{4}}=0{,}504<0{,}673, \text{ то}$$

понижающий коэффициент ширины полки:

$$\rho=1{,}0.$$

Эффективная высота части стенки

$$h_{eff3}=\rho\cdot h_{p3}=1{,}0\cdot34{,}25=34{,}25 \text{ мм,}$$

$$h_{3,e1}=h_{3,e2}=0{,}5\cdot h_{eff3}=0{,}5\cdot34{,}25=17{,}125 \text{ мм.}$$

Условная гибкость части стенки между элементами жесткости (3.20):

$$\bar{\lambda}_{p_1}=\frac{h_{p2}/t}{28{,}4\ \varepsilon\sqrt{k}}=\frac{140\ /\ 1{,}46}{28{,}4\cdot0{,}819\cdot\sqrt{4}}=2{,}06.$$

Понижающий коэффициент высоты стенки (3.18):

$$\rho=\frac{\bar{\lambda}_p-0{,}055(3+\psi)}{\bar{\lambda}_p^2}=\frac{2{,}06-0{,}055(3+1)}{2{,}06^2}=0{,}434.$$

Эффективная высота средней части стенки

$$h_{eff2}=\rho\cdot h_{p2}=0{,}434\cdot140=60{,}76 \text{ мм,}$$

$$h_{2,e1}=h_{2,e2}=0{,}5\cdot h_{eff2}=0{,}5\cdot60{,}76=30{,}38 \text{ мм.}$$

Промежуточные элементы жесткости одинаковы по геометрическим параметрам, поэтому последующие расчеты будем выполнять для одного варианта расположенного между частью стенки 1 и частью стенки 2.

Эффективная площадь поперечного сечения краевого отгиба (3.28):

$$A_s=t(h_{1,e2}+h_{2,e1}+h_s)=1{,}46(17{,}125+30{,}38+32)=116{,}08 \text{ мм}^2.$$

Шаг 2 (раздел 3.5.2.2, рисунок 3.15в).

Критическое напряжение σcr,s потери устойчивости краевого отгиба в упругой стадии определяется по формуле (3.29)

$$\sigma_{cr,s}=\frac{2\cdot\sqrt{KEI_s}}{A_s}.$$

Жесткость связи можно определить по формуле (3.10) [11]:

$$K = \frac{Et^3}{4(1-\nu^2)} \cdot \frac{(h_1+h_2)}{h_1^2 h_2^2},$$

где:

b_1,b_2 обозначены на рисунке 3.14 и равны h_1 и h_2 соответственно.

$$K = \frac{210000/1{,}46^3}{4(1-0{,}3^2)} \cdot \frac{44{,}25+160}{44{,}25^2 \cdot 160^2} = 0{,}7316 \text{ Н/мм}^2.$$

Статический момент промежуточного элемента жесткости равен (относительно полки h_2):

$$S_{ya}=25t(0{,}5\cdot h_s+25h_{1,e2})=25\cdot 1{,}46(0{,}5\cdot 32+17{,}125)=1209 \text{ мм}^3.$$

Расстояние от полки h_2 до оси а-а равно:

$$z_{gs} = \frac{S_{ya}}{A_s} = \frac{1209}{116{,}08} = 10{,}42 \text{ мм}$$

Расстояние от полки h_1 до оси а-а равно:

$$z_a=25-z_{gs}=14{,}58 \text{ мм}.$$

Момент инерции промежуточного элемента жесткости равен:

$$I_s = z_a^2 h_{1,e2} t + \frac{\left(z_{gs}^2 + z_a^2 - z_{gs} z_a\right)}{3} h_s t + z_{gs}^2 h_{2,e1} t =$$

$$= 14{,}58^2 \cdot 17{,}125 \cdot 1{,}46 + \frac{10{,}42^2 + 14{,}58^2 - 10{,}42 \cdot 14{,}58}{3} \cdot 32 \cdot 1{,}46 + 10{,}42^2 \cdot 30{,}38 \cdot 1{,}46 = 12761{,}2 \text{ мм}^4.$$

$$\sigma_{cr,s} = \frac{2 \cdot \sqrt{0{,}7316 \cdot 210000 \cdot 12761{,}2}}{116{,}08} = 762{,}9 \text{ Н/мм}^2.$$

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

$$\chi_d=1{,}0 \text{ при } \bar{\lambda}_d \le 0{,}65,$$

$$\chi_d=1{,}47-0{,}723\,\bar{\lambda}_d \text{ при } 0{,}65<\bar{\lambda}_d<1{,}38,$$

$$\chi_d=0{,}66/\bar{\lambda}_d \text{ при } \bar{\lambda}_d>1{,}38,$$

где:

$$\bar{\lambda}_d = \sqrt{f_{yb}/\sigma_{cr,s}} = \sqrt{350/762{,}9} = 0{,}677.$$

Следовательно,

$$\chi_d=1{,}47-0{,}723\cdot 0{,}677=0{,}98.$$

Шаг 3 (раздел 3.5.2.1, рисунок 3.13д).

При значениях χ_d<1 необходимо повторить шаги 1 и 2 используя уменьшенные значения сжимающих напряжений $\sigma_{com,Ed,i} = \chi_d f_{yb}/\gamma_{M0}$ с χ_d из предыдущей итерации до тех пор, пока не выполнятся следующие условия: $\chi_{d,n} \approx \chi_{d,(n-1)}$. Коэффициент χ_d вводится в новую итерацию при вычислении модифицированных значений ρ, согласно формулы (3.30).

Окончательные значения после итераций:

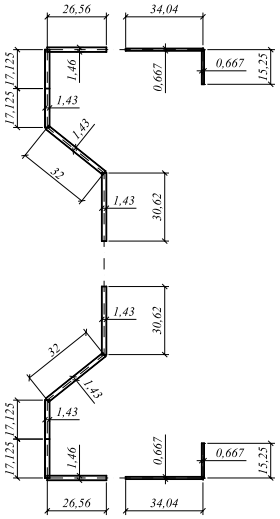
$$\chi_d=0{,}98;\ h_{2,e1}=h_{2,e2}=30{,}62 \text{ мм};\ h_{1,e2}=h_{3,e1}=17{,}125 \text{ мм}.$$

Уменьшенная толщина краевого отгиба определяется согласно рисунка 3.15е по формуле:

$$t_{red,w}=t\cdot\chi_d=1{,}46\cdot 0{,}98=1{,}43 \text{ мм}.$$

Определение характеристик эффективного сечения

Эффективное сечение профиля построенное по полученным выше результатам будет иметь следующий вид.



Площадь эффективного поперечного сечения определенного для сечения с острыми углами:

$$A_{eff,sh}=t[2b_{e1}+h_{1,e1}+h_{3,e2}]+t_{red.c}\,[2(b_{e2}+c_{eff})]+t_{red.h}\,[h_{1,e2}+h_s+h_{2,e1}+h_{2,e2}+h_s+h_{3,e1}],$$

$$A_{eff,sh}=1{,}46[2\cdot 26{,}56+17{,}125+17{,}125]+0{,}667[2\cdot(34{,}04+15{,}25)]+1{,}43[17{,}125+32+30{,}62+30{,}62+32+17{,}125]=421{,}4\ \text{мм}^2.$$

Площадь эффективного поперечного сечения определенного с учетом влияния углов изгибов:

$$A_{eff}=A_{eff,sh}\,(1-\delta)=421{,}4(1-0{,}0285)=409{,}4\ \text{мм}^2.$$

3.5.2.3 Трапециевидные листовые профили с промежуточными элементами жесткости

Требования настоящего пункта распространяются на трапециевидные профилированные листы и применяются совместно с 3.5.2.2 – для полок с промежуточными элементами жесткости и для стенок с промежуточными элементами жесткости. Учет совместной работы промежуточных элементов жесткости полок и промежуточных элементов жесткости стенок при потере устойчивости выполняется с применением методики, приведенной в 3.5.2.3.3.

3.5.2.3.1 Полки с промежуточными элементами жесткости

При равномерном сжатии допускается, что эффективное поперечное сечение полки с промежуточными элементами жесткости состоит из уменьшенной эффективной площади $A_{s,red}$, включающей сечение элемента жесткости и две примыкающие полосы шириной $0{,}5b_{eff}$ (или 15t, рисунок 3.16).

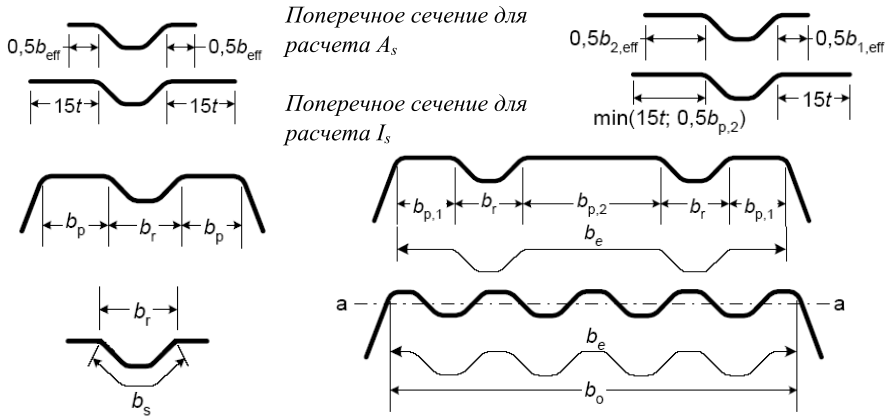


Рисунок 3.16 Сжатая полка с одним, двумя или несколькими элементами жесткости

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

$$\sigma_{cr,s}=\frac{4{,}2k_wE}{A_s}\cdot\sqrt{\frac{I_s t^3}{4b_p^2(2b_p+3b_s)}},\qquad(3.36)$$

где:

b_p теоретическая ширина плоского элемента, показанная на рисунке 3.16;

b_s ширина элемента жесткости, измеренная по его периметру (см. рисунок 3.16);

A_s и I_s площадь поперечного сечения и момент инерции сечения элемента жесткости в соответствии с рисунком 3.16;

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

Формула (3.36) может быть использована для элементов жесткости в виде широких гофров (канавок), плоская часть которых уменьшена из условия обеспечения местной устойчивости, и b_p в формуле (3.36) заменяется на большее из значений: b_p и $0{,}25(3b_p+b_r)$ (см. рисунок 3.16). Подобный метод применим для полок с двумя или несколькими широкими гофрами.

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

$$\sigma_{cr,s} = \frac{4{,}2k_w E}{A_s} \cdot \sqrt{\frac{I_s t^3}{8b_1^2(3b_e - 4b_1)}}, \quad (3.37а)$$

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

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

здесь:

$b_{p,1}$ теоретическая ширина крайнего плоского элемента (см. рисунок 3.16);

$b_{p,2}$ теоретическая ширина среднего плоского элемента (см. рисунок 3.16);

b_r общая ширина элемента жесткости (см. рисунок 3.16);

A_s и I_s площадь поперечного сечения и момент инерции поперечного сечения элемента жесткости (см. рисунок 3.16).

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

$$A_{eff} = \rho b_e t, \quad (3.37б)$$

где:

ρ понижающий коэффициент (см. 3.5.1), соответствующий гибкости $\bar{\lambda}_p$ основанной на напряжении потери устойчивости в упругой стадии.

$$\sigma_{cr,s} = 1{,}8E \cdot \sqrt{\frac{I_s t}{b_0^2 b_e^3}} + 3{,}6 \cdot \frac{Et^2}{b_0^2}, \quad (3.37в)$$

где:

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

b_0 ширина полки (см. рисунок 3.16);

b_e развернутая ширина полки, показана на рисунке 3.16.

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

– если $l_b/s_w \geq 2$

$$k_w = k_{wo}, \quad (3.38а)$$

– если $l_b/s_w < 2$

$$k_w = k_{wo} - (k_{wo} - 1) \cdot \left[\frac{2l_b}{s_w} - \left(\frac{l_b}{s_w}\right)^2\right], \quad (3.38б)$$

где:

s_w наклонная высота стенки (см. рисунок 3.3б).

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

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

– для сжатой полки с одним промежуточным элементом жесткости:

$$l_b = 3{,}07 \cdot \sqrt[4]{\frac{I_s b_p^2(2b_p + 3b_s)}{t^3}}, \quad (3.39)$$

$$k_{wo} = \sqrt{\frac{s_w + 2b_d}{s_w + 0{,}5b_d}}, \quad (3.40)$$

где $b_d = 2b_p + b_s$;

– для сжатой полки с двумя или тремя промежуточными элементами жесткости:

$$l_b = 3{,}65 \cdot \sqrt[4]{\frac{I_s b_1^2 (3b_e - 4b_1)}{t^3}}, \tag{3.41}$$

$$k_{wo} = \sqrt{\frac{(2b_e + s_w)(3b_e - 4b_1)}{b_1(4b_e - 6b_1) + s_w(3b_e - 4b_1)}}. \tag{3.42}$$

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

$$A_{s,red} = \chi_d A_s \frac{f_{yb}/\gamma_{M0}}{\sigma_{com,ser}} \leq A_s. \tag{3.43}$$

Если стенки поперечного сечения не усилены элементами жесткости, то значения понижающего коэффициента χ_d следует определять, используя $\sigma_{cr,s}$ и формулы (3.26).

При усилении стенок элементами жесткости значения понижающего коэффициента χ_d следует определять по формулам (3.26) с учетом модифицированного критического напряжения $\sigma_{cr,mod}$ в пределах упругой работы материала, приведенного в 3.5.2.3.2.

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

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

3.5.2.3.2 Стенки с элементами жесткости в количестве не более двух

Эффективное поперечное сечение сжатой зоны стенки (или другой части поперечного сечения, испытывающей неравномерные напряжения) принимается состоящим из эффективной площади $A_{s,red}$ не более двух промежуточных элементов жесткости, полосы, примыкающей к сжатой полке, и полосы, примыкающей к центральной оси эффективного поперечного сечения (см. рисунок 3.17).

Эффективное поперечное сечение стенки, как показано на рисунке 3.17, должно включать:

а) полосу шириной $s_{eff,1}$, примыкающую к сжатой полке;

б) уменьшенную эффективную площадь $A_{s,red}$ каждого из элементов жесткости на стенке, при их количестве не более двух;

в) примыкающую к центральной оси эффективного сечения полосу шириной $s_{eff,n}$;

г) растянутую часть стенки.

Эффективные площади элементов жесткости должны определяться следующим образом:

– для одного элемента жесткости или для элемента жесткости, ближайшего к сжатой полке:

$$A_{sa}=t(s_{eff,2}+s_{eff,3}+s_{sa}). \tag{3.44}$$

– для второго элемента жесткости:

$$A_{sa}=t(s_{eff,4}+s_{eff,5}+s_{sb}). \tag{3.45}$$

Размеры $s_{eff,1}$, ..., $s_{eff,n}$, s_{sa} и s_{sb} – показаны на рисунке 3.17.

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

$$s_{eff,0} = 0{,}76t \cdot \sqrt{E/(\gamma_{M0}\sigma_{com,Ed})}, \tag{3.46}$$

где:

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

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

$$s_{eff,1}=s_{eff,0}, \tag{3.47а}$$

$$s_{eff,2}=(1+0{,}5\ h_a/e_c)\ s_{eff,0}, \tag{3.47б}$$

$$s_{eff,3}=[1+0{,}5\ (h_a+h_{sa})/e_c\ ]\ s_{eff,0}, \tag{3.47в}$$

$$s_{eff,4}=(1+0{,}5\ h_b/e_c\ )\ s_{eff,0}, \tag{3.47г}$$

$$s_{eff,5}=[1+0{,}5\ (h_b+h_{sb})/e_c\ ]\ s_{eff,0}, \tag{3.47д}$$

$$s_{eff,n}=1{,}5 s_{eff,0}, \tag{3.47е}$$

где:

e_c расстояние от эффективной центральной оси до нейтральной линии сжатой полки (см. рисунок 3.17);

Размеры h_a, h_b, h_{sa} и h_{sb} показаны на рисунке 3.17.

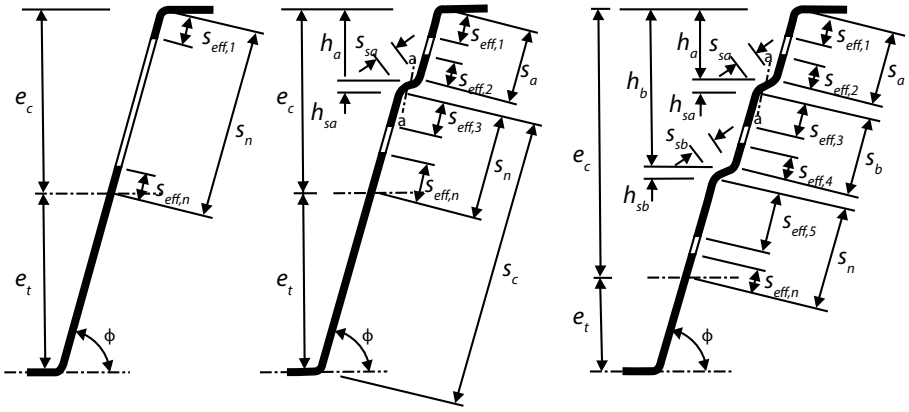


Рисунок 3.17 Эффективные поперечные сечения стенок трапециевидных профилированных листов

Размеры $s_{eff,1}$, ..., $s_{eff,n}$ должны изначально определяться по (3.47) и затем, если рассматриваемый плоский элемент устойчив, корректироваться с учетом следующих положений:

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

$$s_{eff,1}=0{,}4 s_n, \tag{3.48а}$$

$$s_{eff,n}=0{,}6 s_n, \tag{3.48б}$$

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

$$s_{eff,1} = \frac{s_a}{2 + 0{,}5\ h_a/e_c}, \tag{3.49а}$$

$$s_{eff,2} = s_a \cdot \frac{(1 + 0{,}5\, h_a/e_c)}{2 + 0{,}5\ h_a/e_c}, \tag{3.49б}$$

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

$$s_{eff,3} = s_n \cdot \frac{[\,1 + 0{,}5\ \ (h_a + h_{sa})/e_c]}{2{,}5 + 0{,}5\ (h_a + h_{sa})/e_c}, \tag{3.50а}$$

$$s_{eff,n} = \frac{1{,}5\, s_n}{2{,}5 + 0{,}5\ (h_a + h_{sa})/e_c}, \tag{3.50б}$$

– для стенки с двумя элементами жесткости:

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

$$s_{eff,3} = s_b \cdot \frac{[\,1 + 0{,}5\ (h_a + h_{sa})/e_c]}{2 + 0{,}5\ (h_a + h_{sa} + h_b)/e_c}, \tag{3.51а}$$

$$s_{eff,4} = s_b \cdot \frac{[\,1 + 0{,}5\ h_b/e_c]}{2 + 0{,}5\ (h_a + h_{sa} + h_b)/e_c}, \qquad (3.51б)$$

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

$$s_{eff,5} = s_n \cdot \frac{[1 + 0{,}5(h_b + h_{sb})/e_c]}{2{,}5 + 0{,}5\ (h_b + h_{sb})/e_c}, \qquad (3.52а)$$

$$s_{eff,n} = \frac{1{,}5 s_n}{2{,}5 + 0{,}5\ (h_b + h_{\ b})/e_c}. \qquad (3.52б)$$

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

$$\sigma_{cr,sa} = \frac{1{,}05 k_f E \sqrt{I_s t^3 s_1}}{A_{sa} s_2 (s_1 - s_2)}, \qquad (3.53а)$$

где s_1 принимается:

– для одиночного элемента жесткости

$$s_1 = 0{,}9 \cdot (s_a + s_{sa} + s_c), \qquad (3.53б)$$

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

$$s_1 = s_a + s_{sa} + s_b + 0{,}5 \cdot (s_{sb} + s_c), \qquad (3.53в)$$

$$s_2 = s_1 - s_a - 0{,}5 \cdot s_{sa}, \qquad (3.53г)$$

здесь:

s_c определено на рисунке 3.17;

k_f коэффициент, учитывающий частичное закрепление стенки от поворота полками;

I_s момент инерции поперечного сечения элемента жесткости, включающего его ширину s_{sa} и два примыкающих участка стенки шириной $s_{eff,1}$ каждый относительно собственной центральной оси, параллельной плоскости элементов стенки (рисунок 3.18). При определении I_s возможное различие уклонов плоских элементов стенки по обе стороны от элемента жесткости можно не учитывать.

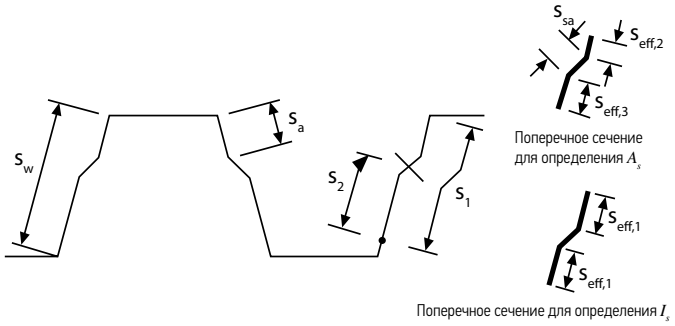


Рисунок 3.18 Элементы жесткости стенок для трапециевидных профилированных листов

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

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

$$A_{sa,red} = \frac{\chi_d A_{sa}}{1 - (h_a + 0{,}5 h_{sa})/e_c} \leq A_{sa}. \qquad (3.54)$$

Если полки не усилены элементами жесткости, то значения понижающего коэффициента χ_d следует определять, используя $\sigma_{cr,sa}$ и формулы (3.26).

При усилении полок элементами жесткости значения понижающего коэффициента χ_d следует определять по формулам (3.26), но с уточненным критическим напряжением σcr,mod в упругой стадии, приведенным в 3.5.2.3.3.

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

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

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

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

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

$$s_{eff,0} = 0{,}95t \cdot \sqrt{\frac{E}{\gamma_{M0}\sigma_{com,Ed}}}. \tag{3.55}$$

3.5.2.3.3 Профилированные листы с элементами жесткости на полках и стенках

Для профилированных листов с промежуточными элементами жесткости на полках и стенках (рисунок 3.19) взаимодействие между потерей устойчивости формы сечения (плоская форма потери устойчивости элементов жесткости пояса и стенки) должно учитываться с использованием уточненного значения критического напряжения $\sigma_{cr,mod}$ для обоих типов элементов жесткости в упругой стадии работы, определенное по формуле

$$\sigma_{cr,mod} = \frac{\sigma_{cr,s}}{\sqrt[4]{1 + \left[\beta_s \cdot \frac{\sigma_{cr,s}}{\sigma_{cr,sa}}\right]^4}}, \tag{3.56}$$

где:

$\sigma_{cr,s}$ критическое напряжение в упругой стадии для промежуточного элемента жесткости полки, см. формулу (3.36) для полки с одним элементом или формулу (3.37) – для полки с двумя элементами жесткости;

$\sigma_{cr,sa}$ критическое напряжение в упругой стадии для одиночного элемента жесткости стенки или элемента жесткости, ближайшего к сжатой полке, в стенке с двумя элементами жесткости, см. формулу (3.53);

A_s эффективная площадь сечения промежуточного элемента жесткости полки;

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

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

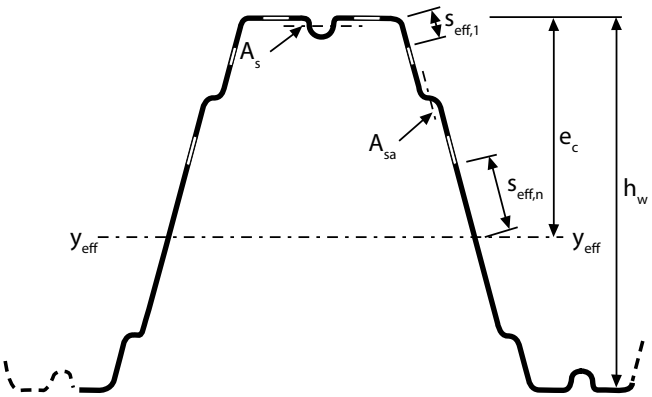
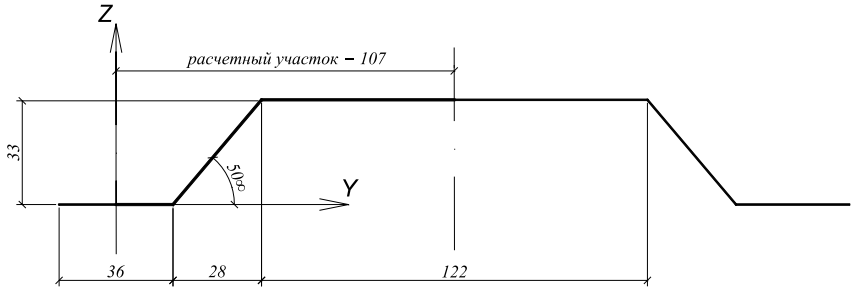


Рисунок 3.19 Трапециевидный профилированный лист с элементами жесткости на полках и стенках

β_s = 1 – для центрально сжатого профиля.

Пример 3.6 Определить геометрические характеристики эффективного сечения холодноформованного стального профилированного листа с трапециевидными гофрами (настил Т35Е компании «Pruszynski»), подверженного изгибу относительно горизонтальной оси (при сжатых узких полках) (тип 1).



Размеры поперечного сечения по точкам пересечения срединных линий плоских участков:

- высота: h_w = 33 мм;
- ширина узких полок: b_1 = 36 мм;
- ширина широких полок: b_2 = 122 мм;
- длина стенки: s = 43,3 мм;
- угол наклона стенки к горизонтали: φ = 50˚;
- внутренний радиус гиба: r = 4,0 мм;

Характеристики материала:

Номинальная толщина листа	t_{nom}=0,50 мм
Толщина стали ядра	t=0,46 мм
Класс стали	S250GD+Z
Основной предел текучести стали	f_{yb}=250 Н/мм2
Модуль упругости стали	E=210000 Н/мм2
Коэффициент Пуассона	ν=0,3
Частный коэффициент надежности	γ_{M0} = 1,0.

Определение расчетных ширин плоских участков сечения

$$g_r = r_m\left[tan\left(\frac{\Phi}{2}\right) - sin\left(\frac{\Phi}{2}\right)\right] = (4{,}0 + 0{,}5/2)\times\left[tan\left(\frac{50°}{2}\right) - sin\left(\frac{50°}{2}\right)\right] = 0{,}19 \text{ мм};$$

- узкая полка: $b_{p1}=b_1-2g_r$=36-2×0,19=35,62 мм;
- широкая полка: $b_{p2}=b_2-2g_r$=122-2×0,19=121,62 мм;
- стенка: $s_p=b_1-2g_r$=43,3-2×0,19=42,92 мм.

Проверка соответствия геометрических пропорций

Расчет по ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 [6] возможно проводить при выполнении условий таблицы 3.2:

– $b/t \le 500$: b_{max}/t = 122/0,46 = 265 < 500 – условие выполняется;

– $h/t \le 500\sin\varphi$: h_w/t = 33/0,46 = 72 < 500sin(50˚) = 383 – условие выполняется;

– 45˚ ≤ φ ≤ 90˚: 45˚ < φ = 50˚ < 90˚ – условие выполняется;

Согласно условию (3.2), влияние закругления улов профиля на их геометрические характеристики может не учитываться при $r/t \leq 5$ и $r/b_p \leq 0{,}10$:

– r/t = 4/0,46 = 8,7 < 5 – условие выполняется;

– r/b_{p1} = 4/35,62 = 0,112 < 0,10 – **условие не выполняется**.

Также, согласно условию (3.2) при значениях внутреннего радиуса гиба, превышающих $0{,}04tE/f_y$, несущая способность и жесткость элемента не может быть определена расчетом:

0,04×0,46 × 210000/250 = 15,46 мм > r = 4 мм – условие выполняется.

Необходимые геометрические характеристики были определены для типового участка сечения листа, который рассматривался в расчете:

– ширина расчетного участка: b=107мм.

– площадь полного сечения участка: A_{gr}=55,91 мм^2;

– координата центра тяжести участка по оси y-y: $z_{CG,gr}$= 22,34 мм.

Расчет эффективных геометрических характеристик

Необходимо определить эффективные геометрические характеристики сжатых полок без промежуточных элементов жесткости с учетом влияния потери местной устойчивости. Эффективные ширины сжатых участков полки определяются согласно разделу 3.5.1.

Используется эффективная ширина полки, определенная из предположения, что она оперта по краям и полностью раскреплена ($K = \infty$), а расчетная прочность не уменьшается.

– соотношение напряжений определяется из предположения о линейном распределении напряжений по высоте элемента. Максимальные сжимающее и растягивающее усилия принимаются равными границе текучести ($\sigma_{com} = f_{yb}/\gamma_{M0}$). Для сжатой полки, перпендикулярной оси действия внешних усилий, ψ = 1 (по таблице 3.4, для равномерного сжатия), потому коэффициент, учитывающий потерю устойчивости в зависимости от отношения напряжений по краям пластины и условий их закрепления (элемент опирается по двум краям): k_σ=4;

– относительная гибкость (3.21):

$$\varepsilon = \sqrt{235\,/f_{yb}[H/мм^2]} = \sqrt{235\,/\,250} = 0{,}970;$$

$$\bar{\lambda}_{p,b} = \frac{b_{fl1p1}/t}{28{,}4\varepsilon\sqrt{k_\sigma}} = \frac{35{,}62/0{,}46}{28{,}4 \text{ x } 0{,}970 \text{ x } \sqrt{4}} = 1{,}405 > 0{,}673;$$

– понижающий коэффициент при потере устойчивости пластины (3.18):

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_{p,b} - 0{,}055\,(3+\psi)}{\bar{\lambda}^2_{p,b}} = \frac{1{,}405 - 0{,}055 \text{ x } (3+1)}{1{,}405^{\,2}} = 0{,}600 < 1{,}0;$$

– начальная эффективная ширина, согласно таблице 3.5:

$$b_{fl1eff1} = \rho b_{fl1p1} = 0{,}600 \times 35{,}62 = 21{,}38 \text{ мм};$$

$$b_{e11} = b_{e12} = 0{,}5 b_{fl1eff1} = 0{,}5 \times 21{,}38 = 10{,}69 \text{ мм};$$

– начальная эффективная ширина плоской части $b_{p,2}$, аналогично:

$$b_{fl1eff2} = b_{fl1eff1} = 21{,}38 \text{ мм};$$

$$b_{e21} = b_{e22} = 0{,}5 b_{eff2} = 10{,}69 \text{ мм}.$$

Эффективные участки сжатой части стенки с учетом влияния потери местной устойчивости определяются согласно раздела 3.5.2.3.2 в зависимости от базовой эффективной ширины $s_{eff,0}$. Для стенок без промежуточных элементов жесткости, эффективное сечение состоит из пластины $s_{eff,1}$, участка шириной $s_{eff,n}$, прилегающего к нейтральной оси сечения листа, и растянутой части стенки (рисунок 3.17).

Напряжение в сжатой полке при достижении сечением предела несущей способности принимается $\sigma_{com} = f_{yb}/\gamma_{M0}$=250/1,0=250 Па.

Ширина сжатой части стенки:

$$s_n = 42{,}92 \times \left[\frac{(33{,}00 - 22{,}34)}{33{,}00}\right] = 13{,}86 \text{ мм.}$$

Значение базовой эффективной ширины (3.46):

$$s_{eff,0} = 0{,}76\, t \sqrt{\frac{E}{\gamma_{M0}\sigma_{com,Ed}}} = 0{,}76 \times 0{,}46 \times \sqrt{\frac{210000}{1{,}0 \text{ x } 250}} = 10{,}13 \text{ мм.}$$

Ширины эффективных участков сжатой части стенки определяются для данного случая по формулам (3.47а,е):

$$s_{eff,1} = s_{eff,0} = 10{,}13 \text{ мм;}$$

$$s_{eff,n} = 1{,}5 s_{eff,0} = 1{,}5 \times 10{,}13 = 15{,}20 \text{мм.}$$

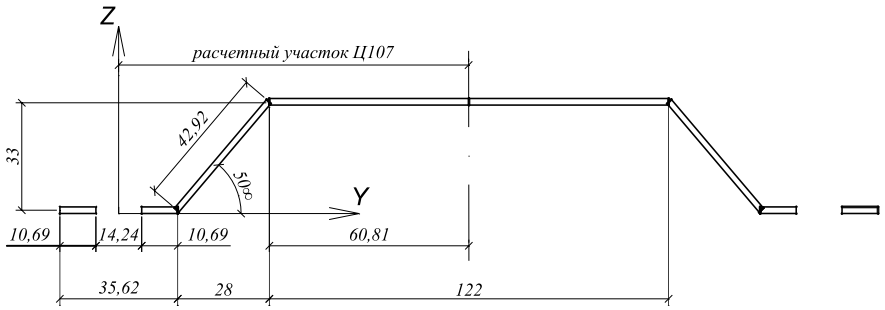
В случае, когда плоские участки стенки полностью эффективны ($s_{eff,1}+s_{eff,n}$= 10,1 +15,20 = 25,33 мм>s_n= 13,86мм), значения эффективных ширин стенки без элементов жесткости принимаются по (3.48):

$$s_{eff,1} = 0{,}4 s_n = 0{,}4 \times 13{,}86 = 5{,}54 \text{ мм;}$$

$$s_{eff,n} = 0{,}6 s_n = 0{,}6 \times 13{,}86 = 8{,}32 \text{ мм.}$$

Таким образом, стенка является полностью эффективной. На этом расчет параметров эффективного сечения завершен.

Геометрические характеристики сечения при изгибе относительно оси y-y:



– ширина расчетного участка: b=107 мм.

– площадь участка эффективного сечения: A_{eff}=114,42 мм^2;

– координата центра тяжести участка эффективного сечения по оси y y: $z_{CG,eff}$=23,73 мм;

– моменты инерции сечения с острыми углами:

$$I_{y,gr,sh} = 9706 \text{ мм}^4;$$

$$I_{y,eff,sh} = 7967 \text{мм}^4.$$

Учет влияния углов сгиба выполняется при помощи коэффициента δ по (3.3г):

$$\delta = 0{,}43 \cdot \frac{\sum_{j=1}^{n} r_j \cdot \frac{\phi_j}{90°}}{\sum_{j=1}^{m} b_{p,i}} = 0{,}43 \cdot \frac{\sum_{j=1}^{2}\left(4 \cdot \frac{50°}{90°} + 4 \cdot \frac{50°}{90°}\right)}{\sum_{j=1}^{3}(17{,}81 + 42{,}92 + 60{,}81)} = 0{,}0366.$$

– момент инерции участка полного сечения относительно горизонтальной оси y-y (3.36):

$$I_{y,gr} = I_{y,gr,sh}\,(1\text{-}2\delta) = 9706 \times (1\text{-}2 \times 0{,}0366) = 8996 \text{ мм}^4;$$

– момент инерции участка эффективного сечения относительно горизонтальной оси y-y (3.36):

$$I_{y,eff} = I_{y,eff,sh}\,(1\text{-}2\delta) = 7967 \times (1\text{-}2 \times 0{,}0366) = 7384 \text{ мм}^4;$$

– момент сопротивления участка полного сечения относительно горизонтальной оси y-y:

$$W_{y,gr} = \frac{I_{y,gr}}{\max\left(h_g + \frac{t}{2} - z_{CG,gr}; \frac{t}{2} + z_{CG,gr}\right)} = \frac{8996}{max\left(33 + \frac{0{,}46}{2} - 22{,}34;\ \frac{0{,}46}{2} + 22{,}34;\right)} = 398{,}6 \text{ мм}^3$$

– момент сопротивления участка эффективного сечения относительно горизонтальной оси y-y:

$$W_{y,gr} = \frac{I_{y,eff}}{\max\left(h_g + \frac{t}{2} - z_{CG,gr}; \frac{t}{2} + z_{CG,gr}\right)} = \frac{7384}{max\left(33 + \frac{0{,}46}{2} - 23{,}73;\ \frac{0{,}46}{2} + 23{,}73;\right)} = 308{,}2 \text{ мм}^3.$$

Переход к значениям на погонный метр ширины настила.

Момент инерции полного сечения относительно горизонтальной оси y-y:

$$I_{y,gr}=9706/107\times1000=90710 \text{ мм}^4\text{/м.п.};$$

Момент сопротивления полного сечения относительно горизонтальной оси y-y:

$$W_{y,gr}=398{,}6/107\times1000=3725 \text{ мм}^3\text{/м.п.};$$

Момент инерции эффективного сечения относительно горизонтальной оси y-y:

$$I_{y,eff}=7384/107\times1000=69009 \text{ мм}^4\text{/м.п.};$$

Момент сопротивления эффективного сечения относительно горизонтальной оси y-y:

$$W_{y,eff}=308{,}2/107\times1000=2880 \text{ мм}^3\text{/м.п.}$$

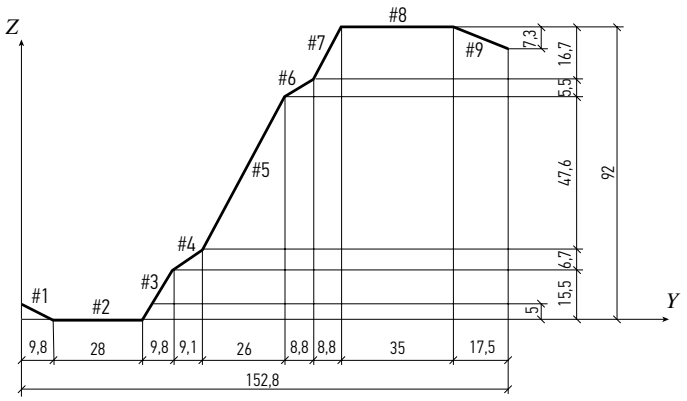
Пример 3.7 Определить геометрические характеристики эффективного сечения холоднокатаного стального профилированного листа с трапециевидными гофрами (настил T92 компании «Прушиньски»), подверженного изгибу относительно горизонтальной оси (при сжатых узких полках) (тип 2).

Исходные данные

Размеры поперечного сечения по точкам пересечения срединных линий плоских участков:

- высота: h_w = 92 мм;
- ширина верхних полок: b_{fl1} = 75,6 мм;
- ширина нижних полок: b_{fl2} = 105 мм;
- общий угол наклона стенки к горизонтали: φ = 56°;
- внутренние радиусы гиба:
  для элементов жесткости стенки – r_1 = 2,0 мм,
  для элементов жесткости стенки – r_1 = 4,0 мм,
  для элементов жесткости стенки – r_1 = 3,0 мм;
- проекции размеров плоских элементов стенок, а также элементов жесткости полок, приведены на рисунке:

Характеристики материала:



Номинальная толщина листа	t_{nom}=0,88 мм
Толщина стали ядра	t=0,84 мм
Класс стали	S320GD+Z
Основной предел текучести стали	f_{yb}=320 Н/мм^2
Модуль упругости стали	E=210000 Н/мм^2
Коэффициент Пуассона	ν=0,3
Частный коэффициент надежности	γ_{M0} = 1,0.

Для удобства работы с относительно большим количеством плоских участков сечения, которые к тому же расположены под разными углами, целесообразно определить координаты начала и конца каждого плоского участка сечения и свести их в таблицу. Координаты плоских участков принимаются по проекциям пересечений биссектрис радиальных участков, соединяющих соседние пластинки, с их срединными линиями. То есть, из участка между пересечениями прямых осевых линий соседних пластин вычитаются соответствующие величины g_r, определенные согласно рисунка 3.2. Расположение оси y-y принято по оси нижней полки, оси z-z – по оси симметрии сечения листа по центу элемента жесткости нижней полки.

Номер элемента	Координаты по оси Y:		Координаты по оси Z:		Координаты центра тяжести:	
	начало участка	конец участка	начало участка	конец участка	по оси Y:	по оси Z:
	мм	мм	мм	мм	мм	мм
1	0,01	9,77	4,99	0,01	4,89	2,50
2	9,83	37,50	0,00	0,00	23,66	0,00
3	37,96	47,60	0,26	15,49	42,78	7,87
4	47,61	56,69	15,50	22,19	52,15	18,85
5	56,71	82,69	22,21	69,78	69,70	46,00
6	82,72	91,48	69,81	75,29	87,10	72,55
7	91,51	100,12	75,32	91,66	95,82	83,49
8	100,68	135,28	92,00	92,00	117,98	92,00
9	135,32	152,78	92,00	84,71	144,05	88,35

Далее определяются геометрические характеристики плоских элементов сечения расчетного участка профиля:

Номер эл-та	Длина	Толщина	Площадь	Статический момент (по оси y-y)	Момент инерции (по оси y-y)
	мм	мм	мм^2	мм^3	мм^4
1	10,96	0,84	9,2	23	77
2	27,67	0,84	23,2	0	1
3	18,03	0,84	15,1	119	1232
4	11,28	0,84	9,5	179	3402
5	54,20	0,84	45,5	2094	104918
6	10,33	0,84	8,7	630	45712
7	18,47	0,84	15,5	1295	108497
8	34,60	0,84	29,1	2674	245994
9	18,92	0,84	15,9	1405	124165
Σ	204,5		171,8	8419	633999

Проверка соответствия геометрических пропорций

Расчет по ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 [6] возможно проводить при выполнении условий таблицы 3.2:

– $b/t \leq 500$: $b_{max}/t = 105/0{,}84 = 125 < 500$ – условие выполняется;

– $h/t \leq 500\sin\varphi$: $h_w/t = 92/0{,}84 = 109{,}5 < 500\sin(56^\circ) = 415$ – условие выполняется;

– $45^\circ \leq \varphi \leq 90^\circ$: $45^\circ < \varphi = 56^\circ < 90^\circ$ – условие выполняется;

Согласно условию (3.2), влияние закругления улов профиля на их геометрические характеристики может не учитываться при $r/t \leq 5$ и $r/b_p \leq 0{,}10$:

– $r_{max}/t = 4/0{,}84 = 4{,}76 < 5$ – условие выполняется;

– $r/b_{fl1p1} = 4/27{,}67 = 0{,}144 < 0{,}10$ – **условие не выполняется**;

– r/b_{fl2p2} = 4/34,60 = 0,115 < 0,10 – **условие не выполняется,** влияние закругления улов профиля нужно учитывать.

Также, согласно условию (3.2) при значениях внутреннего радиуса гиба, превышающих $0{,}04tE/f_y$, несущая способность и жесткость элемента не может быть определена расчетом:

0,04×0,84×210000/320 = 22,05 мм > $max(r_1; r_2; r_3)$ = 4 мм – условие выполняется.

Необходимые геометрические характеристики были определены для типового участка сечения листа, который рассматривался в расчете:

– ширина расчетного участка: b=152,8 мм.

– площадь полного сечения участка: A_{gr}=171,8 мм^2;

– координата центра тяжести участка по оси y-y:

$$z_{CG,gr}=S'_{y,gr}/A_{gr}=8419/171{,}8=49{,}02\text{мм}.$$

Расчет эффективных геометрических характеристик

Эффективные геометрические характеристики сжатой полки – «плоского элемента с промежуточным элементом жесткости», вычисляются при помощи итерационного процесса согласно алгоритму, приведенному в разделе 3.5.2. Расчеты производятся в три шага.

Шаг 1. Эффективные геометрические характеристики сжатых полок с промежуточными элементами жесткости с учетом влияния потери местной устойчивости.

Используется эффективная ширина полки, определенная из предположения, что она оперта по краям и полностью раскреплена ($K = \infty$), а расчетная прочность не уменьшается.

Согласно формуле (3.32), эффективная площадь сжатой плоской части сечения профиля с одним элементом жесткости определяется как:

$$A_s=t(b_{e12}+b_{e21}+b_s),$$

где b_s – ширина промежуточного элемента жесткости;

b_{e12}, b_{e21} – ширины прилегающих к элементу жесткости эффективных зон плоских частей элемента.

Начальные эффективные ширины сжатых участков полки определяются согласно разделу 3.5.1. Так как промежуточный элемент жесткости расположен посередине полки, эффективное сечение ее также будет симметричным:

– соотношение напряжений определяется из предположения о линейном распределении напряжений по высоте элемента. При этом на начальном этапе максимальные сжимающее и растягивающее усилия принимаются равными границе текучести ($\sigma_{com} = f_{yb}/\gamma_{M0}$). Для сжатой полки, перпендикулярной оси действия внешних усилий, ψ = 1 (по таблице 3.4, для равномерного сжатия), потому коэффициент, учитывающий потерю устойчивости в зависимости от отношения напряжений по краям пластины и условий их закрепления (элемент опирается по двум краям):

$$k_\sigma=4;$$

– относительная гибкость (3.21):

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_{yb}[\text{Н/мм}^2]} = \sqrt{235/320} = 0{,}857;$$

$$\bar{\lambda}_p = \frac{b_{fl1p1}/t}{28{,}4\ \varepsilon\sqrt{k_\sigma}} = \frac{27{,}67/0{,}84}{28{,}4\cdot 0{,}857\cdot\sqrt{4}} = 0{,}677 > 0{,}673$$

– понижающий коэффициент при потере устойчивости пластины (3.18):

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_{p,b} - 0{,}055(3+\psi)}{\bar{\lambda}^2_{p,b}} = \frac{0{,}677 - 0{,}055(3+1)}{0{,}677^2} = 0{,}997 < 1{,}0;$$

– начальная эффективная ширина, согласно таблице 3.5:

$$b_{fl1eff1}=\rho b_{fl1p1}=0{,}997\times 27{,}67=27{,}60\text{ мм};$$

$$b_{e11}=b_{e12}=0{,}5b_{fl1eff1}=0{,}5\times27{,}60=13{,}80 \text{ мм};$$

– начальная эффективная ширина плоской части $b_{p,2}$, аналогично:

$$b_{fl1eff2}=b_{fl1eff1}=27{,}60 \text{ мм};$$

$$b_{e21}=b_{e22}=0{,}5b_{eff2}=13{,}80 \text{ мм};$$

– площадь начального эффективного сечения промежуточного элемента жесткости сжатой полки (3.32):

$$A_s=t(b_{e12}+b_{e21}+b_s)=0{,}84\times(13{,}80+13{,}80+2\times10{,}96)=41{,}59 \text{ мм}.$$

Шаг 2. Эффективные геометрические характеристики сжатых полок с промежуточными элементами жесткости с учетом влияния местной потери устойчивости и потери устойчивости формы сечения.

Используя начальное эффективное сечение сжатой полки, определяется коэффициент снижения несущей способности вследствие потери устойчивости формы сечения (общая потеря устойчивости промежуточного элемента жесткости), с учетом эффекта работы остальной части профиля в качестве непрерывной упругоподатливой опоры (разделы 3.5.2.2, 3.5.2.3.1).

Наклонная высота стенки s_w (рисунок 3.36):

$$s_w=18{,}03+11{,}28+54{,}20+10{,}33+18{,}47=112{,}32 \text{ мм}.$$

Площадь поперечного сечения A_s, и момент инерции I_s сечения элемента жесткости в соответствии с рисунком 3.16:

$$I_s=101{,}89 \text{ мм}^4,$$

$$A_s=41{,}59 \text{ мм}^4.$$

Длина волны l_b потерявшей устойчивость сжатой полки (3.39):

$$l_b=3{,}07\times\sqrt[4]{\frac{I_s b_p^2(2b_p+3b_s)}{t^3}}=3{,}07\times\sqrt[4]{\frac{101{,}89 \text{ x } 27{,}67^2 \text{ x } (2 \text{ x } 27{,}67+3 \text{ x } 2 \text{ x} 10{,}96)}{0{,}84^3}}=193{,}97 \text{ мм}.$$

Коэффициент k_w, учитывающий частичное защемление от поворота усиленной элементом жесткости полки, создаваемое стенками или другими примыкающими элементами (3.38):

$$k_w=k_{w0} \text{ при } l_b/s_w\geq2,$$

$$k_w=k_{w0}-(k_{w0}-1)\left[\frac{2l_b}{s_w}-\left(\frac{l_b}{s_w}\right)^2\right] \text{ при } l_b/s_w<2.$$

Для сжатой полки с одним промежуточным элементом жесткости, согласно (3.40):

$$b_d=2b_p+b_s=2\times27{,}67+2\times10{,}96=77{,}26 \text{ мм};$$

$$k_{w0}=\sqrt{\frac{s_w+2b_d}{s_w+0{,}5\,b_d}}=\sqrt{\frac{112{,}32+2 \text{ x } 77{,}26}{112{,}32+0{,}5 \text{ x } 77{,}26}}=1{,}33;$$

$$l_b/s_w=193{,}97/112{,}32=1{,}73, \text{ тогда:}$$

$$k_w=k_{w0}-(k_{w0}-1)\left[\frac{2l_b}{s_w}-\left(\frac{l_b}{s_w}\right)^2\right]=1{,}33-(1{,}33-1)\left[\frac{2 \text{ x } 193{,}97}{112{,}32}-\left(\frac{193{,}97}{112{,}32}\right)^2\right]=1{,}174.$$

Критическое напряжение σ_{cr} потери устойчивости промежуточного элемента жесткости в упругой стадии для сжатой полки с одним центрально расположенным элементом жесткости (3.36):

$$\sigma_{cr,s}=\frac{4{,}2k_wE}{A_s}\sqrt{\frac{I_s t^3}{4b_p^2(2b_p+3b_s)}}=\frac{4{,}2\text{x}1{,}174\text{x}210000}{41{,}59}\sqrt{\frac{101{,}89\text{x}0{,}84^3}{4 \text{ x } 27{,}67^2 \text{ x } (2\text{x}27{,}67+3\text{x}2\text{x}10{,}96)}}=317{,}76 \text{ Н/мм}^2.$$

Коэффициент снижения несущей способности вследствие потери устойчивости формы сечения краевого отгиба χ_d (рисунок 3.15):

– относительная гибкость элемента жесткости (3.26г):

$$\bar{\lambda}_d=\sqrt{f_{yb}/\sigma_{cr,s}}=\sqrt{320/317{,}76}=1{,}0035$$

– понижающий коэффициент определяется по формулам (3.26а)-(3.26в), в зависимости от относительной гибкости:

$$\chi_d=1{,}0 \text{ при } \bar{\lambda}_d \le 0{,}65;$$

$$x_d=1{,}47-0{,}723\,\bar{\lambda}_d \text{ при } 0{,}65<\bar{\lambda}_d<1{,}38;$$

$$x_d=0{,}66/\bar{\lambda}_d \text{ при } \bar{\lambda}_d \ge 1{,}38.$$

Так как $0{,}65<\bar{\lambda}_d=1{,}0035<1{,}38$, $\chi_d=1{,}47-0{,}723\times1{,}004=0{,}7445$.

Согласно рисунка 3.15д, в случае, если значение коэффициента χ_d снижения несущей способности вследствие потери устойчивости формы сечения (плоская форма потери устойчивости элемента жесткости) составляет меньше 1, значение χ_d определяется итерационно. Итерации (Шаг 3) начинаются с измененных значений ρ, полученных при:

$\sigma_{com,Ed,i}=\frac{\chi_{com,Ed,i-1}\cdot f_{yb}}{\gamma_{M0}}$, то есть (3.34):

$\bar{\lambda}_{p,red}=\bar{\lambda}_p\sqrt{\chi_d}$.

Таким образом, итерация №1:

– начальные значения:

$$\chi_d=0{,}7445;$$

– эффективные участки полки определяются аналогично этапу 1, но с использованием редуцированной относительной гибкости пластины (3.34):

$$\bar{\lambda}_{p,b,red}=\bar{\lambda}_{p,b}\sqrt{\chi_d}=0{,}677\times\sqrt{0{,}744}=0{,}584<0{,}673;$$

– понижающий коэффициент при потере устойчивости пластины (3.18):

$$\rho=1{,}0;$$

– эффективные ширины, по таблице 3.5:

$$b_{fl1eff1}=b_{fl1eff2}=\rho b_{fl1p1}=1{,}0\times27{,}67=27{,}67 \text{ мм};$$

$$b_{e11}=b_{e12}=b_{e21}=b_{e22}=0{,}5b_{fl1eff1}=0{,}5\times27{,}67=13{,}83 \text{ мм};$$

– площадь эффективного сечения промежуточного элемента жесткости сжатой полки (3.32):

$$A_s=t(b_{e12}+b_{e21}+b_s)=0{,}84\times(13{,}83+13{,}83+2\times10{,}96)=41{,}65 \text{ мм}.$$

Используя полученное эффективное сечение элемента жесткости, определяется новый коэффициент снижения несущей способности вследствие потери устойчивости формы сечения (формулы 3.36, 3.26):

$$\sigma_{cr,s}=\frac{4{,}2k_wE}{A_s}\sqrt{\frac{I_st^3}{4b_p^2(2b_p+3b_s)}}=\frac{4{,}2\text{x}1{,}174\text{x}210000}{41{,}65}\sqrt{\frac{101{,}89\text{x}0{,}84^3}{4\text{ x }27{,}67^2\text{ x }(2\text{x}27{,}67+3\text{x}2\text{x}10{,}96)}}=317{,}29 \text{ Н/мм}^2$$

$$\bar{\lambda}_d=\sqrt{f_{yb}/\sigma_{cr,s}}=\sqrt{320/317{,}29}=1{,}004.$$

При $0{,}65<\bar{\lambda}_d=1{,}004<1{,}38$, окончательное в итерации №1 значении $\chi_{d,1}=1{,}47-0{,}723\times1{,}004=0{,}7439$.

Далее, выполняется проверка сходимости коэффициентов χ_d двух последних итераций. Согласно рисунка 3.15д, итерации продолжаются до тех пор, пока не выполнятся следующие условия: $\chi_{d,n}\approx\chi_{d,(n-1)}$, но $\chi_{d,n}\le\chi_{d,(n-1)}$:

$$\chi_{d,n}=0{,}7439\approx\chi_{d,(n-1)}=0{,}7445 \text{ – условие выполняется,}$$

$$\chi_{d,n}=0{,}7439<\chi_{d,(n-1)}=0{,}7445 \text{ – условие не выполняется.}$$

Таким образом, необходимости проведения последующей итерации не возникает. Тогда, принимаем за окончательные значения $\chi_{d,1}=0{,}7439$.

Учет влияния потери устойчивости формы сечения сжатой полки производится уменьшением толщины эффективных участков сечения, входящих в состав промежуточных элементов жесткости (рисунок 3.15е):

$t_{red}=\chi_{d,1}\cdot t=0{,}7439\times0{,}84=0{,}62$ мм.

Определение эффективного сечения стенки

Шаг 1. Эффективные геометрические характеристики сжато-растянутой стенки профиля с учетом влияния потери местной устойчивости.

Эффективные участки сжатой части стенки определяются согласно раздела 3.4.2.3.2 в зависимости от базовой эффективной ширины $s_{eff,0}$. При наличии одного сжатого промежуточного элемента жесткости стенки, эффективное сечение сжатой части стенки состоит из пластины $s_{eff,1}$, примыкающей к полке, элемента жесткости шириной s_{sa}, примыкающих к нему пластин $s_{eff,2}$ и $s_{eff,3}$, а также участка шириной $s_{eff,n}$, прилегающего к нейтральной оси сечения листа, и растянутой части стенки (рисунок 3.17).

Напряжение в сжатой полке при достижении сечением предела несущей способности принимается $\sigma_{com}=f_{yb}/\gamma_{M0}$=320/1,0 = 320 МПа.

Значение базовой эффективной ширины (3.46):

$$s_{eff,0} = 0{,}76\,t\sqrt{\frac{E}{\gamma_{M0}\sigma_{com,Ed}}} = 0{,}76\times 0{,}84\times\sqrt{\frac{210000}{1{,}0\text{ x }320}} = 16{,}35 \text{ мм.}$$

Ширины эффективных участков сжатой части стенки определяются для данного случая по формулам (3.47а,б,в,е):

$$s_{eff,1} = s_{eff,0} = 16{,}35 \text{ мм.}$$

Высота участка между верхним элементом жесткости стенки и верхней полкой: h_a= 15,49-0,26 = 15,23 мм.

Высота сжатой зоны стенки: $e_c=h_g-z_{CG}$= 92,00-49,02 = 42,98 мм.

Высота верхнего элемента жесткости стенки: h_{sa}= 22,19-15,50 = 6,69 мм.

$$s_{eff,2}=(1+0{,}5h_a/e_c)s_{eff,0}=(1+0{,}5\times 15{,}23/42{,}98)\times 16{,}35 = 19{,}25 \text{ мм.}$$

$$s_{eff,3}=[1+0{,}5(h_a+h_{sa})/e_c]\,s_{eff,0}=[1+0.5\times(15{,}23+6{,}69)/42{,}98]\times 16{,}35 = 20{,}53 \text{ мм.}$$

$$s_{eff,n}=1{,}5s_{eff,0} = 1{,}5\times 16{,}35=24{,}53 \text{ мм.}$$

В случае, когда плоские участки стенки полностью эффективны ($s_{eff,1}+s_{eff,2}$=16,35+19,25 = 35,60 мм > s_a=18,03 мм; $s_{eff,3}+s_{eff,n}$=20,53+24,53 = 45,06 мм > s_n=(49,02-22,21) sin61°=30,54 мм), значения эффективных ширин стенки без сжатых элементов жесткости принимаются по (3.49), (3.50):

$$s_{eff,1} = \frac{s_a}{2+0{,}5\,h_a/e_c} = \frac{18{,}03}{2+0{,}5\text{x}15{,}23/42{,}98} = 8{,}28 \text{ мм;}$$

$$s_{eff,2} = s_a\frac{(1+0{,}5\,h_a/e_c)}{2+0{,}5\,h_a/e_c} = 18{,}03\times\frac{(1+0{,}5\text{x}15{,}23/42{,}98)}{2+0{,}5\text{x}15{,}23/42{,}98} = 9{,}75 \text{ мм;}$$

$$s_{eff,3} = s_n\frac{\left[1+\frac{0{,}5\,(h_a+h_{sa})}{e_c}\right]}{2{,}5+\frac{0{,}5(h_a+h_{sa})}{e_c}} = 30{,}54\times\frac{[1+0{,}5\text{x}(15{,}23+6{,}69)/42{,}98]}{[2{,}5+0{,}5\text{x}(15{,}23+6{,}69)/42{,}98]} = 13{,}91 \text{ мм;}$$

$$s_{eff,n} = \frac{1{,}5\,s_n}{2{,}5+\frac{0{,}5(h_a+h_{sa})}{e_c}} = \frac{1{,}5\text{x}30{,}54}{2{,}5+0{,}5\text{x}(15{,}23+6{,}69)/42{,}98} = 16{,}63 \text{ мм.}$$

Таким образом, стенка является полностью эффективной.

Шаг 2. Эффективные геометрические характеристики сжато-растянутой стенки профиля с учетом влияния местной потери устойчивости и потери устойчивости формы сечения.

Используя начальное эффективное сечение сжато-растянутой стенки, определяется коэффициент снижения несущей способности вследствие потери устойчивости формы сечения (общая потеря устойчивости промежуточного элемента жесткости), с учетом эффекта работы остальной части профиля в качестве непрерывной упругоподатливой опоры.

Момент инерции сечения, состоящего из сжатого элемента жесткости стенки с прилегающими пластинами шириной $s_{eff,1}$, относительно оси, параллельной прилегающим пластинам (расхождениями угла наклона можно в этом случае пренебречь): I_s=73,16 мм^3.

Коэффициент k_f=1 согласно п. 5.5.3.4.3(8) ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 [6].

Площадь сечения сжатого элемента жесткости стенки, включая прилегающие эффективные участки стенки (по 3.44),

$$A_{sa}=t(s_{eff,2}+s_{eff,3}+s_{sa}) = 0{,}84\times(9{,}75+13{,}91+11{,}28) = 29{,}35 \text{ мм}^2.$$

Критическое напряжение σcr потери устойчивости промежуточного элемента жесткости в упругой стадии для сжато-растянутой стенки (3.53а,в,г):

$$s_1=s_a+s_{sa}+s_b+0{,}5(s_{sb}+s_c)=18{,}03+11{,}28+54{,}20+0{,}5\times(10{,}33+18{,}47) = 97{,}92 \text{ мм}.$$

$$s_2=s_1-s_a-0{,}5s_{sa}= 97{,}92-18{,}03-0{,}5\times11{,}28 = 74{,}25 \text{ мм}.$$

$$\sigma_{cr,sa} = \frac{1{,}05k_f E\sqrt{I_s t^3 s_1}}{A_{sa}s_2(s_1-s_2)} = \frac{1{,}05\text{x}1{,}0\text{x}210000\sqrt{73{,}16\text{x}0{,}84^3\text{x}97{,}92}}{29{,}35\text{x}74{,}25\text{x}(97{,}92-74{,}25)} = 278{,}57 \text{ Н/мм}^2.$$

Коэффициент снижения несущей способности вследствие потери устойчивости формы сечения краевого отгиба χ_d (рисунок 3.15):

– относительная гибкость элемента жесткости (3.26г):

$$\bar{\lambda}_d = \sqrt{f_{yb}/\sigma_{cr,s}} = \sqrt{320/278{,}57} = 1{,}072.$$

– понижающий коэффициент определяется по формулам (3.26а)-(3.26в), в зависимости от относительной гибкости:

$$\chi_d=1{,}0 \text{ при } \bar{\lambda}_d \le 0{,}65;$$

$$\chi_d=1{,}47-0{,}723\,\bar{\lambda}_d \text{ при } 0{,}65<\bar{\lambda}_d<1{,}38;$$

$$\chi_d=0{,}66/\bar{\lambda}_d \text{ при } \bar{\lambda}_d \ge 1{,}38.$$

Так как $0{,}65<\bar{\lambda}_d=1{,}072<1{,}38$, $\chi_d=1{,}47-0{,}723\times1{,}072=0{,}6951$.

Согласно рисунка 3.15д, в случае, если значение коэффициента χ_d снижения несущей способности вследствие потери устойчивости формы сечения (плоская форма потери устойчивости элемента жесткости) составляет меньше 1, значение χ_d определяется итерационно. Итерации (Шаг 3) начинаются с измененных значений ρ, полученных при:

$$\sigma_{com,Ed,i} = \frac{\chi_{com,Ed,i-1}\cdot f_{yb}}{\gamma_{M0}}, \text{то есть (3.34):}$$

$$\bar{\lambda}_{p,red} = \bar{\lambda}_p\sqrt{\chi_d}.$$

Таким образом, итерация №1:

– начальные значения:

$$\chi_d = 0{,}695,$$

Напряжение в сжатой полке при достижении сечением предела несущей способности (рисунок 3.15д):

$$\sigma_{com,Ed,i}=(0{,}695\times320)/1{,}0=222{,}43 \text{МПа}.$$

Базовая эффективная ширина (3.46):

$$s_{eff,0} = 0{,}76\,t\sqrt{\frac{E}{\gamma_{M0}\sigma_{com,Ed}}} = 0{,}76\times0{,}84\times\sqrt{\frac{210000}{1{,}0\text{ x }222{,}43}} = 24{,}52 \text{ мм}.$$

Ширины эффективных участков сжатой части стенки (3.47а,б,в,е):

$$s_{eff,1}=s_{eff,0}=24{,}52 \text{ мм};$$

$$h_a=15{,}23 \text{ мм};$$

$$e_c= 42{,}98 \text{ мм};$$

$$h_{sa}= 6{,}69 \text{ мм};$$

$$s_{eff,2}=(1+0{,}5h_a/e_c)\,s_{eff,0}=(1+0{,}5\times15{,}23/42{,}98)\times24{,}52 = 28{,}87 \text{ мм}.$$

$$s_{eff,3}=[1+0{,}5(h_a+h_{sa})/e_c]\,s_{eff,0}=[1+0.5\times(15{,}23+6{,}69)/42{,}98]\times24{,}52 = 30{,}77 \text{ мм}.$$

$$s_{eff,n}=1{,}5s_{eff,0}=1{,}5\times24{,}52=36{,}78 \text{ мм.}$$

Так как $s_{eff,1}+s_{eff,2}$= 24,52+28,87 = 53,39 мм > s_a=18,03 мм, а $s_{eff,3}+s_{eff,n}$= 30,77+36,78 = 67,55 мм > s_n=(49,02-22,21) sin61°=30,54 мм), то по (3.49), (3.50):

$$s_{eff,1}=8{,}28 \text{ мм;}$$
$$s_{eff,2}=9{,}75 \text{ мм;}$$
$$s_{eff,3}=13{,}91 \text{ мм;}$$
$$s_{eff,n}=16{,}63 \text{ мм.}$$

Таким образом, стенка остается полностью эффективной.

$$I_s=50{,}39 \text{ мм}^3;$$
$$k_f=1;$$
$$s_1=97{,}92 \text{ мм;}$$
$$s_2=74{,}25 \text{ мм.}$$
$$A_{sa}=29{,}35 \text{ мм}^2;$$

$$\sigma_{cr,sa}=\frac{1{,}05k_fE\sqrt{I_st^3s_1}}{A_{sa}s_2(s_1-s_2)}=\frac{1{,}05\text{x}1{,}0\text{x}210000\sqrt{73{,}16\text{x}0{,}84^3\text{x}97{,}92}}{29{,}35\text{x}74{,}25\text{x}(97{,}92-74{,}25)}=278{,}57 \text{ Н/мм}^2$$

$$\bar{\lambda}_d=\sqrt{f_{yb}/\sigma_{cr,s}}=\sqrt{320/278{,}57}=1{,}072.$$

При 0,65< $\bar{\lambda}_d$ =1,072<1,38: $\chi_{d,1}=\chi_d$=1,47-0,723×1,072=0,695.

Очевидно, что полностью эффективное на локальную потерю устойчивости сечение стенки в результате итерации не изменило параметров, и дальнейшие итерации не приведут к изменению коэффициента χ_d. Потому принимается окончательно χ_d=0,695 и $\sigma_{cr,sa}$= 278,57 Н/ мм^2.

Для учета совместной работы элементов жесткости сжатых стенки и полки при потере устойчивости формы сечения, согласно раздела 3.5.2.3.3, для обеих элементов жесткости следует использовать критическое напряжение потери устойчивости в упругой стадии (3.56):

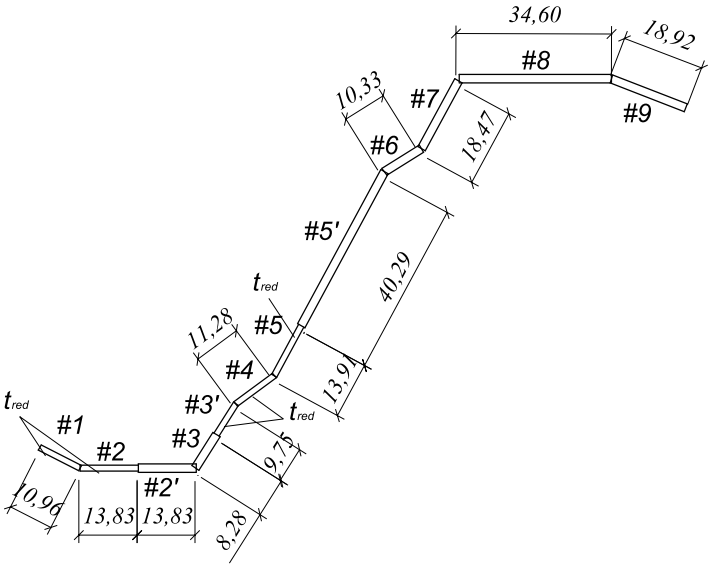
$$\sigma_{cr,mod}=\frac{\sigma_{cr,s}}{\sqrt[4]{1+\left[\beta_s\frac{\sigma_{cr,s}}{\sigma_{cr,sa}}\right]}}=\frac{317{,}29}{\sqrt[4]{0{,}568+\left[\beta_s\frac{317{,}29}{278{,}57}\right]}}=304{,}76 \text{ Н/мм}^2,$$

при β_s=1-(h_a+0,5h_{sa})/e_c=1-(15,24-0,5×6,69)/42,98 = 0,568 для профиля при изгибе. Тогда,

$$\bar{\lambda}_d=\sqrt{f_{yb}/\sigma_{cr,mod}}=\sqrt{320/303{,}76}=1{,}0247;$$

При 0,65< $\bar{\lambda}_d$ = 1,0247 < 1,38: χ_d=1,47-0,723×1,0247 = 0,729.

Учет влияния потери устойчивости формы сечения сжатых стенки и полки производится уменьшением толщины эффективных участков сечения, входящих в состав промежуточных элементов жесткости:



$$t_{red}=\chi_d \cdot t=0{,}729\times0{,}84=0{,}612 \text{ мм.}$$

На этом этапе расчет параметров частей эффективного сечения завершен.

Далее определяются геометрические характеристики рассматриваемой части листа в целом. Для этого, аналогично задаче определения характеристик полного сечения, определяются координаты начала и конца каждого плоского участка эффективного сечения:

Номер элемента	Координаты по оси Y:		Координаты по оси Z:		Координаты центра тяжести:	
	начало участка	конец участка	начало участка	конец участка	по оси Y:	по оси Z:
	мм	мм	мм	мм	мм	мм
1	0,01	9,77	4,99	0,01	4,89	2,50
2	9,83	23,66	0,00	0,00	16,75	0,00
2’	23,66	37,50	0,00	0,00	30,58	0,00
3	37,96	42,39	0,26	7,25	40,17	3,75
3’	42,39	47,60	7,25	15,49	44,99	11,37
4	47,61	56,69	15,50	22,19	52,15	18,85
5	56,71	63,38	22,21	34,42	60,04	28,32
5’	63,38	82,69	34,42	69,78	73,03	52,10
6	82,72	91,48	69,81	75,29	87,10	72,55
7	91,51	100,12	75,32	91,66	95,82	83,49
8	100,68	135,28	92,00	92,00	117,98	92,00
9	135,32	152,78	92,00	84,71	144,05	88,35

Определяются геометрические характеристики плоских элементов эффективного сечения расчетного участка профиля:

Номер элемента	Длина	Толщина	Площадь	Статический момент (по оси y-y)	Момент инерции (по оси y-y)
	мм	мм	мм^2	мм^3	мм^4
1	10,96	0,612	6,7	17	56
2	13,83	0,612	8,5	0	0
2’	13,83	0,840	11,6	0	1
3	8,28	0,840	7,0	26	127
3’	9,75	0,612	6,0	68	806
4	11,28	0,612	6,9	130	2480
5	13,91	0,612	8,5	241	6939
5’	40,29	0,840	33,8	1763	95401
6	10,33	0,840	8,7	630	45712
7	18,47	0,840	15,5	1295	108497
8	34,60	0,840	29,1	2674	245994
9	18,92	0,840	15,9	1405	124165
Σ	204,5		158,2	8249	630179

Геометрические характеристики сечения при изгибе относительно оси y-y:

– ширина расчетного участка: b=152,8мм.

– площадь участка эффективного сечения: A_{eff}=158,16 мм^2;

– координата центра тяжести участка эффективного сечения по оси y y:

$$z_{CG,eff}=S'_{y,eff}/A_{eff}=8249/158{,}16=52{,}16\text{мм};$$

$$I_{y,gr,sh}=I'_{y,gr}-A_{gr}\cdot z^2_{CG,gr}=633999-171{,}8\times49{,}02^2=221348 \text{ мм}^4;$$

$$I_{y,eff,sh}=I'_{y,eff}-A_{eff}\cdot z^2_{CG,eff}=630179-158{,}16\times 52{,}16^2=199930 \text{ мм}^4;$$

Учет влияния углов сгиба выполняется при помощи коэффициента δ по (3.3г):

$$\delta = 0{,}43\cdot\frac{\sum_{j=1}^{n} r_j\cdot\frac{\Phi_j}{90^\circ}}{\sum_{j=1}^{m} b_{p,i}} = 0{,}43\cdot\frac{\sum_{j=1}^{9}(3\cdot\frac{27^\circ}{90^\circ}+4\cdot\frac{63^\circ}{90^\circ}+4\cdot\frac{58^\circ}{90^\circ}+2\cdot\frac{36^\circ}{90^\circ}+2\cdot\frac{61^\circ}{90^\circ}+2\cdot\frac{32^\circ}{90^\circ}+2\cdot\frac{62^\circ}{90^\circ}+4\cdot\frac{28^\circ}{90^\circ}+4\cdot\frac{23^\circ}{90^\circ})}{\sum_{j=1}^{9}(10{,}96+27{,}67+18{,}03+11{,}28+54{,}20+10{,}33+18{,}47+34{,}60+18{,}92)} = 0{,}0625;$$

– момент инерции участка полного сечения относительно горизонтальной оси y-y (3.36):

$$I_{y,gr}=I_{y,gr,sh}\,(1-2\delta) = 221348\times(1-2\times 0{,}0625)=193680 \text{ мм}^4;$$

– момент инерции участка эффективного сечения относительно горизонтальной оси y-y (3.36):

$$I_{y,eff}=I_{y,eff,sh}\,(1-2\delta)=199930\times(1-2\times 0{,}0625)=174939 \text{ мм4};$$

– момент сопротивления участка полного сечения относительно горизонтальной оси y-y:

$$W_{y,gr} = \frac{I_{y,gr}}{max\left(\ h_g+\frac{t}{2}-z_{CG,gr}\ \ ;\frac{t}{2}+z_{CG,gr}\right)} = \frac{193680}{max\left(92+\frac{0{,}84}{2}-49{,}02;\ \ \frac{0{,}84}{2}+49{,}02;\right)} = 3918 \text{ мм}^3;$$

– момент сопротивления участка эффективного сечения относительно горизонтальной оси y-y:

$$W_{y,gr} = \frac{I_{y\,eff}}{max\left(\ h_g+\frac{t}{2}-z_{CG,eff};\frac{t}{2}+z_{CG,eff}\right)} = \frac{174939}{max\left(92+\frac{0{,}84}{2}-52{,}16;\ \ \frac{0{,}84}{2}+52{,}16;\right)} = 3327 \text{ мм}^3;$$

Переход к значениям на погонный метр ширины настила.

Момент инерции полного сечения относительно горизонтальной оси y y:

$$I_{y,gr}=193680/152{,}8\times 1000=1267500 \text{ мм}^4/\text{м.п.};$$

Момент сопротивления полного сечения относительно горизонтальной оси y y:

$$W_{y,gr}=3918/152{,}8\times 1000=25641 \text{ мм}^3/\text{м.п.}$$

Момент инерции эффективного сечения относительно горизонтальной оси y-y:

$$I_{y,eff}=174939/152{,}8\times 1000=1144900 \text{ мм}^4/\text{м.п.};$$

Момент сопротивления эффективного сечения относительно горизонтальной оси y y:

$$W_{y,eff}=3327/152{,}8\times 1000=21776 \text{ мм}^3/\text{м.п.}$$

РАЗДЕЛ 4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ПОПЕРЕЧНЫХ СЕЧЕНИЙ СТАЛЬНЫХ ХОЛОДНОФОРМОВАННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Критерием расчета по первой группе предельных состояний является факт того, что расчетные значения внутренних усилий и моментов для конкретного поперечного сечения не должны превышать расчетные значения соответствующих сопротивлений (несущая способность).

Расчетные значения несущей способности поперечных сечений могут быть определены, по методикам, представленных в разделах 4.1-4.10 или путем экспериментальных исследований. На основе экспериментальных исследований, рекомендуется определять несущую способность сечений с относительно высоким отношением b_p/t при неупругой работе материала, искривлениях стенки или учете влияния сдвига.

При выполнении расчетов, влияние потери местной устойчивости должно учитываться использованием геометрических характеристик эффективного сечения, которые определяются согласно методики раздела 3.5.

4.1 Расчет на осевое растяжение

Расчетное значение растягивающего усилия N_{Ed} для любого сечения должно удовлетворять условию:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1{,}0. \tag{4.1}$$

Расчетную несущую способность поперечного сечения по прочности при осевом растяжении $N_{t,Rd}$ следует определять по формуле

$$N_{t,Rd} = \frac{f_{ya} A_g}{\gamma_{M0}} \leq F_{n,Rd}, \tag{4.2}$$

где:

A_g полная площадь поперечного сечения;

$F_{n,Rd}$ несущая способность ослабленного сечения в местах установки соответствующего элемента крепления, см. разделы 7.3, 7.4;

f_{ya} среднее значение предела текучести, см. (2.1).

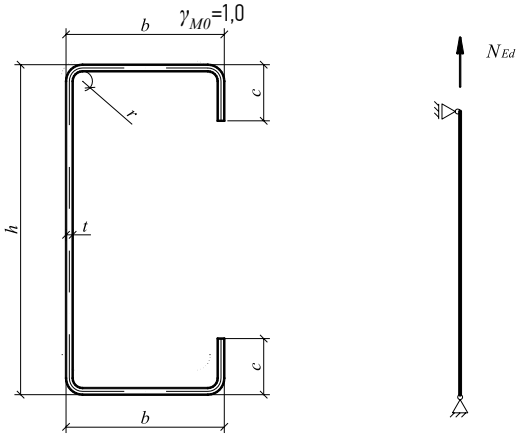
Пример 4.1 Проверить несущую способность растянутого стального холодноформованного элемента из С-образного профиля.

Исходные данные

Длина элемента	H = 3,50 м
Размеры поперечного сечения и свойства материала:	
Общая высота	h = 250 мм
Общая ширина полки	b = 60 мм
Общая ширина краевого отгиба	c = 21 мм
Внутренний радиус	r = 3 мм
Толщина профиля	t_{nom} = 1,50 мм
Расчетная толщина профиля	
без учета покрытия	t = 1,46 мм
Основной предел текучести стали	f_{yb} = 350 Н/мм^2
Временное сопротивление стали	f_u = 420 Н/мм^2
Модуль упругости стали	E = 210000 Н/мм^2

Коэффициент Пуассона ν=0,3

Коэффициент надежности γ_{M0}=1,0



Геометрические характеристики сечения

Полная площадь поперечного сечения:

$$A_g = 592{,}76 \text{ мм}^2.$$

Расчетное значение растягивающего усилия в элементе:

$$N_{Ed} = 100 \text{ кН}.$$

Проверка прочности поперечного сечения

Поперечное сечение элемента должно удовлетворять условию (4.1):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1{,}0,$$

где расчетное сопротивление равномерно растянутого поперечного сечения определяется по формуле (4.2):

$$N_{t,Rd} = \frac{f_{ya} A_g}{\gamma_{M0}},$$

f_{ya} среднее значение границы текучести (2.1):

$$f_{ya} = f_{yb} + (f_u - f_{yb})\frac{knt^2}{A_g} = 350 + (420 - 350)\ \frac{7 \times 4 \times 1{,}46^2}{592{,}76} = 357 \text{ Н/мм}^2, \text{ но}$$

$$f_{ya} \leq \frac{(f_u + f_{yb})}{2} = \frac{420 + 350}{2} = 385 \text{ Н/мм}^2,$$

где:

k коэффициент, который зависит от способа изготовления профиля; k=7 для метода прокатывания;

n количество изгибов на 90° в поперечном сечении с внутренним радиусом $r \leq 5t$; n=4.

$$f_{ya} = 357 \text{ Н/мм}^2 < \frac{f_u + f_{yb}}{2} = 385 \text{ Н/мм}^2.$$

Расчетное сопротивление элемента равно:

$$N_{t,Rd} = \frac{f_{ya} A_g}{\gamma_{M0}} = \frac{357 \cdot 592{,}76}{1{,}0} = 211615 \text{ Н} = 211{,}6 \text{ кН}.$$

Проверка прочности элемента:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{100{,}0}{211{,}6} = 0{,}473 < 1,$$

условие выполняется, следовательно, прочность сечения обеспечена.

4.2 Расчет на осевое сжатие

Расчетное значение сжимающего усилия N_{Ed} для любого сечения должно удовлетворять условию:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1{,}0. \qquad (4.3)$$

Расчетная несущая способность по прочности поперечного сечения при осевом сжатии $N_{c,Rd}$ определяется следующим образом:

- если эффективная площадь A_{eff} меньше, чем полная площадь поперечного сечения A_g (сечение уменьшено вследствие потери местной устойчивости) и/или устойчивости формы сечения:

$$N_{c,Rd} = \frac{f_{yb} A_{eff}}{\gamma_{M0}}, \qquad (4.4а)$$

- если эффективная площадь A_{eff} равна полной площади A_g (когда исключена потеря местной устойчивости или устойчивости формы сечения):

$$N_{c,Rd}=A_g\cdot[f_{yb}+(f_{ya}-f_{yb})\cdot 4\cdot(1-\bar{\lambda}_e/\bar{\lambda}_{e0})])/\gamma_{M0},$$

но не более чем

$$\frac{A_g \cdot f_{ya}}{\gamma_{M0}}, \qquad (4.4б)$$

где:

A_{eff} эффективная площадь поперечного сечения, полученная согласно указаниям 3.5, принимая равномерное сжимающее напряжение равным f_{yb};

f_{ya} среднее значение предела текучести, см. (2.1);

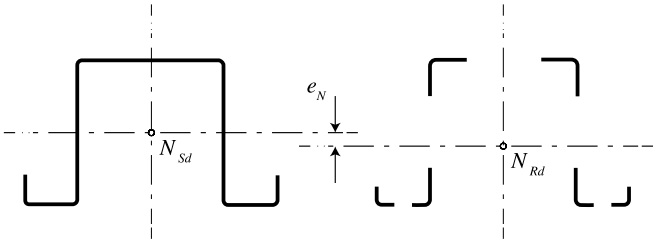
f_{yb} значение основного предела текучести.

Для плоских элементов $\bar{\lambda}_e=\bar{\lambda}_p$ и $\bar{\lambda}_{e0}$=0,673, см. 3.5.1.

Для элементов с элементами жесткости $\bar{\lambda}_e=\bar{\lambda}_d$ и $\bar{\lambda}_{e0}$=0,65, см. 3.5.2.

Внутреннее усилие в элементе следует принимать приложенным в центре тяжести полного поперечного сечения. Эта предпосылка приближенная, но может быть использована без последующего анализа. Последующий анализ может установить более реальное положение внутреннего усилия.

Расчетная несущая способность определена при действии осевой силы в центре тяжести эффективного поперечного сечения. Если он не совпадает с центром тяжести полного сечения, то должен быть учтен эксцентриситет e_N относительно центральной оси (рисунок 4.1), определенный по методике, изложенной в 4.8. Если учет этого эксцентриситета приводит к более благоприятному результату при определении напряжений, то он может не учитываться, если расчет выполняется по пределу текучести и в сечении отсутствуют сжимающие напряжения.



Полное поперечное сечение Эффективное поперечное сечение

Рисунок 4.1 Эффективное поперечное сечение при сжатии

Пример 4.2 Проверить несущую способность центрально-сжатого стального холодноформованного элемента из С-образного профиля.

Исходные данные

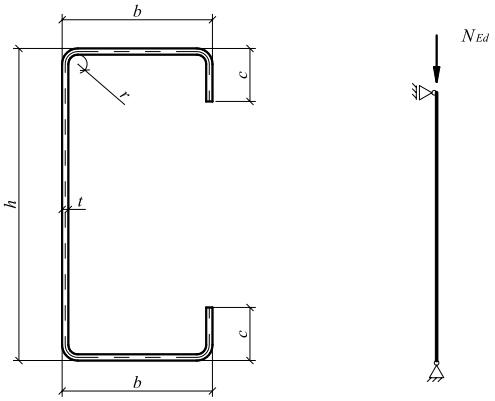
Высота элемента H=3,50 м

Размеры поперечного сечения и свойства материала:

Общая высота h=250 мм

Общая ширина полки b=60 мм

Общая ширина краевого отгиба	c=21 мм
Внутренний радиус	r=3 мм
Толщина профиля	$t_{пот}$=1,50 мм
Расчетная толщина профиля без учета покрытия	t=1,46 мм
Основной предел текучести стали	f_{yb}=350 Н/мм^2
Временное сопротивление стали	f_u=420 Н/мм^2
Модуль упругости стали	E=210000 Н/мм^2
Коэффициент Пуассона	v=0,3
Коэффициент надежности	γ_{M0}=1,0



Геометрические характеристики сечения

Площадь эффективного поперечного сечения (см. пример 3.2):

$$A_{eff} = 257{,}72 \text{ мм}^2.$$

Расчетное значение сжимающего усилия в элементе

$$N_{Ed} = 80 \text{ кН}.$$

Проверка прочности поперечного сечения

Поперечное сечение элемента должно удовлетворять условию (4.3):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1{,}0.$$

где расчетная несущая способность по прочности поперечного сечения при осевом сжатии (4.3):

$$N_{c,Rd} = \frac{f_{yb} A_{eff}}{\gamma_{M0}},$$

где:

A_{eff} эффективная площадь поперечного сечения;

f_{yb} значение основного предела текучести.

Расчетное сопротивление элемента равно:

$$N_{c,Rd} = \frac{f_{ya} A_{eff}}{\gamma_{M0}} = \frac{350 \cdot 257{,}72}{1{,}0} = 90202 \text{ Н} = 90{,}2 \text{ кН}.$$

Проверка прочности элемента:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{80{,}0}{90{,}2} = 0{,}887 < 1$$

условие выполняется, следовательно, прочность сечения обеспечена.

4.3 Расчет на изгиб

4.3.1 Несущая способность сечения при упругой и упругопластической работе сжатой полки

Расчетное значение изгибающего момента M_{Ed} для любого сечения должно удовлетворять условию:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1{,}0. \qquad (4.5)$$

Расчетная несущая способность поперечного сечения при изгибе относительно одной из главных осей $M_{c,Rd}$ определяется следующим образом (рисунок 4.2):

- если момент сопротивления эффективного сечения W_{eff} меньше, чем момент сопротивления полного упругого сечения W_{el}:

$$M_{c,Rd}=W_{eff}f_{yb}/\gamma_{M0}; \qquad (4.6a)$$

где $M_{c,Rd}$ – предельный момент, воспринимаемый поперечным сечением;

- если момент сопротивления эффективного сечения W_{eff} равен моменту сопротивления полного упругого сечения W_{el}:

$$M_{c,Rd}=f_{yb}\cdot[W_{el}+(W_{pl}-W_{el})\cdot 4\cdot(1-\bar{\lambda}_{e,max}/\bar{\lambda}_{e0})])/\gamma_{M0},$$

но не более чем

$$(W_{pl}\cdot f_{yb})/\gamma_{M0} \qquad (4.6б)$$

где:

$\bar{\lambda}_{e,max}$ условная гибкость элемента, соответствующая наибольшему значению отношения $\bar{\lambda}_e/\bar{\lambda}_{e0}$.

Для плоских элементов, опертых по двум сторонам, $\bar{\lambda}_e=\bar{\lambda}_p$ и

$$\bar{\lambda}_{e0} = 0{,}5 + \sqrt{0{,}25 - 0{,}055(3+\psi)}$$

где: ψ – соотношение напряжений (см. 3.5.1).

Для плоских элементов, опертых по одной стороне (свес), $\bar{\lambda}_e=\bar{\lambda}_p$ и $\bar{\lambda}_{e0}$= 0,673 (см. 3.5.1).

Зависимость несущей способности при изгибе от условной гибкости элемента приведена на рисунке 4.2.

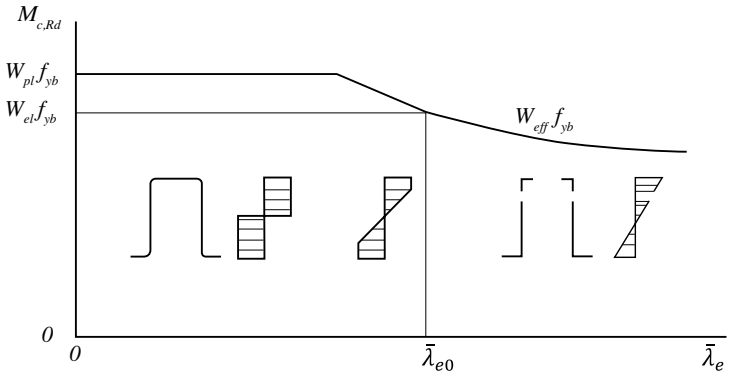


Рисунок 4.2 Зависимость предельного изгибающего момента от условной гибкости

Формула (4.6б) применима при соблюдении следующих условий:

a) изгибающий момент действует только относительно одной из главных осей поперечного сечения;

b) элемент не подвержен кручению или крутильной, изгибно-крутильной формам потери устойчивости, или потери устойчивости плоской формы изгиба, или потери устойчивости формы сечения;

c) угол φ между стенкой (см. рисунок 4.9) и полкой более 60°.

Если вышеприведенные условия удовлетворяются не полностью, то для определения предельного расчетного изгибающего момента для поперечного сечения может быть использована следующая формула:

$$M_{c,Rd}=(W_{el}f_{ya})/\gamma_{M0}. \quad (4.7)$$

Эффективный момент сопротивления W_{eff} должен определяться геометрическим характеристикам эффективного поперечного сечения, испытывающего изгиб только относительно главной оси, при максимальном напряжении $\sigma_{max,Ed}$, равном f_{yb}/γ_{M0}, допуская при этом, что влияние потери местной устойчивости и устойчивости формы сечения учтено согласно 3.5. Если рассматривается эффект от сдвигового запаздывания, должно быть сделано допущение, касающееся учета этого эффекта. Эффект сдвигового запаздывания – неравномерное распределение напряжений по поперечному сечению стержня. Данный эффект также возникает при отсутствии закрепления некоторых частей поперечного сечения стержня, например, при креплении уголкового профиля к фасонке одной полкой.

Отношение $\psi = \sigma_2/\sigma_1$, используемое для определения эффективных участков стенки, может быть получено с использованием сечения, состоящего из эффективной площади сжатой полки и полной площади стенки (рисунок 4.3).

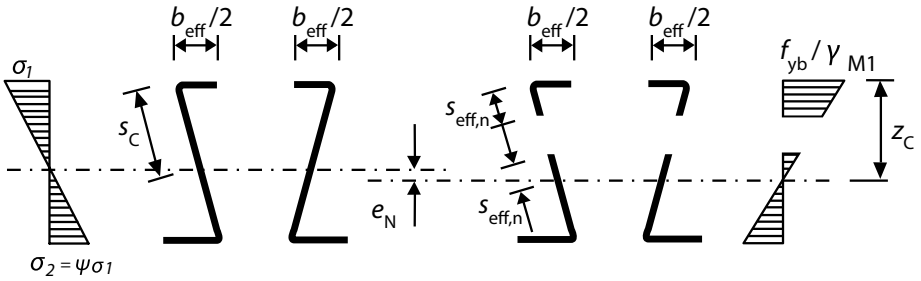


Рисунок 4.3 Эффективное поперечное сечение для определения предельного изгибающего момента

При начальном развитии текучести в сжатом волокне поперечного сечения, кроме учета требований 4.3.2, значение W_{eff} следует определять с учетом линейного распределения напряжений в поперечном сечении.

При изгибе относительно двух осей используется следующий критерий:

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{ce,Rd}} + \frac{M_{z,Rd}}{M_{cz,Rd}} \le 1, \quad (4.8)$$

где:

$M_{y,Ed}$ изгибающий момент, действующий относительно оси y-y;

$M_{z,Ed}$ изгибающий момент, действующий относительно оси z-z;

$M_{cy,Rd}$ предельный момент, воспринимаемый поперечным сечением, относительно оси y-y;

$M_{cz,Rd}$ предельный момент, воспринимаемый поперечным сечением, относительно оси z-z.

4.3.2 Несущая способность сечения при упругой и упругопластической работе только растянутой полки

Если изгибающий момент действует только относительно одной главной оси поперечного сечения и текучесть появляется сначала в крайнем растянутом волокне, то пластическая работа растянутой зоны может быть учтена без ограничений деформаций до тех пор, пока максимальное сжимающее напряжение $\sigma_{com,Ed}$ не достигнет f_{yb}/γ_{M0}. В настоящем разделе рассматривается только изгиб. Для случая совместного действия осевой нагрузки и изгиба должны быть использованы рекомендации согласно 4.7 или 4.8.

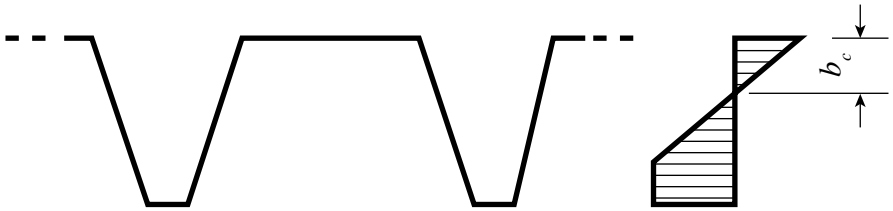


Рисунок 4.4 Величина b_c для определения эффективной ширины

В этом случае эффективный момент сопротивления $W_{pp,eff}$ сечения при ограниченных пластических деформациях определяется на основе билинейного распределения напряжений в растянутой зоне, но линейного –в сжатой.

При отсутствии более точного расчета, эффективная ширина b_{eff} элемента под действием напряжений разного знака определяется по 3.5.1 на основе b_c при билинейном распределении напряжений (рисунок 4.4), принимая при этом $\psi = -1$.

4.3.3 Влияние сдвигового запаздывания при расчете изгибаемых элементов

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 (рисунок 4.5). Длина L_e равна расстоянию между нулевыми точками действующих моментов (рисунок 4.6).

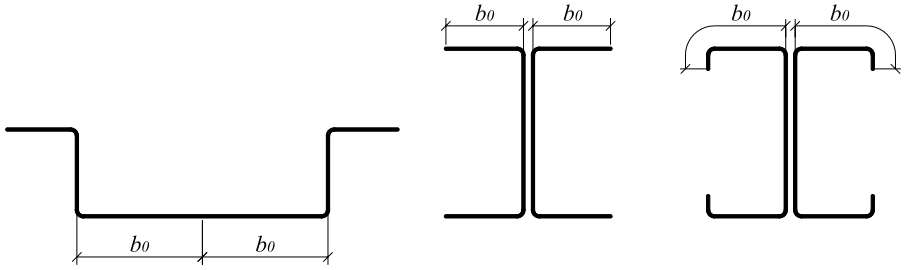


Рисунок 4.5 Определение ширины b_0 для учета сдвигового запаздывания

Если указанное выше условие для b_0 не выполняется, как правило, при оценке несущей способности и усталостной прочности материала, необходимо учитывать влияние сдвигового запаздывания поясов, для этого определяют эффективную[s] ширину и используют распределение напряжения согласно рисунка 4.8. При оценке несущей способности в предельном состоянии допускается применять эффективную площадь.

Эффективную[s] ширину b_{eff} при учете сдвигового запаздывания в упругой стадии работы, как правило, определяют по формуле

$$b_{eff}=\beta b_0. \tag{4.9}$$

Коэффициент β указан в таблице 4.1.

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

Таблица 4.1 Понижающий коэффициент β для эффективной[s] ширины

k	Место расположения	Значение β
$k \le 0{,}02$		$\beta = 1{,}0$
$0{,}02 < k \le 0{,}70$	В пролете балки	$\beta = \beta_1 = \dfrac{1}{1 + 6{,}4k^2}$
	У опоры балки	$\beta = \beta_2 = \dfrac{1}{1 + 6{,}0 \cdot \left(k - \dfrac{1}{2500\,k}\right) + 1{,}6k^2}$
$k > 0{,}70$	В пролете балки	$\beta = \beta_1 = \dfrac{1}{5{,}9\,k}$
	У опоры балки	$\beta = \beta_1 = \dfrac{1}{8{,}6k}$
Все k	Концевая опора балки	$\beta_0=(0{,}55+0{,}025/k)\beta_1, \beta_0<\beta_1$
Все k	Консоль балки	$\beta = \beta_2$ – на опоре и на конце консоли
$k = (\alpha_0 b_0)/(L_e)$ при $\alpha_0 = \sqrt{1 + \dfrac{A_{si}}{b_0 t}}$, где A_{sl} — площадь сечения всех продольных элементов жесткости в пределах ширины b_0. Другие буквенные обозначения указаны на рисунках 4.6 и 4.7.		

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 4.6. В других случаях L_e оценивают как расстояние между двумя нулевыми точками действующих моментов.

Для учета эффекта сдвигового запаздывания, как правило, применяют распределение нормальных напряжений в поясе, согласно рисунка 4.8.

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

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

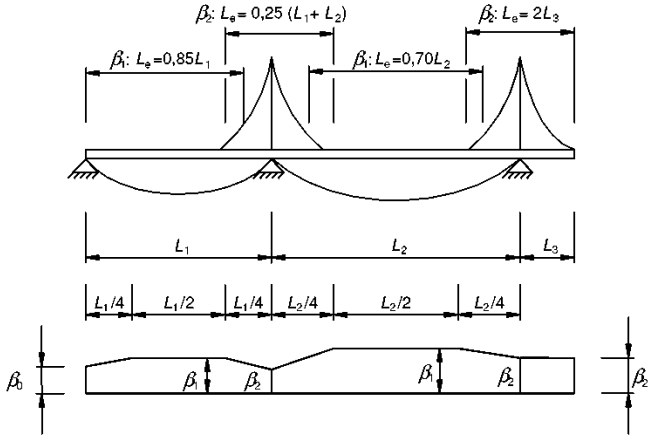
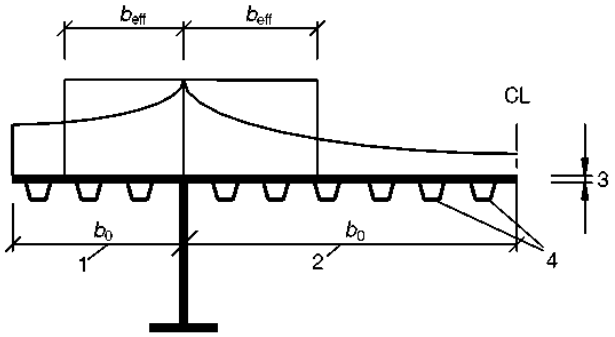


Рисунок 4.6 Эффективная длина L_e для неразрезных балок и распределение эффективнойs ширины



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 $A_{st}=\sum A_{sti}$

Рисунок 4.7 К определению эффективнойs ширины

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

$$A_{eff}=A_{c,eff}\beta_{ult}, \tag{4.10}$$

где:

$A_{c,eff}$ эффективная[p] площадь поперечного сечения сжатого пояса при потере устойчивости пластины от действия нормальных напряжений;

β_{ult} понижающий коэффициент эффективной[s] ширины для учета сдвигового запаздывания в предельном состоянии при определении несущей способности, β_{ult} допускается принимать равным β согласно таблице 4.1, с заменой α_0 на

$$\alpha_0^* = \sqrt{\frac{A_{c,eff}}{b_0 t_f}}, \tag{4.11}$$

t_f толщина пояса.

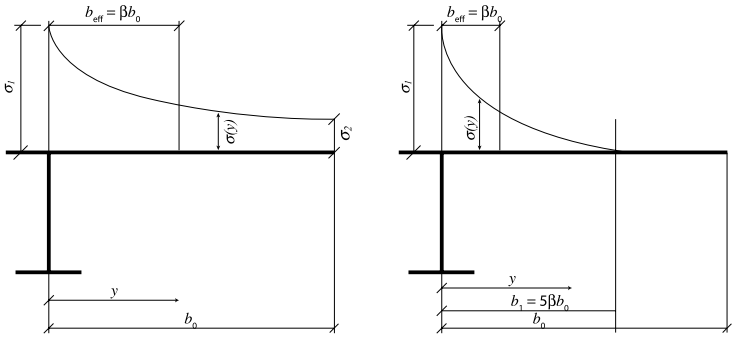
При упруго-пластической работе материала воздействие эффекта сдвигового запаздывания с учетом ограничения пластических деформаций допускается учитывать посредством эффективной площади сечения A_{eff} по формуле

$$A_{eff} = A_{c,eff}\beta^k \geq A_{c,eff}\beta, \tag{4.12}$$

где:

β и k принимаются согласно таблице 4.1.

Формулы (4.11) и (4.12) допускается применять также для поясов, работающих на растяжение, в этом случае $A_{c,eff}$, как правило, заменяют на площадь сечения брутто растянутого пояса.



$\beta > 0{,}20$:
$\sigma_2 = 1{,}25 \cdot (\beta - 0{,}20) \cdot \sigma_1$;
$\sigma(y) = \sigma_2 + (\sigma_1 - \sigma_2) \cdot (1 - y/b_0)^4$

$\beta \leq 0{,}20$:
$\sigma_2 = 0$;
$\sigma(y) = \sigma_1 \cdot (1 - y/b_1)^4$

σ_1 — определяют с применением эффективной[s] ширины b_{eff} верхнего пояса;

y — координата для определения σ_y

Рисунок 4.8 Распределение напряжений с учетом эффекта сдвигового запаздывания

4.4 Расчет на сдвиг

Расчетное значение сдвиговое усилия V_{Ed} для любого сечения должно удовлетворять условию:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1{,}0, \tag{4.13}$$

где:

$V_{b,Rd}$ – несущая способность поперечного сечения на сдвиг.

Несущая способность поперечного сечения на сдвиг $V_{b,Rd}$ определяется по формуле:

$$V_{b,Rd} = \frac{\frac{h_w}{sin\phi} \cdot t \cdot f_{bv}}{\gamma_{M0}}, \tag{4.14}$$

где:

f_{bv} критическое напряжение при сдвиге, учитывающее потерю устойчивости стенки, приведенное в таблице 4.2;

h_w высота стенки между срединными плоскостями полок (см. рисунок 3.36);

φ угол наклона стенки относительно полок (рисунок 4.9).

Таблица 4.2 Критическое напряжение f_{bv} при сдвиге

Условная гибкость стенки	Стенка без элемента жесткости на опоре	Стенка с элементом жесткости на опоре *
$\bar{\lambda}_w \leq 0{,}83$	$0{,}58 f_{yb}$	$0{,}58 f_{yb}$
$0{,}83 < \bar{\lambda}_w < 1{,}40$	$0{,}48 f_{yb}/\bar{\lambda}$	$0{,}48 f_{yb}/\bar{\lambda}$
$\bar{\lambda}_w \geq 1{,}40$	$0{,}67 f_{yb}/\bar{\lambda}_w^{\,2}$	$0{,}48 f_{yb}/\bar{\lambda}$

* Элементы жесткости на опоре, такие как ребра жесткости, установленные для предотвращения искривлений стенки и рассчитанные на восприятие опорной реакции.

Условная гибкость стенки должна определяться следующим образом:

- для стенок без продольных элементов жесткости:

$$\bar{\lambda}_w = 0{,}346 \cdot \frac{s_w}{t} \cdot \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}}; \tag{4.15a}$$

- для стенок с продольными элементами жесткости (см. рисунок 4.9)

$$\bar{\lambda}_w = 0{,}346 \cdot \frac{s_d}{t} \cdot \sqrt{\frac{5{,}34}{k_t} \cdot \frac{f_y}{E}} \text{ но } \bar{\lambda}_w = 0{,}346 \cdot \frac{s_p}{t} \cdot \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}}, \tag{4.15б}$$

где:

$$k_t = 5.34 + \frac{2.1}{t}\left(\frac{\sum I_s}{s_d}\right)^{1/3}, \tag{4.16}$$

I_s момент инерции сечения отдельного продольного элемента жесткости, определенный по 3.5.2.3.2, относительно оси а-а, как показано на рисунке 4.9;

s_d общая наклонная высота стенки, как показано на рисунке 4.9;

s_p наклонная высота наибольшего плоского участка стенки (см. рисунок 4.9);

s_w наклонная высота стенки, показанная на рисунке 4.9, между средними точками углов (см. рисунок 3.36).

4.5 Расчет на кручение

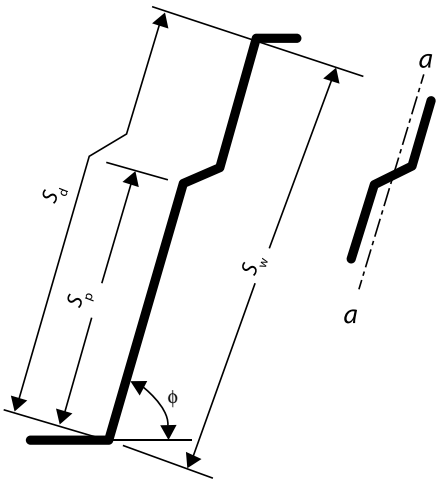


Рисунок 4.9 Стенка с продольным элементом жесткости

Если нагрузки приложены с эксцентриситетом относительно центра сдвига поперечного сечения, то должно учитываться влияние кручения.

При учете влияния крутящего момента положение центральной оси, центра изгиба и центра вращения, определяются для полного поперечного сечение.

Нормальные напряжения от осевой силы N_{Ed} и изгибающих моментов $M_{y,Ed}$ и $M_{z,Ed}$ должны определяться с использованиям соответствующих эффективных поперечных сечений, рассмотренных в 4.1-4.3. Касательные напряжения от поперечных сил, касательные напряжения от свободного кручения (по Сен-Венану), нормальные и касательные напряжения от депланации определяются с использованием геометрических характеристик полного сечения.

В поперечных сечениях, подверженных кручению, должны быть выполнены следующие условия (при использовании в данном случае среднего значения предела текучести, см. 2.2):

$$\sigma_{tot,Ed} \leq f_{ya}/\gamma_{M0}, \tag{4.17а}$$

$$\tau_{tot,Ed} \leq \frac{f_{ya}/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}}, \tag{4.17б}$$

$$\sqrt{\sigma_{tot,Ed}^2 + 3\tau_{tot,Ed}^2} \leq 1{,}1\,\frac{f_{ya}}{\gamma_{M0}}, \tag{4.17в}$$

где:

$\sigma_{tot,Ed}$ расчетное суммарное нормальное напряжение, рассчитанное для соответствующего рассматриваемого эффективного поперечного сечения;

$\tau_{tot,Ed}$ расчетное суммарное касательное напряжение, рассчитанное для полного поперечного сечения.

Суммарное нормальное напряжение $\sigma_{tot,Ed}$ и суммарное касательное напряжение $\tau_{tot,Ed}$ определяется по формулам:

$$\sigma_{tot,Ed} = \sigma_{N,Ed} + \sigma_{My,Ed} + \sigma_{Mz,Ed} + \sigma_{w,Ed}, \tag{4.18а}$$

$$\tau_{tot,Ed} = \tau_{Vy,Ed} + \tau_{Vz,Ed} + \tau_{t,Ed} + \tau_{w,Ed}, \tag{4.18б}$$

где:

$\sigma_{My,Ed}$ нормальное напряжение от изгибающего момента $M_{y,Ed}$ (определяется для эффективного поперечного сечения);

$\sigma_{Mz,Ed}$ нормальное напряжение от изгибающего момента $M_{z,Ed}$ (определяется для эффективного поперечного сечения);

$\sigma_{N,Ed}$ нормальное напряжение от осевой силы N_{Ed} (определяется для эффективного поперечного сечения);

$\sigma_{w,Ed}$ нормальные напряжения от депланации (определяется для полного поперечного сечения);

$\tau_{Vy,Ed}$ сдвигающее напряжение от поперечной силы $V_{y,Ed}$ (определяется для полного поперечного сечения);

$\tau_{Vz,Ed}$ сдвигающее напряжение от поперечной силы $V_{z,Ed}$ (определяется для полного поперечного сечения);

$\tau_{t,Ed}$ касательное напряжение от свободного кручения (по Сен-Венану) (определяется для полного поперечного сечения);

$\tau_{w,Ed}$ касательное напряжение от депланации (определяется для полного поперечного сечения).

4.6 Расчет на действие местных поперечных усилий

Для исключения смятия, искривления и потери устойчивости стенки при действии опорной реакции или другой местной поперечной силы, приложенной к полке, значение поперечной силы F_{Ed} должно удовлетворять условию

$$F_{Ed} \leq R_{w,Rd}, \tag{4.19}$$

где:

$R_{w,Rd}$ несущая способность стенки при местном поперечном воздействии.

Несущая способность стенки при местном поперечном воздействии определяется следующим образом:

а) для стенки без элементов жесткости:

– для поперечного сечения с одной стенкой – по 4.6.1;
– для любого другого случая, включая профилированные листы – по 4.6.2;

b) для стенки с элементами жесткости – по 4.6.3.

Если местная нагрузка или опорная реакция передается через ребро жесткости, установленное для предотвращения искривления стенки и рассчитанное на восприятие местной поперечной силы, то местную прочность стенки на поперечную силу не требуется проверять.

В балках двутаврового сечения, состоящего из двух швеллеров, или подобного сечения, состоящего из двух элементов с соединенными стенками, элементы крепления стенок должны быть расположены как можно ближе к полкам балки.

4.6.1 Расчет на действие местных поперечных усилий для сечений с одной стенкой без элементов жесткости

Для поперечного сечения с одной стенкой без элементов жесткости (рисунок 4.10) несущая способность стенки при местном поперечном воздействии может быть определена по ниже приведенной методике, если поперечное сечение отвечает следующим критериям:

$$h_w/t \le 200, \tag{4.20а}$$

$$r/t \le 6, \tag{4.20б}$$

$$45° \le \varphi \le 90°, \tag{4.20в}$$

где:

h_w высота стенки между срединными плоскостями полок;

r внутренний радиус углов;

φ угол наклона стенки относительно полок (в градусах).

Для поперечных сечений, удовлетворяющих критериям (4.20), несущая способность стенки при местном поперечном воздействии $R_{w,Rd}$ определяется по следующим формулам:

a) для одиночной местной нагрузки или опорной реакции (см. рисунок 4.11а):

i) $c \le 1{,}5h_w$ от свободного конца:

– для профилей с полками с элементами жесткости:

$$R_{w,Rd} = \frac{k_1 k_2 k_3 \left[9{,}04 - \frac{h_w/t}{60}\right]\left[1 + 0{,}01\frac{s_s}{t}\right] \cdot t^2 \cdot f_{yb}}{\gamma_{M1}}; \tag{4.21а}$$

–для профилей с полками без элементов жесткости:

- если $s_s/t \le 60$:

$$R_{w,Rd} = \frac{k_1 k_2 k_3 \left[5{,}92 - \frac{h_w/t}{132}\right]\left[1 + 0{,}01\frac{s_s}{t}\right] \cdot t^2 \cdot f_{yb}}{\gamma_{M1}}; \tag{4.21б}$$

- если $s_s/t > 60$:

$$R_{w,Rd} = \frac{k_1 k_2 k_3 \left[5{,}92 - \frac{h_w/t}{132}\right]\left[0{,}71 + 0{,}015\frac{s_s}{t}\right] \cdot t^2 \cdot f_{yb}}{\gamma_{M1}}; \tag{4.21в}$$

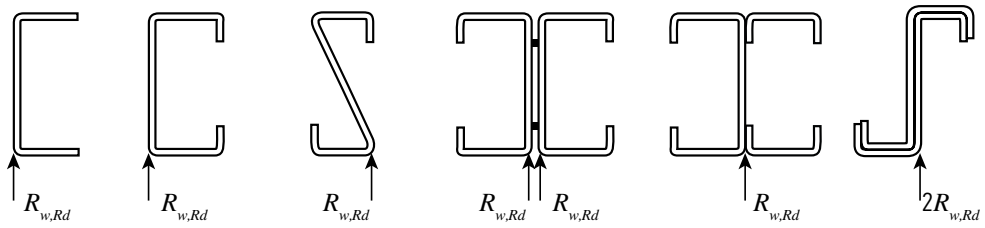


Рисунок 4.10 Примеры профилей с одной стенкой

ii) $c > 1{,}5h_w$ от свободного конца:

- если $s_s/t \leq 60$:

$$R_{w,Rd} = \frac{k_4 k_5 k_5 \left[14{,}7 - \frac{h_w/t}{49{,}5}\right]\left[1 + 0{,}007\,\frac{s_s}{t}\right] \cdot t^2 \cdot f_{yb}}{\gamma_{M1}}; \quad (4.21г)$$

- если $s_s/t > 60$:

$$R_{w,Rd} = \frac{k_4 k_5 k_5 \left[14{,}7 - \frac{h_w/t}{49{,}5}\right]\left[0{,}75 + 0{,}011\,\frac{s_s}{t}\right] \cdot t^2 \cdot f_{yb}}{\gamma_{M1}}; \quad (4.21д)$$

б) для двух противодействующих местных поперечных сил, расположенных между собой ближе, чем $1{,}5h_w$ (см. рисунок 4.11б):

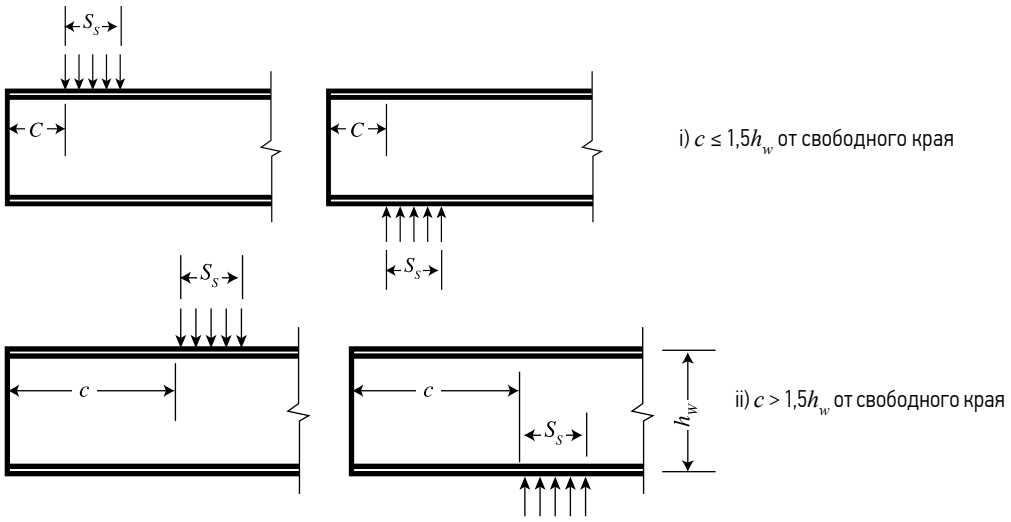
i) $c \leq 1{,}5h_w$ от свободного конца:

$$R_{w,Rd} = \frac{k_1 k_2 k_3 \left[6{,}66 - \frac{h_w/t}{64}\right]\left[1 + 0{,}01\frac{s_s}{t}\right] \cdot t^2 \cdot f_{yb}}{\gamma_{M1}}; \quad (4.21е)$$

ii) $c > 1{,}5h_w$ от свободного конца:

$$R_{w,Rd} = \frac{k_4 k_5 k_5 \left[21{,}0 - \frac{h_w/t}{16{,}3}\right]\left[1 + 0{,}0013\,\frac{s_s}{t}\right] \cdot t^2 \cdot f_{yb}}{\gamma_{M1}}. \quad (4.21ж)$$

а) для одиночной местной нагрузки или опорной реакции



б) для двух противодействующих местных поперечных сил, расположенных между собой ближе, чем $1{,}5h_w$

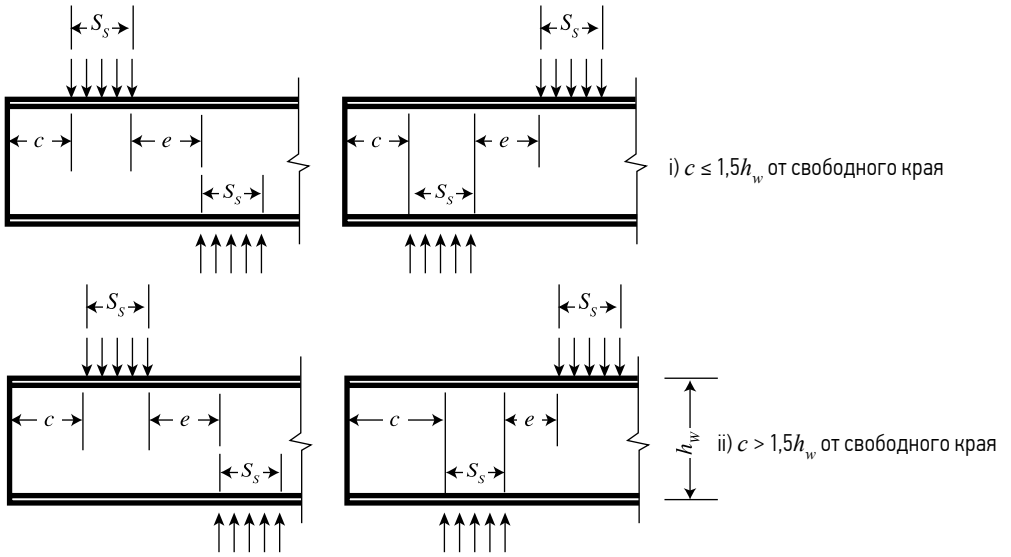


Рисунок 4.11 Местные нагрузки и опорные реакции – поперечные сечения с одной стенкой

Значения коэффициентов $k_1 - k_5$ определяются следующим образом:

$$k_1=1{,}33-0{,}33k;$$

$$k_2=1{,}15-0{,}15\ r/t,\ \text{но}\ 0{,}5\le k_2\le 1{,}0;$$

$$k_3=0{,}7+0{,}3(\phi/90)^2;$$

$$k_4=1{,}22-0{,}22k;$$

$$k_5=1{,}06-0{,}06\ r/t,\ \text{но}\ k_5\le 1{,}0,$$

где:
$k = f_{yb}/228$ (f_{yb} – в Н/мм^2).

Если поворот стенки исключается за счет соответствующего закрепления или вследствие геометрии сечения (например, в двутавровых балках, см. четвертый и пятый профили на рисунке 4.10), то несущая способность стенки при местном поперечном воздействии $R_{w,Rd}$ может быть определена следующим образом:

a) для одиночной силы или опорной реакции:

i) $c < 1{,}5h_w$ (на свободном конце или около него)

- для сечений с полками с элементами жесткости и без них:

$$R_{w,Rd} = \frac{k_7 \cdot \left[8{,}8 + 1{,}1 \cdot \sqrt{\frac{s_s}{t}}\right] \cdot t^2 f_{yb}}{\gamma_{M1}}; \qquad (4.22а)$$

ii) $c > 1{,}5h_w$ (далеко от свободного конца):

- для сечений с полками с элементами жесткости и без них:

$$R_{w,Rd} = \frac{k_5^* \cdot k_7 \cdot \left[13{,}2 + 2{,}87 \cdot \sqrt{\frac{s_s}{t}}\right] \cdot t^2 f_{yb}}{\gamma_{M1}}; \qquad (4.22б)$$

b) для противодействующих нагрузок или реакций:

i) $c < 1{,}5h_w$ (на свободном конце или около него):

- для сечений с полками с элементами жесткости и без них:

$$R_{w,Rd} = \frac{k_{10} \cdot k_{11} \cdot \left[8{,}8 + 1{,}1 \cdot \sqrt{\frac{s_s}{t}}\right] \cdot t^2 f_{yb}}{\gamma_{M1}}; \qquad (4.22в)$$

ii) $c > 1{,}5\ h_w$ (нагрузки или реакции далеко от свободного края)

- для сечений с полками с элементами жесткости и без них:

$$R_{w,Rd} = \frac{k_8 \cdot k_9 \cdot \left[13{,}2 + 2{,}87 \cdot \sqrt{\frac{s_s}{t}}\right] \cdot t^2 f_{yb}}{\gamma_{M1}}; \qquad (4.22г)$$

где значения коэффициентов k_5^*-k_{11} должны определяться следующим образом:

$$k_5^* = 1{,}49-0{,}53k,\ \text{но}\ k_5^* \ge 0{,}6;$$

$$k_6 = 0{,}88 - 0{,}12t/1{,}9;$$

$$k_7 = 1 + h_w/(t \cdot 750)\ \text{при}\ s_s/t<150;\ k_7 = 1{,}20\ \text{при}\ s_s/t>150;$$

$$k_8 = 1/k\ \text{при}\ s_s/t < 66{,}5;$$

$$k_8 = [1{,}10-h_w/(t \cdot 665)]/k\ \text{при}\ s_s/t > 66{,}5;$$

$$k_9 = 0{,}82 + 0{,}15t/1{,}9;$$

$$k_{10} = [0.98 - h_w/(t \cdot 865)]/k$$

$$k_{11} = 0{,}64 + 0{,}31t/1{,}9;$$

где:

$k = f_{yb}/228$ (f_{yb} – в Н/мм^2);

s_s номинальная длина нагружаемого участка.

В случае двух равных и противоположно направленных местных поперечных нагрузок, распределенных на неодинаковой длине, принимается меньшее значение s_s.

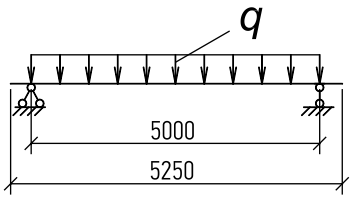
Пример 4.3 Проверить несущую способность стальной холодноформованной балки из С-образного профиля.

Исходные данные

Выполнить проверку прочности однопролетной балки из стального холодноформованного С-образного профиля (пример 3.3), воспринимающей равномерно распределенную нагрузку q=1,9 кН/м при пролете L=5 м. Балка закреплена на опорах шириной 150 мм, исключающих смятие стенок. Общая длина балки составляет 5,25 м.

Размеры поперечного сечения

Общая высота	h = 250 мм
Общая ширина полки	b = 60 мм
Общая ширина краевого отгиба	c = 21 мм
Внутренний радиус	r = 3 мм



Характеристики материала

Толщина профиля	t_{nom} = 1,50 мм
Расчетная толщина профиля	
без учета покрытия	t = 1,46 мм
Основной предел текучести стали	f_{yb} = 350 Н/мм2
Модуль упругости стали	E = 210000 Н/мм2
Коэффициент Пуассона	v = 0,3
Коэффициенты надежности:	γ_{M0} = 1,0
	γ_{M1} = 1,0
Эффективный момент инерции относительно горизонтальной главной оси	$I_{y,eff}$ = 4198859 мм^3
Эффективный момент сопротивления относительно горизонтальной главной оси	$W_{y,eff}$ = 28838 мм^3

Проверка несущей способности сечения на изгиб

– изгибающий момент:

$$M_{Ed1} = \frac{qL^2}{8} = \frac{1{,}9 \text{x} 5^2}{8} = 5{,}94 \text{ кНм};$$

– несущая способность на изгиб (4.6а):

$$M_{c,Rd,} = W_{eff} f_{yb}/\gamma_{M0} = 28838 \text{x} \frac{350}{1{,}0} = 10093300 \text{ Нмм} = 10{,}1 \text{ кНм};$$

– проверка прочности при изгибе (4.5):

$$\frac{M_{Ed,1}}{M_{c,Rd,1}} = \frac{5,94}{10,1} = 0,588 < 1.$$

Прочность сечения при действии изгибающих усилий обеспечена.

Проверка несущей способности на сдвиг

– усилие сдвига:

$$V_{Ed} = \frac{qL}{2} = \frac{1,9x5}{2} = 4,75 \text{ кН};$$

– условная гибкость стенки без продольных элементов жесткости (4.15а):

$$\bar{\lambda}_w = 0,346 \cdot \frac{s_w}{t} \cdot \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}} = 0,346 \cdot \frac{250 - 1,5}{1,46} \cdot \sqrt{\frac{350}{210000}} = 2,404;$$

– критическое напряжение при сдвиге, учитывающее потерю устойчивости стенок с усиленными опорами по таблице 4.2, при

$$\bar{\lambda}_w = 2,404 > 1,40;$$

$$f_{bv} = \frac{0,48 f_{yb}}{\bar{\lambda}_w} = 0,48 \times \frac{350}{2,404} = 69,88 \text{ МПа};$$

– несущая способность стенки на сдвиг (4.14):

$$V_{b,Rd} = \frac{\frac{h_w}{sin\phi} \cdot t \cdot f_{bv}}{\gamma_{M0}} = \frac{\frac{250 - 1,5}{sin 90^\circ} \cdot 1,46 \cdot 69,88}{1,0} = 25353\text{Н} = 25,35 \text{ кН};$$

– проверка прочности на сдвиг по (4.13):

$$\frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} = \frac{4,75}{25,35} = 0,187 < 1,0.$$

Таким образом, прочность сечения на сдвиг обеспечена.

Проверка несущей способности при местном поперечном воздействии

– поперечная сила:

$$F_{Ed} = \frac{qL}{2} = \frac{1,9x5}{2} = 4,75 \text{ кН};$$

– проверка возможности расчета (4.20):

h_w/t =(250-1,5)/1,46 = 170 < 200 – условие выполняется;

r/t = 3/1,46=2,05 < 6 – условие выполняется;

45°< ϕ = 90° = 90° – условие выполняется.

– коэффициенты k:

$$k = f_{yb}/228 = 350/228 = 1,535;$$

$$k_1 = 1,33-0,33k = 1,33-0,33\times1,535 = 0,823;$$

$$k_2 = 1,15-0,15\, r/t = 1,15-0,15\times3/1,46 = 0,842;$$

$$k_3 = 0,7+0,3(\phi/90)^2 = 0,7+0,3\times(90/90)^2 = 1,0;$$

– при s_s/t=150/1,46 = 102,7 > 60 расчет несущей способности стенки при местном поперечном воздействии выполняется по (4.21в):

$$R_{w,Rd} = \frac{k_1 k_2 k_3 \left[5,92 - \frac{h_w/t}{132} \right] \left[0,71 + 0,015 \frac{s_s}{t} \right] \cdot t^2 \cdot f_{yb}}{\gamma_{M1}} = 0,823 \text{ x } 0,842 \text{ x } 1,0 \text{ x}$$

$$\times \left[5,92 - \frac{(250 - 1,5)/1,46}{132} \right] \left[0,71 + 0,015 \times \frac{150}{1,46} \right] \times 1,46^2 \times 350/1,0 = 5389\text{Н} = 5,39\text{кН};$$

– проверка прочности при местном поперечном воздействии по (4.19):

$$F_{Ed} = 4,75 \text{ кН} < R_{w,Rd} = 5,39 \text{ кН}.$$

Прочность сечения при местном поперечном воздействии обеспечена.

4.6.2 Расчет на действие местных поперечных усилий для сечений с двумя и более стенками без элементов жесткости

В поперечных сечениях с двумя и более стенками, включая профилированные листы (рисунок 4.12), несущая способность стенки без элементов жесткости при местном поперечном воздействии должна определяться по нижеприведенной методике, при следующих условиях:

- если расстояние с от нагруженного участка до свободного края (рисунок 4.13) не менее 40 мм;
- если поперечное сечение удовлетворяет следующим критериям:

$$r/t \le 10; \quad (4.23а)$$

$$h_w/t \le 200 \sin\phi; \quad (4.23б)$$

$$45° \le \phi \le 90°; \quad (4.23в)$$

где:

h_w высота стенки между срединными плоскостями полок;

r внутренний радиус углов;

φ угол наклона стенки относительно полок (в градусах).

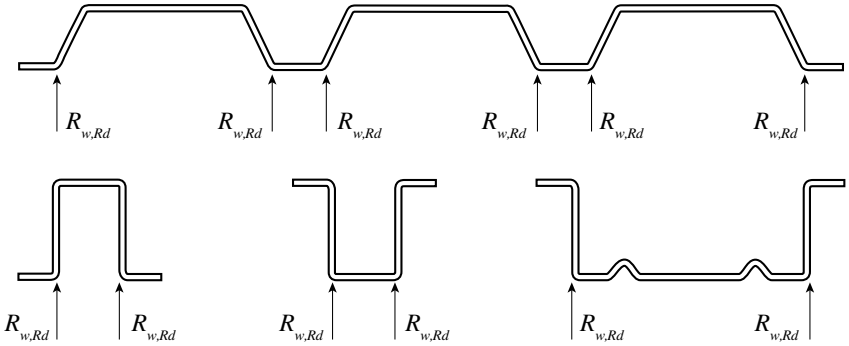


Рисунок 4.12 Примеры профилей с двумя и более стенками

Если все условия, указанные в (4.23), удовлетворяются, то несущая способность $R_{w,Rd}$ каждой стенки профиля при местном поперечном воздействии определяется по формуле:

$$R_{w,Rd} = \alpha t^2 \sqrt{f_{yb} E} \cdot \left(1 - 0{,}1\sqrt{r/t}\right) \times \left[0{,}5 + \sqrt{0{,}02\, l_a/t}\right] \cdot \frac{2{,}4 + (\phi/90)^2}{\gamma_{M1}}, \quad (4.24)$$

где:

l_a эффективная длина нагруженного участка для соответствующей категории;

α коэффициент для соответствующей категории.

Максимальное расчетное значение l_a = 200 мм. Для опоры холодноформованного профиля с одной стенкой или круглой трубы значение s_s принимается равным 10 мм. Соответствующая категория (1 или 2) в зависимости от расстояния e между местной нагрузкой и ближайшей опорой или расстояния c от опорной реакции или местной нагрузки до свободного края (см. рисунок 4.13).

Значение эффективной длины нагружения l_a должно определяться следующим образом:

а) для категории 1

$$l_a = 10 \text{ мм}, \quad (4.25а)$$

б) для категории 2

$$l_a = s_s \quad \text{при } \beta_V \le 0{,}2, \quad (4.25б)$$

$$l_a = 10\text{мм} \quad \text{при } \beta_V \ge 0{,}3. \quad (4.25в)$$

При $0{,}2 < \beta_V < 0{,}3$ — линейной интерполяцией по значениям l_a при β_V = 0,2 и 0,3, где

$$\beta_V = \frac{|V_{Ed,1}| - |V_{Ed,2}|}{|V_{Ed,1}| + |V_{Ed,2}|}.$$

$|V_{Ed,1}|$ и $|V_{Ed,2}|$ абсолютные значения поперечных сил на каждой стороне от местной нагрузки или опорной реакции и $|V_{Ed,1}| \geq |V_{Ed,2}|$.

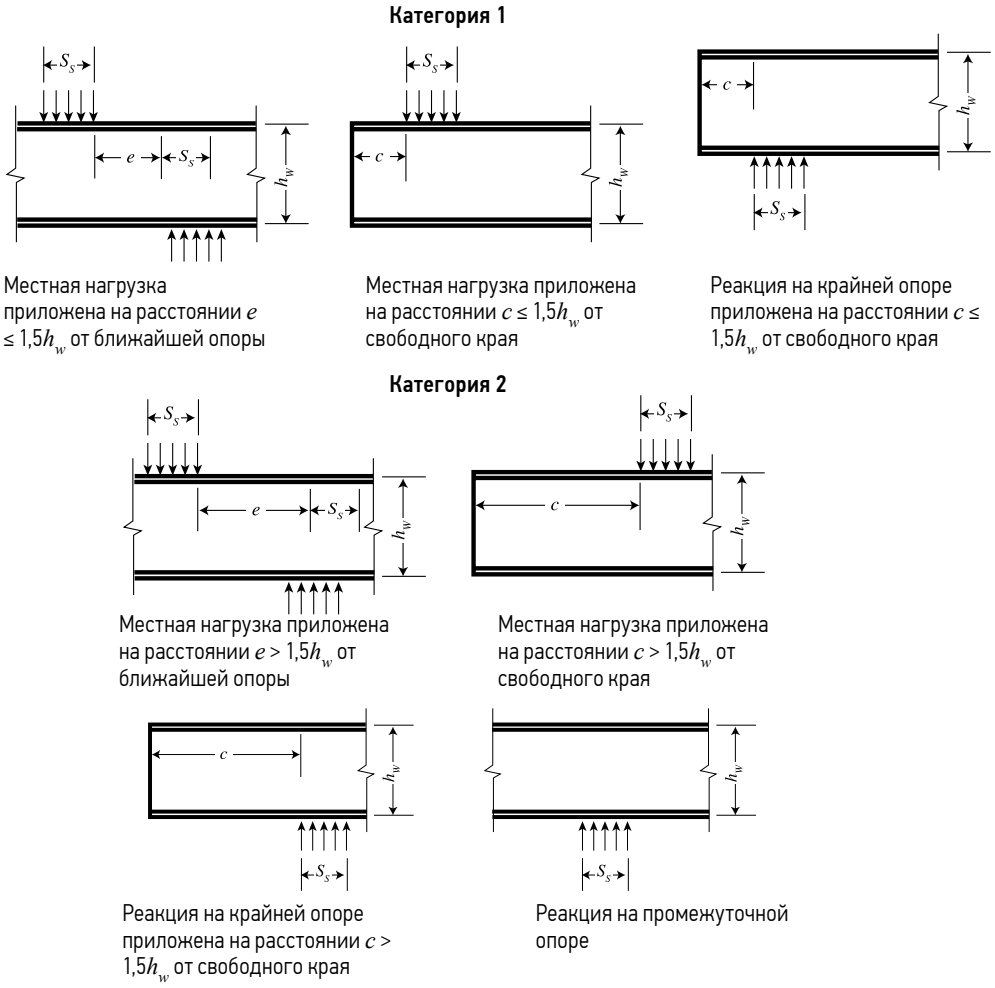


Рисунок 4.13 Местные нагрузки и опорные реакции – категории профилей с двумя и более стенками

Значения коэффициента α должны быть приняты следующими:

a) для категории 1:

профилированные листы

$$\alpha = 0{,}075, \tag{4.26а}$$

кассетные и «шляпные» профили

$$\alpha = 0{,}057, \tag{4.26б}$$

b) для категории 2:

профилированные листы

$$\alpha = 0{,}150, \tag{4.26в}$$

кассетные и «шляпные» профили

$$\alpha = 0{,}115. \tag{4.26г}$$

4.6.3 Расчет на действие местных поперечных усилий для сечений со стенками с элементами жесткости

Несущая способность стенки с элементами жесткости при местном поперечном воздействии может быть определена по нижеприведенной методике для поперечных сечений с продольными элементами жесткости, образованными двойным изгибом стенки в противоположные стороны относительно линии, соединяющей точки пересечения срединных линий стенки и полок (рисунок 4.13), таким образом, чтобы выполнялось условие

$$2 < \frac{e_{max}}{t} < 12, \qquad (4.27)$$

где:

e_{max} больший эксцентриситет точек гиба стенки относительно прямой линии, соединяющей концы стенки.

Для сечений со стенками с элементами жесткости, удовлетворяющими условиям (4.27), несущая способность стенки при местном поперечном воздействии может быть определена умножением ее соответствующих значений для аналогичной стенки без элементов жесткости, приведенной в 4.6.1 или 4.6.2, на коэффициент $k_{a,s}$:

$$k_{a,s} = 1{,}45\text{-}0{,}05\, e_{max}/t, \text{но } k_{a,s} \le 0{,}95+35000t^2\ e_{min}/(b_d^2\, s_p), \qquad (4.28)$$

где:

b_d развернутая ширина нагруженной полки (см. рисунок 4.14);

e_{min} меньший эксцентриситет точек сгиба относительно прямой линии, соединяющей концы стенки;

s_p наклонная высота плоского участка стенки, ближайшего к нагруженной полке (см. рисунок 4.14).

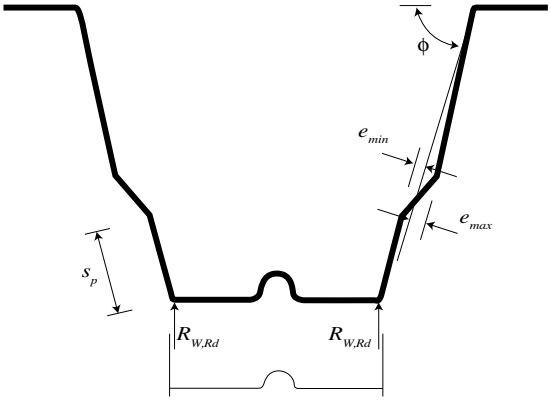


Рисунок 4.14 Стенка с элементами жесткости

4.7 Расчет на совместное действие растяжения и изгиба

Поперечные сечения при совместном действии осевого растяжения N_{Ed} и изгибающих моментов $M_{y,Ed}$ и $M_{z,Ed}$ должны удовлетворять критерию:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd,ten}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd,ten}} \le 1, \qquad (4.29а)$$

где:

$N_{t,Rd}$ расчетное предельное усилие для поперечного сечения при равномерном растяжении (4.1);

$M_{cy,Rd,ten}$ несущая способность поперечного сечения при максимальном растягивающем напряжении от момента, действующего только относительно оси y-y (4.3);

$M_{cz,Rd,ten}$ несущая способность поперечного сечения при максимальном растягивающем напряжении от момента, действующего только относительно оси z-z (4.3).

Если выполняются условия $M_{cy,Rd,com} \le M_{cy,Rd,ten}$ или $M_{cz,Rd,com} \le M_{cz,Rd,ten}$ (где $M_{cy,Rd,com}$ и $M_{cz,Rd,com}$ – несущая способность поперечного сечения при максимальном сжимающем напряжении от момента только относительно соответствующей оси), то должно быть также выполнено условие:

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd,ten}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd,ten}} - \frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \le 1. \qquad (4.29б)$$

4.8 Расчет на совместное действие сжатия и изгиба

Поперечные сечения при совместном действии осевого сжатия N_{Ed} и изгибающих моментов $M_{y,Ed}$ и $M_{z,Ed}$ должны удовлетворять критерию:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} + \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd,com}} + \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd,com}} \leq 1, \qquad (4.30а)$$

где $N_{c,Rd}$ определяют по 4.2, $M_{cy,Rd,com}$ и $M_{cz,Rd,com}$ определяют по 4.7.

Дополнительные моменты $\Delta M_{y,Ed}$ и $\Delta M_{z,Ed}$ от смещения центральных осей определяют следующим образом:

$$\Delta M_{y,Ed} = N_{Ed}\, e_{Ny},$$

$$\Delta M_{z,Ed} = N_{Ed}\, e_{Nz},$$

где:

e_{Ny} и e_{Nz} смещение центральных осей y-y и z-z относительно осевых усилий, см. рисунок 4.1.

Смещение осей имеет место при эффективном сечении.

При выполнении условий: $M_{cy,Rd,ten} \leq M_{cy,Rd,com}$ или $M_{cz,Rd,ten} \leq M_{cz,Rd,com}$ также должно выполняться условие

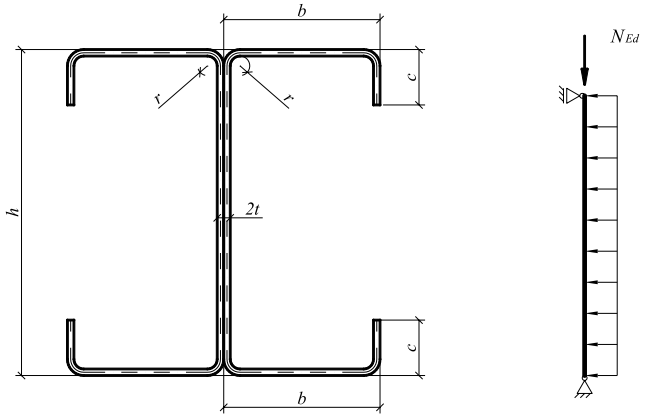
$$\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd,ten}} + \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd,ten}} - \frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1, \qquad (4.30б)$$

где $M_{cy,Rd,ten}$, $M_{cz,Rd,ten}$ определены в 4.7.

Пример 4.4 Проверить несущую способность стойки стенового фахверка на одновременное действие сжимающей и изгибающей нагрузок.

Исходные данные

Высота элемента	H=4,00 м
Сжимающая нагрузка	N_{Ed}=50 кН
Распределенная ветровая нагрузка	q_w=0,6 кН/м
Максимальный изгибающий момент	$M_{Ed} = (\gamma_Q\, q_w\, H^2)/8 = 1{,}5\cdot(0{,}6\cdot 4^2)/8 = 1{,}8$ кНм.



Размеры поперечного сечения и свойства материала:

Общая высота	h=250 мм
Общая ширина полки	b=60 мм
Общая ширина краевого отгиба	c=21 мм
Внутренний радиус	r=3 мм
Толщина профиля	t_{nom}=1,50 мм
Расчетная толщина профиля без учета покрытия	t=1,46 мм
Основной предел текучести стали	f_{yb}=350 Н/мм^2

Модуль упругости стали	E=210000 Н/мм^2
Коэффициент Пуассона	ν=0,3
Коэффициент надежности	γ_{M0}=1,0

Геометрические характеристики эффективного поперечного сечения

Эффективная площадь поперечного сечения при расчете на сжатие (см. пример 3.2):

$$A_{eff,c} = 515{,}44 \text{ мм}^2$$

Момент сопротивления эффективного сечения при изгибе элемента (см. пример 3.3):

для сжатой полки

$$W_{eff,y,c} = 57676 \text{ мм}^3;$$

для растянутой полки

$$W_{eff,y,t} = 81610 \text{ мм}^3.$$

Минимальное значение момента сопротивления

$$W_{eff,min} = 57676 \text{ мм}^3.$$

Проверка прочности элемента

Должно выполняться условие (4.30):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} + \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd,com}} \leq 1,$$

где:

$$N_{c,Rd} = \frac{f_{yb} A_{eff}}{\gamma_{M0}};$$

$$M_{cy,Rd,com} = \frac{f_{yb} W_{eff}}{\gamma_{M0}};$$

$$\Delta M_{y,Ed} = N_{Ed} e_{Ny};$$

e_{Ny} смещение центральных осей y-y относительно осевых усилий, см. рисунок 4.1; для поперечного сечения с двумя осями симметрии e_{Ny}= 0.

Выполним проверку

$$\frac{50 \cdot 10^3}{515{,}44 \cdot 350/1{,}0} + \frac{1{,}8 \cdot 10^6 + 0}{57676 \cdot 350/1{,}0} = 0{,}37 \leq 1.$$

Прочность сечения обеспечена.

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

Для поперечных сечений при совместном действии осевой силы N_{Ed}, изгибающего момента M_{Ed} и поперечной силы V_{Ed} влияние последней силы не учитывается, если $V_{Ed} \leq 0{,}5V_{w,Rd}$. При значении поперечной силы более половины предельного значения должно выполняться условие:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right) \cdot \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{w,Rd}} - 1\right)^2 \leq 1{,}0,$$

где:

N_{Rd} несущая способность поперечного сечения при равномерном растяжении или сжатии, приведенная в 4.1 или 4.2;

$M_{y,Rd}$ несущая способность поперечного сечения на изгиб, см. 4.3;

$V_{w,Rd}$ несущая способность стенки на сдвиг, см. 4.4;

$M_{f,Rd}$ несущая способность на изгиб поперечного сечения, состоящего только из полок, см. [7];

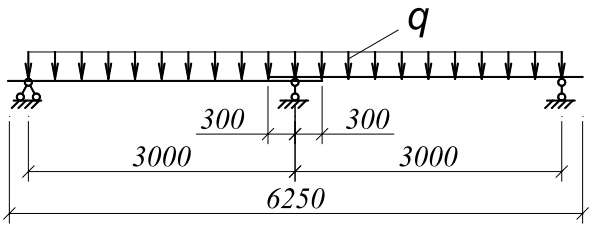
$M_{pl,Rd}$ несущая способность поперечного сечения на изгиб в пластической стадии работы поперечного сечения, состоящего из эффективной площади полок и площади сечения стенки независимо от класса сечения, см. [7].

Для элементов и профилированных листов с более чем одной стенкой $V_{w,Rd}$ равно сумме несущих способностей отдельных стенок.

Пример 4.5 Проверить несущую способность двухпролетной неразрезной балки из Z-образного профиля.

Исходные данные

Выполнить проверку прочности двухпролетной балки, образованной двумя стальными холодноформованными Z-образными профилями, соединенными болтами на средней опоре с перехлестыванием на 300 мм в каждую сторону. Элемент раскреплен от потери устойчивости и воспринимает равномерно распределенную нагрузку q=3,6 кН/м при пролете L=3 м. Балка закреплена на опорах шириной 100 мм, исключающих смятие стенок от действия опорной реакции. Общая длина элемента составляет 6,15 м.



Размеры поперечного сечения

Общая высота	h = 130 мм
Общая ширина полки	b = 57 мм
Общая ширина краевого отгиба	c = 19 мм
Внутренний радиус	r = 3 мм

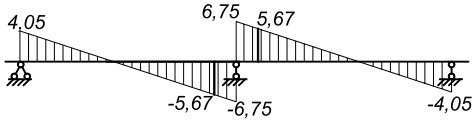
Характеристики материала

Толщина профиля	t_{nom} = 1,00 мм
Расчетная толщина профиля без учета покрытия	t = 0,96 мм
Основной предел текучести стали	f_{yb} = 350 Н/мм^2
Модуль упругости стали	E = 210000 Н/мм^2
Коэффициент Пуассона	v = 0,3
Коэффициенты надежности:	γ_{M0} = 1,0
	γ_{M1} = 1,0

Эффективный момент сопротивления относительно горизонтальной главной оси $W_{y,eff}$ = 7096 мм^3

Расчет внутренних усилий в настиле.

Эпюра моментов, в кНм:



Эпюра поперечных сил, в кН:

– изгибающий момент в пролете:

$$M_{Ed1}= 2,27 \text{ кНм};$$

– изгибающий момент на краю участка перехлестывания:

$$M_{Ed2}= 2,19 \text{кНм};$$

– изгибающий момент на средней опоре:

$$M_{Ed3}= 4,05 \text{ кНм};$$

– поперечная сила на средней опоре: F_{Ed}= 13,5 кН;

– усилие сдвига на краю участка перехлестывания:

$$V_{Ed2} = 5{,}67 \text{ кН};$$

– усилие сдвига на средней опоре:

$$V_{Ed3} = 6{,}75 \text{кН}.$$

Проверка несущей способности сечения на изгиб

– несущая способность на изгиб (4.6а):

$$M_{c,Rd} = W_{y,eff} f_{yb}/\gamma_{M0} = 7096\times350/1{,}0 = 2483600 \text{ Нмм} = 2{,}48 \text{ кНм};$$

– проверка прочности при изгибе в пролете (4.5):

$$\frac{M_{Ed,1}}{M_{c,Rd}} = \frac{2{,}27}{2{,}48} = 0{,}915 < 1;$$

– проверка прочности при изгибе на краю участка перехлестывания (4.5):

$$\frac{M_{Ed,2}}{M_{c,Rd}} = \frac{2{,}19}{2{,}48} = 0{,}883 < 1;$$

– проверка прочности при изгибе на средней опоре (4.5):

$$\frac{M_{Ed,3}}{2M_{c,Rd}} = \frac{4{,}05}{2\text{x}2{,}48} = 0{,}817 < 1;$$

Прочность сечения при действии изгибающих усилий обеспечена.

Проверка несущей способности на сдвиг

– условная гибкость стенки без продольных элементов жесткости (4.15а):

$$\bar{\lambda}_w = 0{,}346 \cdot \frac{s_w}{t} \cdot \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}} = 0{,}346 \times \frac{130{,}0}{0{,}96} \times \sqrt{\frac{350}{210000}} = 1{,}898;$$

– критическое напряжение при сдвиге, учитывающее потерю устойчивости стенок без усилений по таблице 4.2, при

$\bar{\lambda}_w$ = 1,898 > 1,40:

$$f_{bv} = \frac{0{,}48 f_{yb}}{\bar{\lambda}_w} = 0{,}48 \times \frac{350}{1{,}898} = 88{,}51 \text{ МПа};$$

– несущая способность стенки на сдвиг (4.14):

$$V_{b,Rd} = \frac{\frac{h_w}{sin\text{ф}} \cdot t \cdot f_{bv}}{\gamma_{M0}} = \frac{\frac{130-1{,}0}{sin90^\circ} \times 0{,}96 \times 88{,}51}{1{,}0} = 10961\text{Н} = 10{,}96\text{кН};$$

– проверка прочности на сдвиг на краю участка перехлестывания (4.13):

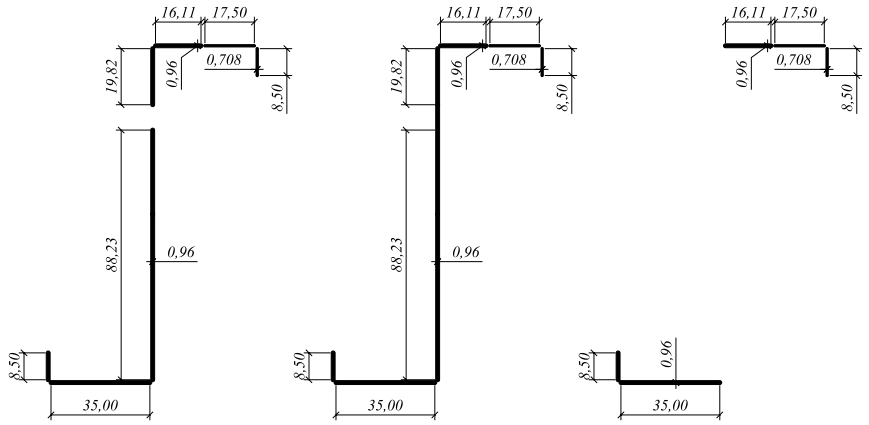
$$\frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} = \frac{5{,}67}{10{,}96} = 0{,}517 < 1{,}0$$

– проверка прочности на сдвиг на средней опоре:

$$\frac{V_{Ed}}{2V_{b,Rd}} = \frac{6{,}75}{2\text{x}10{,}96} = 0{,}308 < 1{,}0;$$

Прочность сечения на сдвиг обеспечена. Так как $V_{Ed}/V_{b,Rd}$ > 0,5, необходима проверка на прочность при совместном действии изгиба и сдвига.

– момент сопротивления при изгибе поперечного сечения, состоящего только из полок $W_{y,pl,f}$ и момент сопротивления при изгибе в пластической стадии $W_{y,pl}$:



$W_{y,eff}$ = 7096 мм³; $W_{y,pl}$ = 8096 мм³; $W_{y,pl,f}$ = 5095 мм³.

– проверка прочности при совместном действии поперечной силы и изгибающего момента (4.31):

$$\frac{M_{y,Ed,2}}{M_{y,Rd}} + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right) \cdot \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{w,Rd}} - 1\right)^2 \leq 1{,}0;$$

$$\frac{2{,}19}{2{,}48} + \left(1 - \frac{5095\text{x}350/1{,}0}{8096\text{x}350/1{,}0}\right) \cdot \left(\frac{2\text{x}5{,}67}{10{,}96} - 1\right)^2 = 0{,}884 \leq 1{,}0.$$

Сечение является достаточным для обеспечения прочности по первой группе граничных состояний при заданной нагрузке.

4.10 Расчет на совместное действие изгибающего момента и местной нагрузки или опорной реакции

Поперечное сечение при совместном действии изгибающего момента M_{Ed} и поперечной силы от местной нагрузки или опорной реакции F_{Ed} должно удовлетворять условиям:

$$M_{Ed}/M_{c,Rd} \leq 1, \qquad (4.32а)$$

$$F_{Ed}/F_{w,Rd} \leq 1, \qquad (4.32б)$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Ed}} + \frac{F_{Ed}}{R_{w,Ed}} \leq 1{,}25, \qquad (4.32в)$$

где:

$M_{c,Rd}$ предельный момент для сечения, приведенный в 4.3;

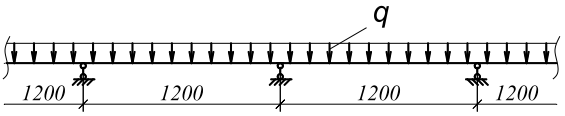
$R_{w,Rd}$ несущая способность стенки при местном поперечном воздействии, см. 4.6.

В формуле (4.32в) изгибающий момент M_{Ed} может быть рассчитан для края опоры. Для элементов и профилированных листов с более чем одной стенкой $R_{w,Rd}$ равно сумме несущих способностей отдельных стенок.

Пример 4.6 Проверить несущую способность неразрезного многопролетного настила покрытия из холодноформованных профилированных трапециевидных листов (геометрические параметры листа из примера 3.6).

Исходные данные

Многопролетный (>4 пролетов) настил из профилированных листов передает равномерно распределенную нагрузку q = 2,4 кН/м² на прогоны с шириной полки 60 мм, расположенные с шагом 1200 мм. Необходимо проверить несущую способность листа по первой группе граничных состояний при расположении листа узкими полками вверх.



Размеры поперечного сечения по точкам пересечения срединных линий плоских участков:

- высота: h_w = 33 мм;
- ширина узких полок: b_1 = 36 мм;
- ширина широких полок: b_2 = 122 мм;
- длина стенки: s = 43,3 мм;
- угол наклона стенки к горизонтали: φ = 50°;
- внутренний радиус гиба: $_r$ = 4,0 мм;
- количество стенок на 1 м.п.: 5,88шт/м.

Характеристики материала

Номинальная толщина листа	t_{nom}=0,50 мм
Толщина стали ядра	t=0,46 мм
Класс стали	S250GD+Z
Основной предел текучести стали	f_{yb}=250 Н/мм^2
Модуль упругости стали	E=210000 Н/мм^2
Коэффициент Пуассона	ν=0,3
Коэффициенты надежности:	γ_{M0} = 1,0 γ_{M1} = 1,0.

Геометрические характеристики сечения профиля:

- полного сечения (см. пример 3.6):

$$I_{y,gr} = 90710 \text{ мм}^4\text{/м.п.},\ W_{y,gr} = 3725 \text{ мм}^3\text{/м.п.};$$

- эффективного сечения при сжатых узких полках (см. пример 3.6):

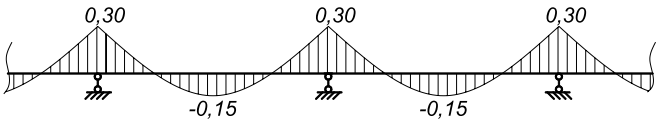
$$I_{y,eff,1}=69009 \text{ мм}^4\text{/м.п.},\ W_{y,eff,1} =2880 \text{ мм}^3\text{/м.п.};$$

- эффективного сечения при сжатых широких полках:

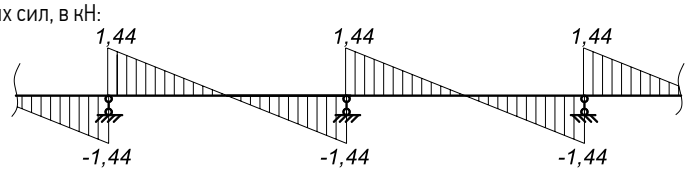
$$I_{y,eff,2}= 45850 \text{ мм}^4\text{/м.п.},\ W_{y,eff,2} = 2036 \text{ мм}^3\text{/м.п.}.$$

Расчет внутренних усилий в настиле

Эпюра моментов, в кНм:



Эпюра поперечных сил, в кН:



- изгибающий момент в пролете (при сжатых верхних полках):

$$M_{Ed1}=0{,}15 \text{ кНм};$$

- изгибающий момент на опоре (при сжатых нижних полках):

$$M_{Ed2}=0{,}3 \text{ кНм};$$

– поперечная сила: F_{Ed} = 2,88кН;

– усилие сдвига: V_{Ed} = 1,44 кН.

Проверка несущей способности сечения на изгиб.

– несущая способность на изгиб при сжатых узких полках (4.6а):

$$M_{c,Rd,1} = W_{eff,1} f_{yb}/\gamma_{M0} = 2880\times250/1{,}0 = 720000 \text{ Нмм} = 0{,}72 \text{ кНм};$$

– несущая способность на изгиб при сжатых широких полках (4.6а):

$$M_{c,Rd,2} = W_{eff,2} f_{yb}/\gamma_{M0} = 2036\times250/1{,}0 = 509000 \text{ Нмм} = 0{,}59 \text{кНм};$$

– проверка прочности при изгибе в пролете по (4.5):

$$M_{Ed,1}/M_{c,Rd,1} = 0{,}15/0{,}72 = 0{,}208 < 1{,}0;$$

– проверка прочности при изгибе на опоре (4.5):

$$M_{Ed,2}/M_{c,Rd,2} = 0{,}3/0{,}59 = 0{,}508 < 1{,}0.$$

Таким образом, прочность сечения при действии изгибающих усилий обеспечена.

Проверка несущей способности на сдвиг

– условная гибкость стенки без продольных элементов жесткости (4.15а):

$$\bar{\lambda}_w = 0{,}346 \cdot \frac{s_w}{t} \cdot \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}} = 0{,}346 \times \frac{43{,}3}{0{,}46} \times \sqrt{\frac{250}{210000}} = 1{,}124;$$

– критическое напряжение при сдвиге, учитывающее потерю устойчивости стенки без элементов жесткости по таблице 4.2, при $0{,}83 < \bar{\lambda}_w = 1{,}124 < 1{,}40$:

$$f_{bv} = \frac{0{,}48 f_{yb}}{\bar{\lambda}_w} = 0{,}48 \times \frac{250}{1{,}124} = 106{,}76 \text{ МПа}$$

– несущая способность одной стенки на сдвиг (4.14):

$$V_{b,Rd} = \frac{\frac{h_w}{sin\phi} \cdot t \cdot f_{bv}}{\gamma_{M0}} = \frac{\frac{33}{sin50^\circ} \times 0{,}46 \times 106{,}76}{1{,}0} = 212\text{Н} = 2{,}13\text{кН};$$

– несущая способность погонного метра настила на сдвиг:

$$V_{b,Rd} = 2{,}13\times5{,}88 = 12{,}53 \text{ кН};$$

– проверка прочности на сдвиг по (4.13):

$$\frac{V_{Ed}}{V_{b\,Rd}} = \frac{1{,}44}{12{,}53} = 0{,}115 < 1{,}0.$$

Таким образом, прочность сечения на сдвиг обеспечена.

Так как $V_{Ed}/V_{b,Rd} < 0{,}5$, проверка на совместное действие изгиба и сдвига (4.31) не требуется.

Проверка несущей способности при местном поперечном воздействии

– проверка возможности расчета (4.23):

r/t = 4/0,46 = 8,7<10 – условие выполняется;

h_w/t = 33/0,46 = 71,7<200 sinϕ = 200×0,766 = 153,2 – условие выполняется;

45° < ϕ = 50° < 90° – условие выполняется.

– эффективная длина нагружения для категории 2 (4.25б) при:

$$\beta_V = \frac{|1{,}92| - |1{,}92|}{|1{,}92| + |1{,}92|} = 0 < 0{,}2, \text{тогда}$$

$$l_a = s_s = 60 \text{ мм};$$

– для профилированных настилов при категории 2 (реакция средней опоры), по (4.26в):

$$\alpha = 0{,}15;$$

– несущая способность одной стенки при местном поперечном воздействии (4.24):

$$R_{w,Rd} = \alpha t^2 \sqrt{f_{yb}E} \cdot \left(1 - 0{,}1\sqrt{r/t}\right) \times \left[\ 0{,}5 + \sqrt{\ 0{,}02\, l_a/t}\right] \cdot \frac{2{,}4 + (\phi/90)^2}{\gamma_{M1}} =$$
$$= 0{,}15x0{,}46^2 \times \sqrt{250x210000} \times \left(1 - 0{,}1\sqrt{4/0{,}46}\ \right) \times$$
$$\times \left[\ 0{,}5 + \sqrt{\ 0{,}02x60/0{,}46}\ \right] \times \frac{2{,}4 + (50/90)^2}{1{,}0} = 929{,}05\text{Н} = 0{,}93\text{кН}.$$

– несущая способность погонного метра настила при местном поперечном воздействии:

$$R_{w,Rd} = 0{,}93 \times 5{,}88 = 5{,}47\text{кН};$$

– проверка прочности при местном поперечном воздействии по (4.19):

$$F_{Ed} = 2{,}88\ \text{кН} < R_{w,Rd} = 5{,}47\text{кН}.$$

Прочность сечения при местном поперечном воздействии обеспечена.

– проверка прочности при совместном действии изгиба и местного поперечного воздействия по (4.32в):

$$M_{Ed}/M_{c,Ed} + F_{Ed}/R_{w,Ed} = 0{,}3/0{,}59 + 2{,}88/5{,}47 = 1{,}03 < 1{,}25.$$

Прочность сечения при совместном действии изгиба и местного поперечного воздействия обеспечена. Сечение листа является достаточным для обеспечения прочности по первой группе граничных состояний при заданной нагрузке.

РАЗДЕЛ 5. РАСЧЕТ НА УСТОЙЧИВОСТЬ СТАЛЬНЫХ ХОЛОДНОФОРМОВАННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

В элементах с поперечными сечениями, предрасположенными к скручиванию, должна учитываться возможная плоская форма потери устойчивости сжатых полок и, большей частью, изгибаемых в плоскости полок.

Влияние местной потери устойчивости и потери устойчивости формы сечения должно учитываться в соответствии с указаниями 3.5.

5.1 Проверка устойчивости сжатых элементов постоянного сечения

Сжатый элемент следует проверять на устойчивость по следующей зависимости:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1{,}0, \tag{5.1}$$

где:

N_{Ed} расчетное значение сжимающей силы;

$N_{b,Rd}$ расчетное значение несущей способности сжатого элемента по устойчивости.

Для элементов несимметричных сечений класса 4 следует учитывать дополнительный момент ΔM_{Ed}, вызванный эксцентриситетом центральной оси эффективного сечения, см. также 4.8, а совместное действие осевой силы и момента следует принимать по 6.3.3 [5].

Расчетное значение несущей способности по устойчивости сжатого элемента с поперечным сечением класса 4 следует принимать равным:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}}, \tag{5.2}$$

где:

χ понижающий коэффициент для соответствующей кривой потери устойчивости.

При определении A и A_{eff} отверстия на концах колонн учитывать не следует.

Всего различают четыре класса поперечных сечений:

- поперечные сечения класса 1 – те, в которых может образоваться пластический шарнир;
- поперечные сечения класса 2 – те, в которых могут развиваться пластические деформации, но в которых ограничена вращательная способность вследствие потери местной устойчивости;
- поперечные сечения класса 3 – те, в которых напряжение в крайних сжатых волокнах стального элемента при упругом распределении напряжений может достигнуть предела текучести, но потеря местной устойчивости препятствует развитию пластических деформаций;
- поперечные сечения класса 4 – те, в которых потеря местной устойчивости наступает до достижения предела текучести в одной или более зонах поперечного сечения.

При центральном сжатии элементов значение χ в зависимости от условной гибкости $\bar{\lambda}$ следует определять по соответствующей кривой потери устойчивости по формуле:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}, \text{ при } \chi \leq 1{,}0, \tag{5.3}$$

где:

$\phi = 0{,}5\alpha[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0{,}2) + \bar{\lambda}^2]$;

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

α коэффициент, учитывающий начальные несовершенства;

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

Коэффициент α, соответствующий определенной кривой потери устойчивости, принимается по таблицам 5.1 и 5.2.

Таблица 5.1 - Коэффициент, учитывающий начальные несовершенства для кривых потери устойчивости при центральном сжатии

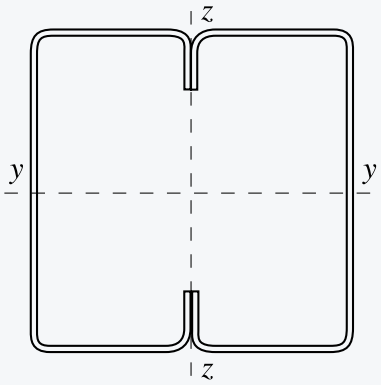
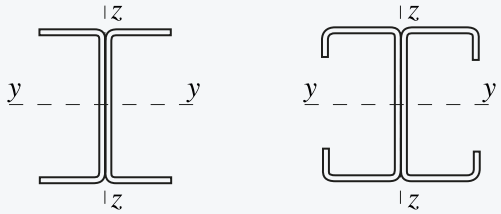
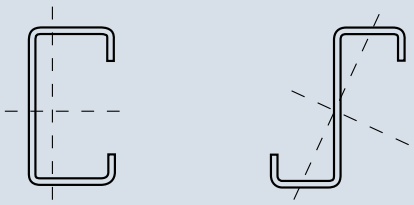
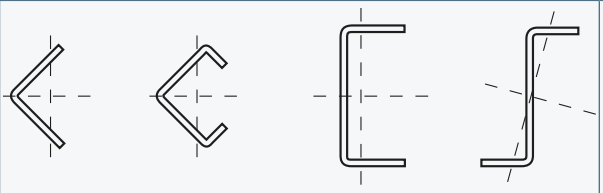
Кривая потери устойчивости	a_0	a	b	c	d
Коэффициент α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Кривая потери устойчивости для поперечных сечений, не включенных в таблицу 5.2, может быть получена аналогично.

Несущую способность по устойчивости для замкнутых составных поперечных сечений следует определять, используя:

- кривую потери устойчивости b в сочетании с основным пределом текучести f_{yb} плоского листа, из которого изготовляют элемент способом холодного формования, или
- кривую потери устойчивости c в сочетании со средним значением предела текучести f_{yb} для элемента после холодного формования, определяемого по 3.2.3 [6], при $A_{eff} = A_g$.

Таблица 5.2 Кривые потери устойчивости для различных типов поперечных сечений

Тип поперечного сечений		Потеря устойчивости относительно оси	Кривая потери устойчивости
	если используется f_{yb}	Любая	b
	если используется f_{ya}*)	Любая	c
		y-y z-z	a b
		Любая	b
 или другое поперечное сечение		Любая	c

*) Среднее значение предела текучести f_{ya} не допускается использовать кроме случая $A_{eff}=A_g$

Численные значения понижающего коэффициента χ для соответствующей условной гибкости $\bar{\lambda}$ можно определить по графику на рисунке 5.1.

При гибкости $\bar{\lambda} \leq 0{,}2$ или при $N_{ed}/N_{cr} \leq 0{,}04$ потерей устойчивости можно пренебречь и проверять поперечное сечение только на прочность.

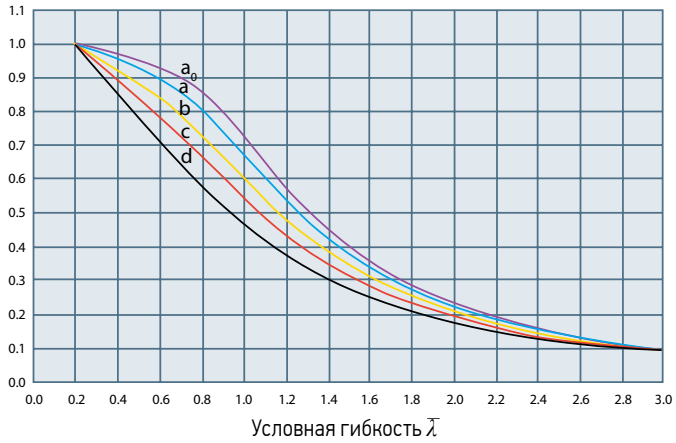


Рисунок 5.1 Кривые потери устойчивости

Условная гибкость $\bar{\lambda}$ может быть определена как:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{\sqrt{\frac{A_{eff}}{A}}}{\lambda_1}, \tag{5.4}$$

где:

L_{cr} расчетная длина;

i радиус инерции поперечного сечения брутто относительно соответствующей оси;

$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}}$.

Расчетная длина L_{cr} определяется по формуле:

$$L_{cr} = \mu L, \tag{5.5}$$

где:

μ коэффициент, зависящий от условий закрепления элемента (см. рисунок 5.2);

L геометрическая длина элемента.

Схема закрепления и вид нагрузки						
μ	1,0	0,7	0,5	2,0	1,0	2,0

Рисунок 5.2 Схемы для определения коэффициентов расчетной длины μ

Для элементов открытого кососимметричного поперечного сечения (например, Z-образных прогонов с одинаковыми полками) должна быть учтена возможность того, что несущая способность элемента из условия по-

тери устойчивости по крутильной форме может быть меньше, чем несущая способность элемента из условия потери плоской формы устойчивости.

Для элементов открытого поперечного сечения с одной осью симметрии (рисунок 5.3), должна быть учтена возможность того, что несущая способность элемента из условия потери устойчивости по изгибно-крутильной форме может быть меньше, чем несущая способность элемента из условия потери плоской формы устойчивости.

Для элементов асимметричного открытого поперечного сечения должна быть учтена возможность того, что несущая способность элемента из условия потери устойчивости по крутильной или изгибно-крутильной форме может быть меньше, чем несущая способность элемента из условия потери плоской формы устойчивости.

Условную гибкость $\bar{\lambda}_T$ при крутильной или изгибно-крутильной форме потери устойчивости следует принимать равной:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}}, \tag{5.6}$$

где:

$N_{cr} = N_{cr,TF}$ - при $N_{cr} < N_{cr,T}$;

$N_{cr,TF}$ критическая сила потери устойчивости в упругой стадии по изгибно-крутильной форме;

$N_{cr,T}$ критическая сила потери устойчивости в упругой стадии по крутильной форме.

Расчетную несущую способность $N_{b,Rd}$ из условия потери устойчивости по крутильной или изгибно-крутильной форме следует определять по (5.2), принимая соответствующую кривую потери устойчивости относительно оси z-z по таблице 5.2.

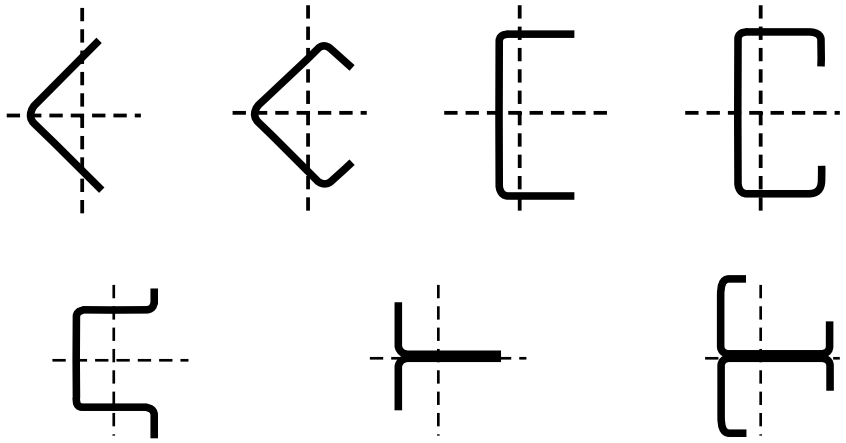


Рисунок 5.3 Поперечные сечения с одной осью симметрии, предрасположенные к потере устойчивости по изгибно-крутильной форме

Критическую силу $N_{cr,T}$ для крутильной формы потери устойчивости в упругой стадии свободно опертой балки следует определять по формуле:

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2}\left(GI_t + \frac{\pi^2 EI_w}{l_T^2}\right), \tag{5.7а}$$

$$i_0^2 = i_y^2 + i_z^2 + y_0^2 + z_0^2, \tag{5.7б}$$

где:

G модуль сдвига;

I_t момент инерции при свободном кручении полного сечения;

I_w секториальный момент инерции полного сечения;

i_y радиус инерции полного сечения относительно оси y-y;

i_z радиус инерции полного сечения относительно оси z-z;

l_T расчетная длина элемента, теряющего устойчивость по крутильной форме;

y_o, z_o координаты центра сдвига относительно центра тяжести полного поперечного сечения.

Для сечения с двумя осями симметрии (например, $y_o = z_o = 0$) критическая сила в упругой стадии Ncr определятся по формуле:

$$N_{cr,TF} = N_{cr,T}, \tag{5.8}$$

где $N_{cr,i}$ должно определяться как наименьшее из этих значений: $N_{cr,y}$, $N_{cr,z}$, $N_{cr,TF}$.

Для поперечных сечений, симметричных относительно оси y-y (например, $z_o = 0$), в упругой стадии критическая сила $N_{cr,TF}$ для изгибно-крутильной формы потери устойчивости должна определяться следующим образом:

$$N_{cr,TF} = \frac{N_{cr,y}}{2\beta}\left[1 + \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}} - \sqrt{\left(1 - \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}}\right)^2 + 4\left(\frac{y_0}{i_0}\right)^2 \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}}}\right], \tag{5.9}$$

где:

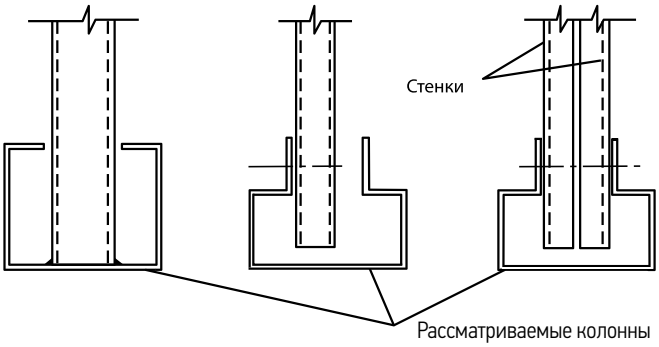
$\beta = 1 - \left(\frac{y_0}{i_0}\right)^2$.

Расчетная длина l_T элемента, теряющего устойчивость по крутильной или изгибно-крутильной форме, должна определяться с учетом степени его защемления от кручения и депланации на каждом конце элемента длиной L_T.

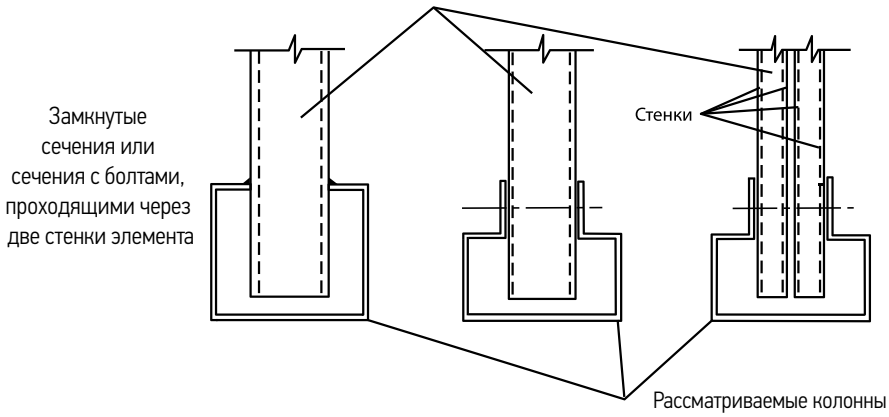
В зависимости от типа соединения на концах элемента могут приниматься следующие значения l_T/L_T:

1,0 для соединений, обеспечивающих частичное закрепление от кручения и депланации (рисунок 5.4а);

0,7 для соединений, обеспечивающих значительное закрепление от кручения и депланации (рисунок 5.4б).



а) соединения, обеспечивающие частичное закрепление от кручения и депланации



б) соединения, обеспечивающие значительное закрепление от кручения и депланации

Рисунок 5.4 Закрепление от кручения и депланации

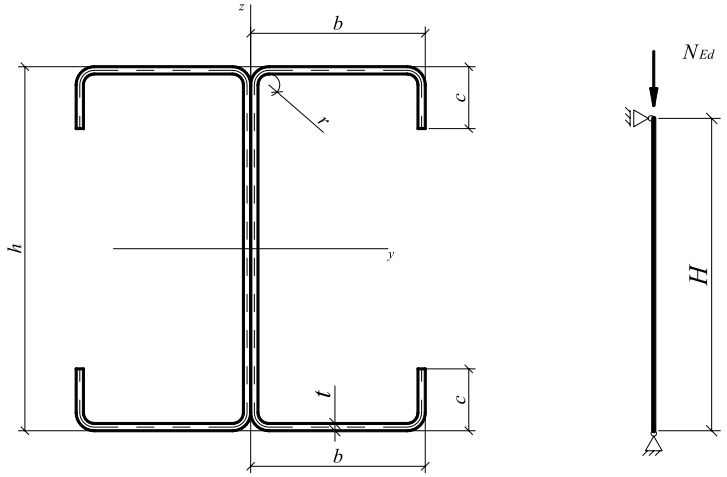
Пример 5.1 Выполнить проверку устойчивости сжатого элемента. Сжатый элемент представляет собой стойку, состоящую из двух С-профилей. Профиля соединены жестко по всей длине (например, путем сваривания). Раскрепление по высоте стойки отсутствуют.

Исходные данные

Высота элемента H = 3,30 м

Сжимающая нагрузка N_{Ed}= 40 кН

Расчетная схема и схема поперечного сечения стойки приведены ниже.



Размеры поперечного сечения и свойства материала:

Общая высота h = 250 мм

Общая ширина полки b = 60 мм

Общая ширина краевого отгиба c = 21 мм

Внутренний радиус r = 3 мм

Толщина профиля $t_{пот}$= 1,50 мм

Расчетная толщина профиля без учета покрытия t = 1,46 мм

Основной предел текучести стали f_{yb}= 350 Н/мм^2

Модуль упругости стали E = 210000 Н/мм^2

Коэффициент Пуассона ν = 0,3

Касательный модуль G = 81000Н/мм^2

Коэффициенты надежности γ_{M0}= 1,0
γ_{M1}= 1,0

Геометрические характеристики полного поперечного сечения

Площадь поперечного сечения A=1166,5 мм^2

Радиусы инерции i_y=93,6 мм; i_z=25,7 мм

Момент инерции относительно оси y-y I_y=10,25·10^6 мм^4

Момент инерции относительно оси z-z I_z=78,7·10^4 мм^4

Секториальный момент инерции I_ω=866·10^8 мм^6

Момент инерции при свободном кручении I_t=1540 мм^4

Эффективная площадь A_{eff}=515,44 мм^2

Проверка прочности поперечного сечения

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1{,}0.$$

где:

$$N_{c,Rd} = \frac{f_{yb} A_{eff}}{\gamma_{M0}}.$$

Поперечное сечение является дважды симметричным, поэтому эксцентриситет приложения вертикальной нагрузки относительно оси y-y равен нулю.

Проверка прочности:

$$\frac{40 \cdot 10^3}{515{,}44 \cdot 350/1{,}0} = 0{,}22 \leq 1.$$

Условие прочности выполняется.

Проверка устойчивости элемента

Элементы подверженные действию сжимающей нагрузки должны удовлетворять условию (5.1):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1{,}0.$$

где:

$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}}$;

χ понижающий коэффициент для соответствующей кривой потери устойчивости;

$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$, при $\chi \leq 1{,}0$;

$\phi = 0{,}5 \cdot [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0{,}2) + \bar{\lambda}^2]$;

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

α коэффициент, учитывающий начальные несовершенства;

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

Определение понижающих коэффициентов χ_y, χ_z, χ_T

Условная гибкость $\bar{\lambda}$ определяется по формуле (5.4):

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{\sqrt{\frac{A_{eff}}{A}}}{\lambda_1}.$$

Расчетная длина L_{cr} определяется по формуле:

$$L_{cr} = \mu H,$$

Для приведенной выше расчетной схемы μ=1, тогда

$L_{cr,y} = L_{cr,z} = H$=3300 мм.

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000}{350}} = 76{,}95.$$

Устойчивость относительно оси y-y (см. таблицу 5.2):

$$\bar{\lambda}_y = \frac{L_{cr,y}}{i_y} \frac{\sqrt{\frac{A_{eff}}{A}}}{\lambda_1} = \frac{3300}{93{,}6} \cdot \frac{\sqrt{515{,}44/1166{,}5}}{76{,}95} = 0{,}3.$$

Для кривой потери устойчивости a (см. таблицу 5.1), коэффициент учитывающий начальные несовершенства равен:

$$\alpha_y = 0{,}21.$$

$$\phi_y=0{,}5\cdot[1+\alpha(\bar{\lambda}-0{,}2)+\bar{\lambda}^2]=0{,}5\cdot[1+0{,}21(0{,}3-0{,}2)+0{,}3^2]=0{,}556.$$

$$\chi_y=\frac{1}{0{,}556+\sqrt{0{,}556^2-0{,}3^2}}=0{,}976.$$

Устойчивость относительно оси z-z (см. таблицу 5.2):

$$\bar{\lambda}_z=\frac{L_{cr,z}}{i_z}\frac{\sqrt{\frac{A_{eff}}{A}}}{\lambda_1}=\frac{3300}{25{,}7}\cdot\frac{\sqrt{515{,}44/1166{,}5}}{76{,}95}=1{,}1$$

Для кривой потери устойчивости b (см. таблицу 5.1), коэффициент учитывающий начальные несовершенства равен:

$$\alpha_y=0{,}34.$$

$$\phi_z=0{,}5\cdot[1+\alpha(\bar{\lambda}-0{,}2)+\bar{\lambda}^2]=0{,}5\cdot[1+0{,}34(1{,}1-0{,}2)+1{,}1^2]=1{,}258.$$

$$\chi_z=\frac{1}{1{,}258+\sqrt{1{,}258^2-1{,}1^2}}=0{,}535.$$

Устойчивость при кручении по (5.7):

$$N_{cr,T}=\frac{1}{i_0^2}\left(GI_t+\frac{\pi^2EI_w}{l_T^2}\right),$$

где:

$i_0^2=i_y^2+i_z^2+y_0^2+z_0^2$;

y_o, z_o координаты центра сдвига относительно центра тяжести полного поперечного сечения: $y_0=z_0=0$;

$i_0^2=93{,}6^2+25{,}7^2+0+0=9421{,}45$ мм^2;

$l_T=H=3300$ мм.

Критическая сила для крутильной формы потери устойчивости в упругой стадии равна:

$$N_{cr,T}=\frac{1}{9421{,}45}\left(81000\cdot1540+\frac{\pi^2\cdot210000\cdot866\cdot10^8}{3300^2}\right)=1762{,}6\text{ кН}.$$

Условная гибкость $\bar{\lambda}_T$ при крутильной или изгибно-крутильной форме потери устойчивости:

$$\bar{\lambda}=\sqrt{\frac{A_{eff}f_y}{N_{cr}}}=\sqrt{\frac{515{,}44\cdot350}{1762600}}=0{,}32;$$

$$\alpha_T=0{,}34;$$

$$\phi_T=0{,}5\cdot[1+\alpha(\bar{\lambda}-0{,}2)+\bar{\lambda}^2]=0{,}5\cdot[1+0{,}34(0.32-0{,}2)+0{,}32^2]=0{,}571.$$

$$\chi_T=\frac{1}{0{,}571+\sqrt{0{,}571^2-0{,}32}}=0{,}958$$

Минимальное значение понижающего коэффициента среди коэффициентов χ_y, χ_z, χ_T:

$$\chi_z=0{,}535.$$

$$N_{b,Rd}=\frac{\chi A_{eff}f_y}{\gamma_{M1}}=\frac{0{,}535\cdot515{,}44\cdot350}{1{,}0}=96516\text{ Н}=96{,}5\text{ кН}.$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}}=\frac{40{,}0}{96{,}5}=0{,}414\le1{,}0$$

Устойчивость элемента обеспечена.

5.2 Проверка устойчивости изгибаемых элементов постоянного сечения

Элемент, изгибаемый относительно главной оси и не раскрепленный из плоскости действия изгибающего момента, следует проверять на устойчивость плоской формы изгиба по формуле:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1{,}0. \qquad (5.10)$$

где:

M_{Ed} расчетное значение изгибающего момента;

$M_{b,Rd}$ расчетное значение несущей способности изгибаемого элемента по устойчивости плоской формы изгиба.

Балки с достаточным раскреплением сжатой полки не теряют устойчивости плоской формы изгиба. Кроме того, балки определенного типа поперечного сечения, такого как квадратные или круглые замкнутые сечения из листового проката постоянной толщины, сварные круглые трубы или прямоугольные коробчатые сечения, также не подвержены потере устойчивости плоской формы изгиба.

Расчетное значение несущей способности по устойчивости плоской формы изгиба для балок, не раскрепленных из плоскости действия изгибающего момента, следует принимать равным:

$$M_{b,Rd}=\chi_{LT}\, W_y f_y/\gamma_{M1}\,, \qquad (5.11)$$

где:

W_y соответствующий момент сопротивления сечения, принимаемый следующим образом:

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

χ_{LT} понижающий коэффициент при потере устойчивости плоской формы изгиба.

При определении W_y отверстия на конце балки учитывать не следует.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \left(\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2\right)^{0.5}}\text{, но } \chi_{LT} \leq 1{,}0, \qquad (5.12)$$

где:

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

α_{LT} коэффициент, учитывающий начальные несовершенства, определяется по кривой b и для изгибаемых элементов равен α_{LT}= 0,34.

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

M_{cr} критический момент потери устойчивости плоской формы изгиба в упругой стадии. M_{cr} основан на геометрических характеристиках полного сечения и определяется в соответствии с условиями передачи нагрузки, распределения момента и раскреплений, как представлено в формуле (5.13) и таблицах 5.3 и 5.4.

Согласно [10], для моносимметрических поперечных сечений, для различных схем передачи нагрузок, критический момент потери устойчивости плоской формы изгиба в упругой стадии определяется по формуле:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(k_z L)^2}\left\{\left[\left(\frac{k_z}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k_z L)^2 G I_T}{\pi^2 E I_z} + \left(C_2 z_g - C_3 z_j\right)^2\right]^{0.5} - \left(C_2 z_g - C_3 z_j\right)\right\}, \qquad (5.13)$$

где:

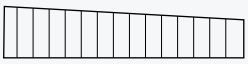
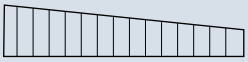
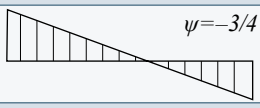
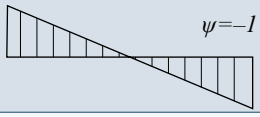
I_T момент инерции при свободном кручении полного сечения;

I_w секториальный момент инерции полного сечения;

I_z момент инерции полного сечения относительно малой оси;

L не раскрепленная длина балки.

Таблица 5.3 Коэффициенты C1 и C3 для балок с моментами на опорах

Нагрузка и граничные условия	Эпюра моментов	k_z	C_1	C_3	
				$\psi_f \leq 0$	$\psi_f > 0$
	$\psi=+1$	1,0 0,5	1,00 1,05	1,000 1,019	
	$\psi=+3/4$ 	1,0 0,5	1,14 1,19	1,000 1,017	
	$\psi=+1/2$ 	1,0 0,5	1,31 1,37	1,000 1,000	
	$\psi=+1/4$	1,0 0,5	1,52 1,60	1,000 1,000	
	$\psi=0$	1,0 0,5	1,77 1,86	1,000 1,000	
	$\psi=-1/4$	1,0 0,5	2,06 2,15	1,000 1,000	0,850 0,650
	$\psi=-1/2$	1,0 0,5	2,35 2,42	1,000 0,950	$1,3-1,2\psi_f$ $0,77\psi_f$
	$\psi=-3/4$ 	1,0 0,5	2,60 2,45	1,000 0,850	$0,55\psi_f$ $0,33\psi_f$
	$\psi=-1$ 	1,0 0,5	2,60 2,45	$-\psi_f$ $-0,125-0,7\psi_f$	$-\psi_f$ $-0,125-0,7\psi_f$

- для балок с моментами на опорах $C_2 z_g = 0$;
- $\psi_f = \frac{I_{fc}-I_{ft}}{I_{fc}+I_{ft}}$,
- где I_{fc} и I_{ft} моменты инерции сжатых и растянутых полок соответственно, определенные относительно слабой оси сечения (ось z-z)
- C_1 должно быть поделено на 1,05 когда $\frac{\pi}{k_w L}\sqrt{\frac{EI_w}{GI_T}} \leq 1,0$, но $C_1 \geq 1,0$.

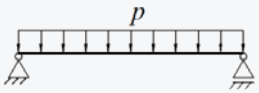
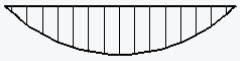
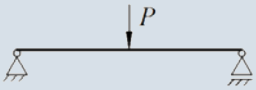
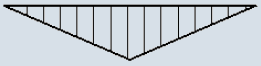
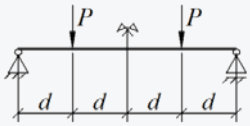
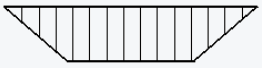
C_1, C_2, C_3 коэффициенты, которые зависят от условий приложения нагрузок, условий закреплений и представлены в таблицах 5.3 и 5.4. В таблицах 5.3 и 5.4 представлены условия закреплений для балок на шарнирных опорах, однако и другие варианты раскреплений могут быть рассмотрены с помощью коэффициентов k_z и k_w, описанных ниже;

k_z, k_w коэффициенты эффективной длины, которые зависят от условий закрепления торцевых сечений. Коэффициент k_z зависит от поворота торцевых сечений относительно более слабой оси z-z, а коэффициент k_w характеризует ограничение депланации того же сечения. Значения коэффициентов находятся в пределах от 0,5 (ограниченные деформации) до 1,0 (свободные деформации), и равны 0,7 в случае свободных деформаций на одном конце и ограниченных деформаций на другом конце элемента. Допускается принимать значения $k_z = k_w = 1,0$;

$z_g = (z_a - z_s)$, где z_a и z_s являются z-координатами точки приложения нагрузки и центра кручения. Эти координаты положительные, если размещены в сжатой части и отрицательные, если размещены в растянутой части сечения;

$z_j = z_s - \left[0,5 \int_A (y^2 + z^2)(z/I_y)dA\right]$ параметр, который отражает степень асимметрии поперечного сечения по отношению к осям y-y. Он равен нулю для балок с дважды симметричным поперечным сечением и приобретает положительные значения когда в поперечном сечении с максимальным изгибающим моментом полки с большим моментом инерции относительно оси z-z являются сжатыми.

Таблица 5.4 Коэффициенты C_1, C_2 и C_3 для балок с изгибающей нагрузкой

Нагрузка и граничные условия	Эпюра моментов	k_z	C_1	C_2	C_3
		1,0 0,5	1,127 0,970	0,454 0,360	0,525 0,478
		1,0 0,5	1,348 1,050	0,630 0,480	0,411 0,338
		1,0 0,5	1,040 0,950	0,420 0,310	0,562 0,539

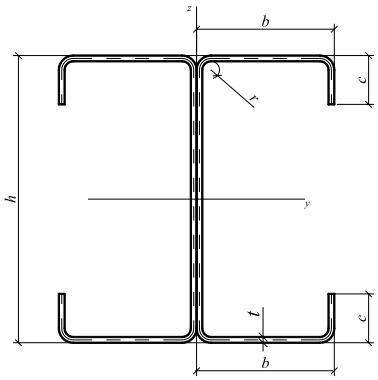
Пример 5.2 Выполнить проверку устойчивости изгибаемого элемента. Изгибаемый элемент представляет собой балку, состоящую из двух С-профилей. Опоры балки – шарнирные. Раскрепления по длине балки отсутствуют.

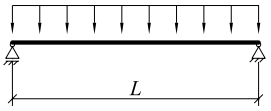
Исходные данные

Длина элемента L = 4000 мм

Максимальный изгибающий момент M_{Ed}= 15 кНм

Расчетная схема и схема поперечного сечения балки приведены ниже.





Размеры поперечного сечения и свойства материала:

Общая высота h=250 мм

Общая ширина полки b=60 мм

Общая ширина краевого отгиба c=21 мм

Внутренний радиус r=3 мм

Толщина профиля t_{nom}=1,50 мм

Расчетная толщина профиля без учета покрытия t=1,46 мм

Основная граница текучести стали f_{yb}=350 Н/мм^2

Модуль упругости стали E=210000 Н/мм^2

Коэффициент Пуассона ν=0,3

Касательный модуль G=81000Н/мм^2

Коэффициенты надежности γ_{M0}= 1,0

γ_{M1}= 1,0

Геометрические характеристики полного поперечного сечения

Площадь поперечного сечения	A=1166,5 мм^2
Радиусы инерции	i_y=93,6 мм; i_z=25,7 мм
Момент инерции относительно оси y-y	I_y=10,25·10^6 мм^4
Момент инерции относительно оси z-z	I_z=78,7·10^4 мм^4
Секториальный момент инерции	I_ω=866·10^8 мм^6
Момент инерции при свободном кручении	I_t=1540 мм^4
Минимальный эффективный момент сопротивления сечения относительно оси y-y	$W_{eff,y,min}$=57676 мм^3

Проверка прочности поперечного сечения

Расчетная несущая способность поперечного сечения при изгибе:

$$M_{c,Rd}=W_{eff}f_{yb}/\gamma_{M0}=(57676\cdot10^{-9}\cdot350\cdot10^3)/1{,}0=20{,}18 \text{ кН}.$$

Проверка прочности на изгиб:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}}=\frac{15{,}0}{20{,}18}=0{,}743\leq1{,}0.$$

$$\frac{40\cdot10^3}{515{,}44\cdot350/1{,}0}=0{,}22\leq1.$$

Условие прочности выполняется.

Проверка на устойчивость плоской формы изгиба

Элемент, изгибаемый относительно главной оси и не раскрепленный из плоскости действия изгибающего момента, следует проверять на устойчивость плоской формы изгиба по формуле:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}}\leq1{,}0.$$

Определение понижающего коэффициента χ_{LT}

$$\chi_{LT}=\frac{1}{\phi_{LT}+\sqrt{\phi_{LT}{}^2-\bar{\lambda}_{LT}{}^2}},\ \text{при}\ \chi_{LT}\leq1{,}0;$$

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

α_{LT}=0,34 согласно кривой потери устойчивости b;

$$\bar{\lambda}_{LT}=\sqrt{\frac{W_{eff,y,min}f_{yb}}{M_{cr}}};$$

M_{cr} критический момент потери устойчивости плоской формы изгиба.

$$M_{cr}=C_1\frac{\pi^2EI_z}{L^2}\sqrt{\frac{I_w}{I_z}+\frac{L^2GI_t}{\pi^2EI_z}};$$

Коэффициент C_1 (по табл. 5.4) для равномерно загруженной балки на шарнирных опорах.

$$C_1=1{,}127.$$

$$M_{cr}=1{,}127\cdot\frac{\pi^2\cdot210000\cdot78{,}7\cdot10^4}{4000^2}\times\sqrt{\frac{866\cdot10^8}{78{,}7\cdot10^4}+\frac{4000^2\cdot81000\cdot1540}{\pi^2\cdot210000\cdot78{,}7\cdot10^4}}=38{,}4 \text{ кНм}.$$

$$\bar{\lambda}_{LT}=\sqrt{\frac{W_{eff,y,min}f_{yb}}{M_{cr}}}=\sqrt{\frac{57676\cdot350}{38{,}4\cdot10^6}}=0{,}725.$$

$$\phi_{LT}=0{,}5\cdot\left[1+\alpha_{LT}\left(\bar{\lambda}_{LT}-0{,}2\right)+\overline{\lambda_{LT}}^2\right]=0{,}5\cdot[1+0{,}34(0{,}725-0{,}2)+0{,}725^2\ ]=0{,}852.$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}{}^2 - \bar{\lambda}_{LT}{}^2}} = \frac{1}{0{,}852 + \sqrt{0{,}852^{\,2} - 0{,}725^{\,2}}} = 0{,}77.$$

Расчетное значение несущей способности по устойчивости плоской формы изгиба для балок, не раскрепленных из плоскости действия изгибающего момента:

$M_{b,Rd}=\chi_{LT}\, W_{eff,y} f_{yb}/\gamma_{M1}$ =0,77·57676·10^{-9}·350·10^{3}/1,0=15,54 кНм.

Проверка устойчивости балки:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{15}{15{,}54} = 0{,}965 \leq 1{,}0.$$

Устойчивость элемента обеспечена.

5.3 Проверка устойчивости элементов постоянного сечения подверженных изгибу и осевому сжатию (растяжению)

Для проверки устойчивости сжато-изгибаемых элементов применяется методика изложенная в 6.3.3 ДСТУ-Н Б EN 1991-1-1 [5].

Как вариант, можно использовать упрощенную формулу:

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{b,Ed}}\right)^{0.8} + \left(\frac{M_{Ed}}{M_{b,Ed}}\right)^{0.8} \leq 1{,}0, \qquad (5.14)$$

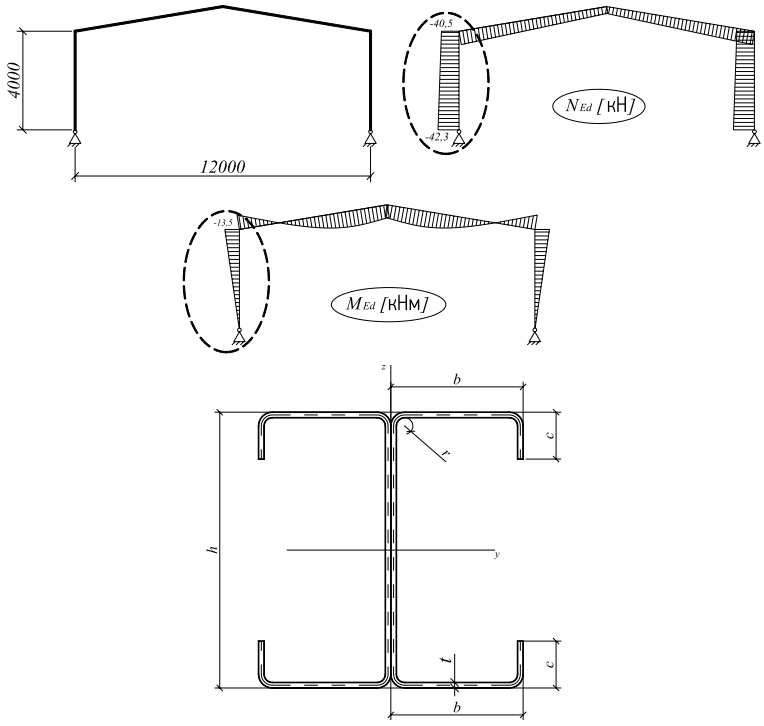
где:

$N_{b,Rd}$ расчетное значение несущей способности элемента на сжатие, определенное в соответствии с 5.1 (для плоской, крутильной или изгибно-крутильной форм потери устойчивости);

$M_{b,Rd}$ расчетное значение несущей способности изгибаемого элемента по устойчивости плоской формы изгиба, согласно 5.2.

Для проверки устойчивости растянуто-изгибаемых элементов применима формула (5.14).

Пример 5.3 Выполнить проверку устойчивости сжато-изгибаемого элемента. Сжато-изгибаемый элемент представляет собой колонну рамы, состоящую из двух С-профилей. Раскрепления по длине колонны отсутствуют.



Расчетная схема, эпюры усилий и схема поперечного сечения колонны приведены ниже.

Расчетное значение продольной силы	N_{Ed}=-40,5 кН
Максимальное расчетное значение изгибающего момента	$M_{y,Ed}$=-13,5 кНм

Размеры поперечного сечения и свойства материала:

Общая высота	h=250 мм
Общая ширина полки	b=60 мм
Общая ширина краевого отгиба	c=21 мм
Внутренний радиус	r=3 мм
Толщина профиля	t_{nom}=1,50 мм
Расчетная толщина профиля без учета покрытия	t=1,46 мм
Основной предел текучести стали	f_{yb}=350 Н/мм^2
Модуль упругости стали	E=210000 Н/мм^2
Коэффициент Пуассона	ν=0,3
Касательный модуль	G=81000Н/мм^2
Коэффициенты надежности:	γ_{M0}=1,0 γ_{M1}=1,0

Геометрические характеристики полного поперечного сечения

Площадь поперечного сечения	A=1166,5 мм^2
Радиусы инерции	i_y=93,6 мм; i_z=25,7 мм
Момент инерции относительно оси y-y	I_y=10,25·10^6 мм^4
Момент инерции относительно оси z-z	I_z=78,7·10^4 мм^4
Секториальный момент инерции	I_ω=866·10^8 мм^6
Момент инерции при свободном кручении	I_t=1540 мм^4
Эффективная площадь сечения	A_{eff}=515,44 мм^2
Минимальный эффективный момент сопротивления сечения относительно оси y-y	$W_{eff,y,min}$=57676 мм^3

Проверка прочности элемента

Должно выполняться условие (4.30):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} + \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd,com}} \leq 1,$$

где:

$$N_{c,Rd} = \frac{f_{yb} A_{eff}}{\gamma_{M0}};$$

$$M_{cy,Rd,com} = \frac{f_{yb} W_{eff}}{\gamma_{M0}};$$

$$\Delta M_{y,Ed} = N_{Ed} e_{Ny};$$

e_{Ny} смещение центральных осей y-y относительно осевых усилий, см. рисунок 4.1; для поперечного сечения с двумя осями симметрии e_{Ny}=0.

Выполним проверку:

$$\frac{40 \cdot 10^3}{515{,}44 \cdot 350/1{,}0} + \frac{13{,}5 \cdot 10^6 + 0}{57676 \cdot 350/1{,}0} = 0{,}67 \leq 1.$$

Прочность сечения обеспечена.

Проверка устойчивости элемента

Для проверки устойчивости сжато-изгибаемых элментов можно использовать условие (5.14):

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{b,Ed}}\right)^{0.8} + \left(\frac{M_{Ed}}{M_{b,Ed}}\right)^{0.8} \leq 1{,}0,$$

где:

$N_{b,Rd}$ расчетное значение несущей способности элемента на сжатие, определенное в соответствии с 5.1 (для плоской, крутильной или изгибно-крутильной форм потери устойчивости);

$M_{b,Rd}$ расчетное значение несущей способности изгибаемого элемента по устойчивости плоской формы изгиба, согласно 5.2.

Определение понижающих коэффициентов χ_y, χ_z, χ_T.

Условная гибкость $\bar{\lambda}$ определяется по формуле (5.4):

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i}\frac{\sqrt{\frac{A_{eff}}{A}}}{\lambda_1}.$$

Расчетная длина L_{cr} определяется по формуле:

$$L_{cr} = \mu H,$$

Для приведенной выше расчетной схемы μ = 1, тогда

$$L_{cr,y} = L_{cr,z} = H = 4000 \text{ мм}.$$

$$\lambda_1 = \pi\sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi\sqrt{\frac{210000}{350}} = 76{,}95.$$

Устойчивость относительно оси y-y (см. таблицу 5.2):

$$\bar{\lambda}_y = \frac{L_{cr,y}}{i_y}\frac{\sqrt{\frac{A_{eff}}{A}}}{\lambda_1} = \frac{4000}{93{,}6}\cdot\frac{\sqrt{515{,}44/1166{,}5}}{76{,}95} = 0{,}37.$$

Для кривой потери устойчивости a (см. таблицу 5.1), коэффициент учитывающий начальные несовершенства равен:

$$\alpha_y = 0{,}21.$$

$$\phi_y = 0{,}5\cdot[1+\alpha(\bar{\lambda}-0{,}2)+\bar{\lambda}^2] = 0{,}5\cdot[1+0{,}21(0{,}37-0{,}2)+0{,}37^2] = 0{,}586.$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y{}^2 - \bar{\lambda}_y{}^2}} = \frac{1}{0{,}586 + \sqrt{0{,}586^2 - 0{,}37^2}} = 0{,}961.$$

Устойчивость относительно оси z-z (см. таблицу 5.2):

$$\bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr,z}}{i_z}\frac{\sqrt{\frac{A_{eff}}{A}}}{\lambda_1} = \frac{4000}{25{,}7}\cdot\frac{\sqrt{515{,}44/1166{,}5}}{76{,}95} = 1{,}345.$$

Для кривой потери устойчивости b (см. таблицу 5.1), коэффициент учитывающий начальные несовершенства равен:

$$\alpha_y = 0{,}34.$$

$$\phi_z = 0{,}5\cdot[1+\alpha(\bar{\lambda}-0{,}2)+\bar{\lambda}^2] = 0{,}5\cdot[1+0{,}34(1{,}345-0{,}2)+1{,}345^2] = 1{,}6.$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z{}^2 - \bar{\lambda}_z{}^2}} = \frac{1}{1{,}6 + \sqrt{1{,}6^2 - 1{,}345^2}} = 0{,}405.$$

Устойчивость при кручении по (5.7):

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2}\left(GI_t + \frac{\pi^2 E I_w}{l_T^2}\right),$$

где:

$i_0{}^2 = i_y{}^2 + i_z{}^2 + y_0{}^2 + z_0{}^2$;

$y_{o,\,zo}$ координаты центра сдвига относительно центра тяжести полного поперечного сечения: y_0=z_0=0;

i_0^2= 93,6²+25,7²+0+0=9421,45 мм²;

l_T=4000 мм.

Критическая сила для крутильной формы потери устойчивости в упругой стадии равна:

$$N_{cr,T} = \frac{1}{9421{,}45}\left(81000 \cdot 1540 + \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 866 \cdot 10^8}{4000^2}\right) = 1204 \text{ кН}.$$

Условная гибкость $\bar{\lambda}_T$ при крутильной или изгибно-крутильной форме потери устойчивости:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{515{,}44 \cdot 350}{1204000}} = 0{,}387;$$

$$\alpha_T = 0{,}34;$$

$$\phi_T = 0{,}5 \cdot [1+\alpha(\bar{\lambda}-0{,}2)+\bar{\lambda}^2] = 0{,}5 \cdot [1+0{,}34(0.387-0{,}2)+0{,}387^2] = 0{,}607.$$

$$\chi_T = \frac{1}{\phi_T + \sqrt{\phi_T^{\,2} - \bar{\lambda}_T^{\,2}}} = \frac{1}{0{,}607 + \sqrt{0{,}607^{\,2} - 0{,}387^{\,2}}} = 0{,}93.$$

Минимальное значение понижающего коэффициента среди коэффициентов χ_y, χ_z, χ_T:

$$\chi_z = 0{,}405.$$

Определение понижающего коэффициента χ_{LT}.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^{\,2} - \bar{\lambda}_{LT}^{\,2}}}, \text{ при } \chi_{LT} \le 1{,}0;$$

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

α_{LT}= 0,34 согласно кривой потери устойчивости b;

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{eff,y,min} f_{yb}}{M_{cr}}};$$

M_{cr} критический момент потери устойчивости плоской формы изгиба.

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 G I_t}{\pi^2 E I_z}};$$

Коэффициент C_1 (по табл. 5.3) для элемента на шарнирных опорах с треугольной эпюрой внутреннего изгибающего момента.

$$C_1 = 1{,}77.$$

$$M_{cr} = 1{,}127 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 78{,}7 \cdot 10^4}{4000^2} \times \sqrt{\frac{866 \cdot 10^8}{78{,}7 \cdot 10^4} + \frac{4000^2 \cdot 81000 \cdot 1540}{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 78{,}7 \cdot 10^4}} = 60{,}2 \text{ кНм}.$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{eff,y,min} f_{yb}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{57676 \cdot 350}{60{,}2 \cdot 10^6}} = 0{,}579$$

$$\phi_{LT} = 0{,}5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0{,}2) + \overline{\lambda_{LT}}^2\right] = 0{,}5 \cdot [1+0{,}34(0{,}579-0{,}2)+0{,}579^2] = 0{,}732.$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^{\,2} - \bar{\lambda}_{LT}^{\,2}}} = \frac{1}{0{,}732 + \sqrt{0{,}732^2 - 0{,}579^2}} = 0{,}847.$$

Расчетное значение несущей способности элемента на сжатие:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_z A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0{,}405 \cdot 515{,}44 \cdot 350}{1{,}0} = 73063 \text{ Н} = 73{,}06 \text{ кН}.$$

Расчетное значение несущей способности изгибаемого элемента по устойчивости плоской формы изгиба:

$M_{b,Rd}=\chi_{LT} W_{eff,y} f_{yb}/\gamma_{M1}$ = 0,847 · 57676 · 10^{-9} · 350 · 10^{3}/1,0=17,1кНм.

Проверка устойчивости колонны:

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{b,Ed}}\right)^{0.8}+\left(\frac{M_{Ed}}{M_{b,Ed}}\right)^{0.8}=\left(\frac{40,5}{73,06}\right)^{0.8}+\left(\frac{13,5}{17,1}\right)^{0.8}=1,45>1,0,$$

Несущая способность колонны с учетом расчета на устойчивость – не обеспечена.

РАЗДЕЛ 6. РАСЧЕТ СТАЛЬНЫХ ХОЛОДНОФОРМОВАННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ВТОРОЙ ГРУППЫ

Стальные конструкции следует проектировать и возводить с обеспечением требований предельных состояний по эксплуатационной пригодности.

Основные требования предельных состояний по эксплуатационной пригодности приводятся в 3.4 [4].

Предельные состояния по эксплуатационной пригодности, соответствующие им нагрузки и расчетную модель следует устанавливать в каждом конкретном проекте.

Если выполняется расчет, с учетом развития пластических деформаций, то при оценке предельного состояния по эксплуатационной пригодности необходимо учитывать перераспределение сил и моментов.

При расчете холодноформованных элементов и профилированных листов по предельным состояниям второй группы, должны использоваться геометрические характеристики эффективного поперечного сечения, полученные в 3.5.

Как вариант, момент инерции сечения может быть рассчитан с использованием интерполяции полного и эффективного поперечных сечений, по формуле:

$$I_{fic} = I_{gr} - \frac{\sigma_{gr}}{\sigma}\left(I_{gr} - I(\sigma)_{eff}\right), \tag{6.1}$$

где:

I_{gr} момент инерции полного поперечного сечения;

σ_{gr} максимальное сжимающее напряжение от изгиба, при расчете по предельным состояниям второй группы, основанное на полном поперечном сечении (в формуле со знаком «плюс»);

$I(\sigma)_{eff}$ момент инерции эффективного поперечного сечения, с учетом потери местной устойчивости, вычисленной при максимальном напряжении $\sigma \geq \sigma_{gr}$. Максимальным напряжением является наибольшее по абсолютному значению напряжение в пределах рассматриваемой расчетной длины элемента.

Момент инерции эффективного сечения I_{eff} (или I_{fic}) может быть принят переменным вдоль пролета. Как вариант, может использоваться постоянное значение момента инерции, полученное исходя из максимального абсолютного момента в пролете от нормативной нагрузки.

При расчете с учетом полного развития пластических деформаций сочетание опорного момента и реакции на промежуточной опоре должно учитываться с коэффициентом не более 0,9 при расчете несущей способности, определенной с учетом $\gamma_{M,ser}$, см. раздел 1.4.

Комбинированную расчетную несущую способность допускается определять по 4.10, но используя при этом эффективное поперечное сечение для предельных состояний второй группы и учитывая $\gamma_{M,ser}$.

Прогибы могут быть определены в предположении упругой работы стали.

В расчете прогибов, усилий и моментов должно учитываться влияние податливости соединений (например, в случае неразрезных балочных систем с соединениями внахлестку и на накладках).

Пример 6.1 Определить прогиб балки. Этот пример является продолжением примера 5.2.

Максимальный изгибающий момент для предельных состояний второй группы $M_{Ed,ser}$ = 12,5 кНм

Момент инерции эффективного сечения относительно оси y-y $I_{eff,y}$ = 8,4·10^6 мм^4

Геометрические характеристики эффективного поперечного сечения для предельных состояний второй группы

Момент инерции сечения может быть рассчитан с использованием интерполяции полного и эффективного поперечных сечений, по формуле:

$$I_{fic} = I_{gr} - \frac{\sigma_{gr}}{\sigma}\left(I_{gr} - I(\sigma)_{eff}\right),$$

где:

I_{gr} =10,25·10^6 мм^4 момент ине рции полного поперечного сечения;

σ_{gr} максимальное сжимающее напряжение от изгиба, при расчете по второй группе предельных состояний;

$z_{c,gr}$ =125 мм расстояние от центральной оси до сжатой полки;

$\sigma_{gr} = \frac{M_{Ed,ser}}{W_{gr}} = \frac{12{,}5 \cdot 10^6}{10{,}25 \cdot 10^6/125} = 152{,}4$ Н/м^2;

$\sigma = f_{yb}$=350 Н/мм^2;

$I(\sigma)_{eff} = I_{eff,y}$=8,4·106 мм^4.

I_{fic}=10,25 · 10^6- $\frac{152{,}4}{350}$ (10,25 · 10^6-8,4 · 10^6)=9,44 · 10^6.

Определение прогиба балки:

$$\delta = \frac{5}{48} \cdot \frac{M_{Ed,ser} L^2}{E I_{fic}} = \frac{5}{48} \cdot \frac{12{,}5 \cdot 10^6 \cdot 4000^2}{210000 \cdot 9{,}44 \cdot 10^6} = 0{,}84 \text{ мм.}$$

РАЗДЕЛ 7. РАСЧЕТ СОЕДИНЕНИЙ СТАЛЬНЫХ ХОЛОДНОФОРМОВАННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

7.1 Общие положения

Несущую способность соединения следует определять, исходя из несущих способностей его основных компонентов.

При расчете соединений можно применять линейно-упругий или упруго-пластический расчет.

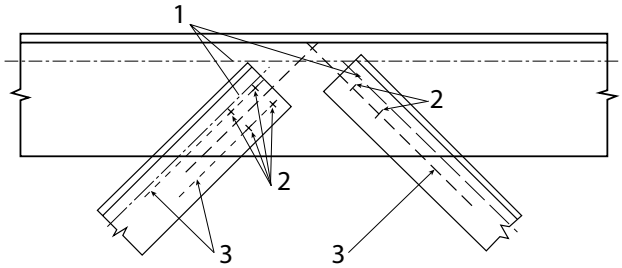
Если для восприятия усилия среза используются крепежные детали различной жесткости, то расчетная нагрузка должна быть воспринята крепежными деталями наибольшей жесткости. Исключение из этого правила расчета приведено в 3.9.3 [8].

Соединения следует рассчитывать на основе реалистичной предпосылки о распределении внутренних сил и моментов. Для определения распределения внутренних усилий используются следующие предпосылки:

- внутренние силы и моменты, принимаемые при расчете, находятся в равновесии с силами и моментами, приложенными к соединению;
- каждый элемент соединения обладает достаточной несущей способностью для восприятия внутренних сил и моментов;
- деформации, соответствующие принятому распределению, не превышают предельные деформации крепежных деталей или сварных швов и соединяемых деталей;
- допускаемое распределение внутренних усилий должно быть реалистичным по отношению к погонным жесткостям в пределах соединения;
- деформации, допускаемые в любой расчетной модели при упругопластическом расчете, основаны на вращениях жесткого тела и/или на физически возможных деформациях в плоскости;
- каждая используемая модель согласуется с оценкой результатов испытаний (см. [4]).

При наличии эксцентриситета в узле, соединения и элементы следует рассчитывать на действие результирующих моментов и сил, за исключением особых типов конструкций, для которых показано, что в этом нет необходимости, см. 5.1.5 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8 [8].

При соединении уголков одним или двумя рядами болтов следует учитывать любой возможный эксцентриситет. Эксцентриситеты в плоскости или из плоскости следует определять, исходя из положения центральной оси элемента и рисок в плоскости соединения (рисунок 7.1).



1 – центральные оси; 2 – крепежные детали; 3 – риски

Рисунок 7.1 Риски

7.2 Нахлесточные и концевые соединения сжатых элементов

Нахлесточные и концевые соединения сжатых элементов должны быть либо как минимум равнопрочны с элементом, либо рассчитаны на действие дополнительного изгибающего момента от эффектов второго порядка в элементе, в дополнение к внутреннему сжимающему усилию N_{Ed} и внутренним моментам $M_{y,Ed}$ и $M_{z,Ed}$, полученным из статического расчета.

При отсутствии расчета второго порядка дополнительный момент ΔM_{Ed} для элемента должен быть принят действующим относительно той оси поперечного сечения, которая соответствует наименьшему значению снижающего коэффициента χ при плоской форме потери устойчивости, см. 5.1 Значение ΔM_{Ed} определяется по формуле:

$$\Delta M_{Ed} = N_{Ed}\left(\frac{1}{\chi} - 1\right)\frac{W_{eff}}{A_{eff}}\sin\frac{\pi a}{l}, \tag{7.1a}$$

где:

A_{eff} эффективная площадь поперечного сечения;

a расстояние от нахлесточного или концевого соединения до ближайшей точки перегиба;

l длина участка между точками перегиба элемента, потерявшего устойчивость относительно соответствующей оси;

W_{eff} момент сопротивления эффективного поперечного сечения при изгибе относительно соответствующей оси.

Нахлесточные и концевые соединения должны рассчитываться с учетом дополнительной внутренней поперечной силы:

$$\Delta V_{Ed} = \frac{\pi N_{Ed}}{l}\left(\frac{1}{\chi} - 1\right)\frac{W_{eff}}{A_{eff}}.. \tag{7.1б}$$

Нахлесточные и концевые соединения должны проектироваться таким образом, чтобы нагрузка передавалась на эффективные (устойчивые) части поперечного сечения.

Если конструктивные детали на концах элемента выполнены таким образом, что линия действия внутренней осевой силы не может быть четко выявлена, необходимо установить возможный эксцентриситет и учесть в расчете элемента соответствующие результирующие моменты, даже если элемент имеет одно концевое соединение или соединение внахлестку.

7.3 Соединения на метизах

Соединения на метизах должны быть компактны по форме. Расположения метизов должно обеспечивать удовлетворительные условия для монтажа и ремонта.

Сдвигающие силы на отдельные метизы в соединении допускаются равными при условии, что:

- метизы имеют достаточную пластичность;
- срез не является критической формой разрушения.

При расчете несущей способности метизов, подверженных действию преимущественно статических нагрузок, следует руководствоваться указаниями:

- таблицы 7.1 – для заклепок, предназначенных для односторонней клепки;
- таблицы 7.2 – для самонарезающих винтов;
- таблицы 7.3 – для дюбелей;
- таблицы 7.4 – для болтов.

Для определения расчетной несущей способности метизов посредством испытаний см. 9(4) [6].

В таблицах 7.1 – 7.4 приняты следующие обозначения:

A полная площадь поперечного сечения метиза;

A_s площадь растянутой части сечения метиза;

A_{net} площадь нетто сечения соединяемого элемента;

β_{Lf} снижающий коэффициент для протяженных узлов по EN 1993-1-8 [8];

d номинальный диаметр метиза;

d_o номинальный диаметр отверстия;

d_w диаметр шайбы или головки метиза;

e_1 расстояние от центра метиза до ближайшего края соединяемого элемента вдоль усилия (см. рисунок 7.2);

e_2 расстояние от центра метиза до ближайшего края соединяемого элемента поперек усилия (см. рисунок 7.2);

f_{ub} временное сопротивление на растяжение материала метиза;

$f_{u,sup}$ временное сопротивление на растяжение опорного элемента, в котором установлен винт;

n количество листов, которые крепятся к опорному элементу посредством винта или дюбеля;

n_f количество метизов в одном соединении;

p_1 расстояние между центрами метизов вдоль усилия (см. рисунок 7.2);

p_2 расстояние между центрами метизов поперек усилия (см. рисунок 7.2);

t толщина более тонкого из соединяемых элементов;

t_1 толщина более толстого из соединяемых элементов;

t_{sup} толщина опорного элемента, к которому крепится винт или дюбель.

При определении расчетной несущей способности метизов частный коэффициент надежности γ_M принимается равным γ_{M2}=1,25.

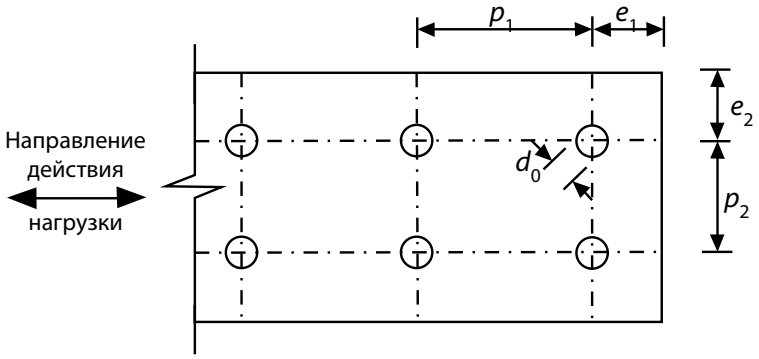


Рисунок 7.2 Расположение метизов и электрозаклепок

Если несущая способность метиза на выдергивание $F_{o,Rd}$ меньше, чем его несущая способность из условия вырывания $F_{p,Rd}$, то деформативность соединения должна определяться с помощью испытаний.

Если метизы расположены в гофрах профилированного листа не по центру, то несущая способность саморезов и дюбелей из условия продавливания, приведенная в таблицах 7.2 и 7.3, должна быть снижена. Если смещение метиза от центра полки составляет четверть ее ширины, расчетная несущая способность метиза снижается до 0,9$F_{p,Rd}$, и, если метизы расположены на таком же расстоянии по обе стороны от центра полки, то их несущая способность принимается равной 0,7$F_{p,Rd}$ на каждый метиз (рисунок 7.3).

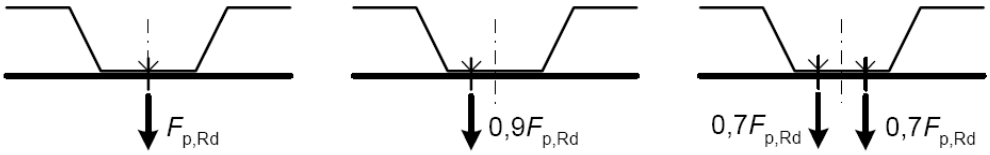


Рисунок 7.3 Снижение несущей способности метизов из условия продавливания в зависимости от их положения

Таблица 7.1 Расчетная несущая способность заклепок для односторонней клепки1)

Заклепки в соединениях, работающих на сдвиг
Несущая способность смятия $F_{b,Rd} = \alpha f_u dt/\gamma_{M2}$, но $F_{b,Rd} \le f_u e_1 t/(1{,}2\,\gamma_{M2})$, где α принимается следующим образом: если $t = t_1$ $\alpha = 3{,}6\sqrt{t/d}$, но $\alpha \le 2{,}1$ если $t_1 \ge 2{,}5$ $\alpha = 2{,}1$ если $t < t_1 < 2{,}5$ α α принимают по линейной интерполяции. Несущая способность сечения нетто $F_{n,Rd} = A_{net} f_u/\gamma_{M2}$ Несущая способность среза. Несущую способность среза $F_{v,Rd}$ определяют испытаниями и $F_{v,Rd} = F_{v,Rk}/\lambda_{M2}$
Условия:[4)] $F_{v,Rd} \ge 1{,}2\,F_{b,Rd}/(n_f \beta_{Lf})$ или $F_{v,Rd} \ge 1{,}2 F_{n,Rd}$
Заклепки в соединениях, работающих на растяжение[2)]
Несущая способность вырывания. Несущую способность вырывания $F_{p,Rd}$ определяют испытаниями[1)]. Несущая способность выдергивания. Не относится к заклепкам. Несущая способность растяжения. Несущую способность растяжения $F_{t,Rd}$ определяют испытаниями[1)].
Условия: $F_{t,Rd} \ge \Sigma F_{p,Rd}$
Диапазон применения[3)]
$e_1 \ge 1{,}5d$ $p_1 \ge 3d$ 2,6 мм $\le d \le$ 6,4 мм $e_2 \ge 1{,}5d$ $p_2 \ge 3d$ $f_u \le 550$ Н/мм^2

[1)] Допускается, что закладная головка заклепки расположена над более тонким из соединяемых листов.

[2)] Заклепки данного типа обычно не используют при растяжении.

[3)] Эти заклепки могут использоваться в другом диапазоне применения, если их несущая способность определена по результатам испытаний.

[4)] Требуемые условия должны быть выполнены при необходимости ограничения деформативности соединения. Если эти условия не выполнены, то следует ограничить деформативность соединения другими элементами конструкций.

При одновременном действии на метиз сдвига и растяжения, при условии, что $F_{t,Rd}$ и $F_{v,Rd}$ определены расчетом по таблицам 7.1 – 7.4, несущая способность соединения на метизах определяется по формуле:

$$\frac{F_{t,Ed}}{min(F_{p,Rd}, F_{o,Rd})} + \frac{F_{V,Ed}}{min(F_{b,Rd}, F_{n,Rd})} \le 1{,}0. \qquad (7.2)$$

Таблица 7.2 Расчетная несущая способность самонарезающих винтов1)

Самонарезающие винты в соединениях, работающих на сдвиг
Несущая способность смятия $F_{b,Rd} = \alpha f_u dt/\gamma_{M2}$, где α принимается в следующем виде: если $t = t_1$ $\alpha = 3{,}6\sqrt{t/d}$, но $\alpha \le 2{,}1$ если $t_1 \ge 2{,}5$ и $t < 1{,}0$ мм $\alpha = 3{,}6\sqrt{t/d}$, но $\alpha \le 2{,}1$ если $t_1 \ge 2{,}5$ и $t < 1{,}0$ мм $\alpha = 2{,}1$ если $t < t_1 < 2{,}5\alpha$ α принимают по линейной интерполяции. Несущая способность сечения нетто $F_{n,Rd} = A_{net} f_u/\gamma_{M2}$ Несущая способность среза. Несущую способность среза и $F_{v,Rd}$ определяют испытаниями. $F_{v,Rd} = F_{v,Rk}/\gamma_{M2}$
Условия:[4)] $F_{v,Rd} \ge 1{,}2 F_{b,Rd}$ или $\sum F_{v,Rd} \ge 1{,}2 F_{n,Rd}$

Проблоложение табл. 7.2

Винты в соединениях, работающих на растяжение
Несущая способность вырывания:[2)] для статических нагрузок $F_{p,Rd} = d_w t f_u / \gamma_{M2}$; для винтов под действием ветровых нагрузок и сочетания ветровых и статических нагрузок $F_{p,Rd} = 0{,}5 d_w t f_u / \gamma_{M2}$ Несущая способность выдергивания Если $t_{sup}/s<1$ $F_{o,Rd} = 0{,}45 d t_{sup} f_{u,sup} / \gamma_{M2}$ (s — шаг резьбы). Если $t_{sup}/s \geq 1$ $F_{o,Rd} = 0{,}65 d t_{sup} f_{u,sup} / \gamma_{M2}$ Несущая способность растяжения. Несущую способность растяжения $F_{t,Rd}$ определяют испытаниями.
Условия:[4)] $F_{t,Rd} \geq \Sigma F_{p,Rd}$ или $F_{t,Rd} \geq F_{o,Rd}$
Диапазон применения[3)]
Общие: $e_1 \geq 3d$ $p_1 \geq 3d$ 3,0 мм $\leq d \leq$ 8,0 мм $e_2 \geq 1{,}5d$ $p_2 \geq 3d$ Для растяжения: 0,5 мм $\leq t \leq$ 1,5 мм и $t_1 \geq$ 0,9 мм, $f_u \leq$ 550 Н/мм^2
[1)] Допускается, что головка винта расположена над более тонким из соединяемых листов. [2)] Допускается, что шайба достаточно жесткая для предотвращения ее нежелательной деформации и исключен отрыв головки винта. [3)] Самонарезающие винты могут использоваться в другом диапазоне применения, если их несущая способность определена по результатам испытаний. [4)] Требуемые условия должны быть выполнены при необходимости ограничения деформативности соединения. Если эти условия не выполнены, то следует ограничить деформативность соединения другими элементами кон струкций.

Таблица 7.3 Расчетная несущая способность пристреливаемых дюбелей

Дюбели в соединениях, работающих на сдвиг
Несущая способность смятия $F_{b,Rd} = 3{,}2 f_u d t / \gamma_{M2}$ Несущая способность по сечению нетто $F_{n,Rd} = A_{net} f_u / \gamma_{M2}$ Несущая способность среза. Несущая способность среза $F_{v,Rd}$ определяется испытаниями $F_{v,Rd} = F_{v,Rk} / \gamma_{M2}$
Условия:[3)] $F_{v,Rd} \geq 1{,}5 \Sigma F_{b,Rd}$ или $\Sigma F_{v,Rd} \geq 1{,}5 F_{n,Rd}$
Дюбели в соединениях, работающих на растяжение
Несущая способность вырывания:[1)] для статических нагрузок $F_{p,Rd} = d_w t f_u / \gamma_{M2}$; для ветровых нагрузок и сочетания ветровых и статических нагрузок $F_{p,Rd} = 0{,}5 d_w t f_u / \gamma_{M2}$ Несущая способность выдергивания. Несущая способность выдергивания $F_{o,Rd}$ определяется испытаниями. Несущая способность растяжения. Несущая способность растяжения $F_{t,Rd}$ определяется испытаниями.
Условия:[3)] $F_{o,Rd} \geq \Sigma F_{p,Rd}$ или $F_{t,Rd} \geq F_{o,Rd}$
Диапазон применения[2)]
Общие: $e_1 \geq 4{,}5d$ 3,7 мм $\leq d \leq$ 6,0 мм $e_2 \geq 4{,}5d$ для d = 3,7 мм $t_{sup} \geq$ 4,0 мм $p_1 \geq 4{,}5d$ для d = 4,5 мм $t_{sup} \geq$ 6,0 мм $p_2 \geq 4{,}5d$ для d = 5,2 мм $t_{sup} \geq$ 8,0 мм $f_u \leq$ 550 Н/мм^2 Для растяжения: 0,5 мм $\leq t \leq$ 1,5 мм, $t_{sup} \geq$ 6,0 мм
[1)] Допускается, что шайба достаточно жесткая для предотвращения ее нежелательной деформации и исключен отрыв головки дюбеля. [2)] Дюбели могут быть использованы в другом диапазоне применения, если их несущая способность определена по результатам испытаний. [3)] Требуемые условия должны быть выполнены при необходимости ограничения деформативности соединения. Если эти условия не выполнены, то следует ограничить деформативность соединения другими элементами конструкций.

Таблица 7.4 Расчетная несущая способность болтов

Болты в соединениях, работающих на сдвиг
Несущая способность смятия[2)] $F_{b,Rd} = 2{,}5\alpha_b k_t f_u dt/\gamma_{M2}$, где α_b — наименьшее значение из 1,0 и $e_1/(3d)$; $k_t = (0{,}8t + 1{,}5)/2{,}5$ для 0,75 мм $\le t \le$ 1,25 мм, k_t = 1, для $t \ge 1{,}25$ Несущая способность по сечению нетто $F_{n,Rd} = \left(1 + 3r\left(d_0/u - 0{,}3\right)\right)A_{net}f_u/\gamma_{M2}$, но $F_{n,Rd} \le A_{net}f_u/\gamma_{M2}$, где r – [количество болтов в поперечном сечении]/[общее количество болтов в соединении]; $u = 2e_2$, но $u \le p_2$
Несущая способность среза Для болтов классов прочности 4.6, 5.6 и 8.8 $F_{v,Rd} = 0{,}6f_{ub}A_s/\gamma_{M2}$; для болтов классов прочности 4.8, 5.8, 6.8 и 10.9 $F_{v,Rd} = 0{,}5f_{ub}A_s/\gamma_{M2}$
Условия:[3)] $F_{v,Rd} \ge 1{,}2\Sigma F_{b,Rd}$ или $\Sigma F_{v,Rd} \ge 1{,}2F_{n,Rd}$
Болты в соединениях, работающих на растяжение
Несущая способность вырывания. Несущая способность вырывания $F_{p,Rd}$ определяется испытаниями. Несущая способность выдергивания. Не относится к болтам. Несущая способность растяжения $F_{t,Rd} = 0{,}9f_{ub}A_s/\gamma_{M2}$.
Условия:[3)] $F_{t,Rd} \ge \Sigma F_{p,Rd}$
Диапазон применения[1)]
$e_1 \ge 1{,}0d_0$ $p_1 \ge 3{,}0d_0$ 0,75 мм $\le t <$ 3 мм. Минимальный размер болта: М6. $e_2 \ge 1{,}5d_0$ $p_2 \ge 3{,}0d_0$. Классы прочности болтов: 4.6 – 10.9 (таблица 7.5). $f_u \le 550$ Н/мм^2
[1)] Болты могут быть использованы в другом диапазоне применения, если их несущая способность определена по результатам испытаний. [2)] Для толщины 3 мм и более должны использоваться правила для болтов по ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8 [8]. [3)] Требуемые условия должны быть выполнены при необходимости ограничения деформативности соединения. Если эти условия не выполнены, то следует ограничить деформативность соединения другими элементами конструкций.

Изменение формы полного поперечного сечения может не учитываться, если расчетная несущая способность определяется по таблицам 7.1 – 7.4 и если крепление выполняется через полку шириной не более 150 мм.

Диаметр отверстий под винты должен соответствовать техническим регламентам изготовителя. Эти регламенты должны быть основаны на следующих критериях:

- момент закручивания должен быть больше, чем момент, требуемый для нарезания резьбы в соединяемом элементе;
- момент закручивания должен быть меньше, чем момент, вызывающий срез резьбы или головки метиза;
- момент закручивания должен быть менее 2/3 момента, срезающего головку метиза.

Для протяженных узлов следует учитывать снижающий коэффициент β_{Lf} в соответствии с 3.8 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8 [8].

Данные правила расчета заклепок для односторонней клепки применимы только в тех случаях, когда диаметр отверстия превышает диаметр заклепки не более чем на 0,1 мм.

Для соединений на болтах М12 и М14 при диаметрах отверстий, превышающих диаметр болта на 2 мм, рекомендации приведены в ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8 [8].

Таблица 7.5 Номинальные значения предела текучести f_{yb} и временного сопротивления на растяжение f_{ub} болтов

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

Значение несущей способности заклепок и самонарезающих винтов на срез $F_{v,Rk}$ согласно ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 [6] и таблиц 7.1 и 7.2 необходимо определять путем испытаний. Некоторые национальные приложения стран ЕС представляют эти значения для наиболее распространённых метизов. То же касается и несущей способности заклепок и самонарезающих винтов на растяжение $F_{t,Rd}$, см. формулы (7.3) и (7.4.). В качестве справочных данных эти значения приведены в таблицах 7.6 и 7.7.

$$F_{t,Rd}=F_{V,Rk}/\gamma_{M2}\,. \qquad (7.3)$$

Таблица 7.6 Характеристические значения несущей способности заклепок на срез $F_{v,Rk}$ (Н/заклепку)

Диаметр, мм	Материал заклепки			
	Сталь	Нержавеющая сталь	Монель-метал [1)]	Алюминий
4,0	1600	2800	2400	800
4,8	2400	4200	3500	1100
5,0	2600	4600	-	-
6,4	4400	-	6200	2000
[1)]Сплав никеля и меди в пропорциях две части никеля и одна часть меди				

$$F_{t,Rd}=1{,}2F_{V,Rk}/\gamma_{M2}. \qquad (7.4)$$

Таблица 7.7 Характеристические значения несущей способности самонарезающих винтов на срез $F_{v,Rk}$ (Н/заклепку)

Внешний диаметр резьбы, мм	Материал винта	
	Закаленая сталь	Нержавеющая сталь
4,8	5200	4600
5,5	7200	6500
6,3	9800	8500
8,0	16300	14300

7.4 Точечная сварка

Точечная сварка может быть использована для прокатного или оцинкованного основного материала толщиной до 4,0 мм при условии, что более тонкая соединяемая часть имеет толщину не более 3,0 мм.

Точечная сварка выполняется либо сваркой сопротивлением, либо проплавлением.

Расчетная несущая способность $F_{v,Rd}$ сварной точки на срез определяется по таблице 7.8.

В таблице 7.8 приняты следующие обозначения:

A_{net} площадь поперечного сечения нетто соединяемого элемента;

n_w количество сварных точек в одном соединении;

t толщина наиболее тонкого присоединенного элемента или листа, мм;

t_1 толщина наиболее толстого присоединенного элемента или листа;

e_1, e_2 и p_1, p_2 см. 7.3.

Для определения несущей способности сварных точек коэффициент γ_M принимается равным γ_{M2}=1,25.

Внутренний диаметр d_s электрозаклепки должен определяться следующим образом:

- при сварке проплавлением:

$$d_s = 0{,}5t + 5\text{мм}; \qquad (7.5а)$$

при сварке сопротивлением:

$$d_s = 5\sqrt{t} \quad \text{(где } t \text{ в миллиметрах).} \qquad (7.5б)$$

Значение d_s выполненной сваркой точки в реальных условиях должно быть проверено посредством испытаний на срез, с использованием образцов с одиночным нахлестом, как показано на рисунке 7.4. Толщина t образца должна быть равной реализованной в конкретном случае.

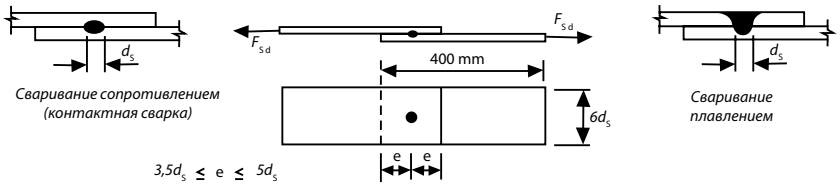


Рисунок 7.4 Образцы для испытаний на срез сварных точек

Таблица 7.8 Расчетная несущая способность сварных точек

Сварные точки в соединениях, работающие на сдвиг
<u>Несущая способность смятия и разрыва</u> Если $t<t_1<2{,}5t$ $F_{tb,Rd} = 2{,}7\sqrt{t}d_s f_u/\gamma_{M2}$ (где t в миллиметрах); если $t_1 \ge 2{,}5t$, $F_{tb,Rd} = 2{,}7\sqrt{t}d_s f_u/\gamma_{M2}$ но $F_{tb,Rd} \le 0{,}7d^2_s f_u/\gamma_{M2}$ и $F_{tb,Rd} \le 3{,}1td_s f_u/\gamma_{M2}$ <u>Несущая способность края элемента на разрыв</u> $F_{e,Rd} = 1{,}4te_1 f_u/\gamma_{M2}$ <u>Несущая способность сечения нетто</u> $F_{n,Rd} = A_{net} f_u/\gamma_{M2}$ <u>Несущая способность среза</u> $F_{v,Rd} = \frac{\pi}{4} d^2_s f_u/\gamma_{M2}$
Условия: $F_{v,Rd} \ge 1{,}25F_{tb,Rd}$ или $F_{v,Rd} \ge 1{,}25F_{e,Rd}$ или $\Sigma F_{v,Rd} \ge 1{,}25F_{n,Rd}$
Диапазон применения
$2d_s \le e_1 \le 6d_s$ $\quad 3d_s \le p_1 \le 8d_s$ $e_2 \le 4d_s$ $\quad 3d_s \le p_2 \le 6d_s$

7.5 Сварные соединения внахлест

Требования настоящего подраздела должны использоваться для проектирования сварных соединений внахлестку, выполненных дуговой сваркой, с основным материалом толщиной не более 4,0 мм. Для основного материала большей толщины указания по проектированию – см. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8 [8].

Размеры сварных швов должны выбираться таким образом, чтобы прочность соединения определялась толщиной соединяемого элемента или листа, но не сварным швом. Считается, что это условие выполняется при катете шва не менее толщины элемента или листа, которые соединяются.

Для расчета прочности сварного соединения, выполненного внахлестку, коэффициент γ_M принимается равным γ_{M2}=1,25.

7.5.1 Соединения на угловых сварных швах

Расчетная несущая способность $F_{w,Rd}$ углового сварного шва должна определяться следующим образом:

- для флангового шва:

$$F_{w,Rd} = tL_{w,s}\,(0{,}9 - 0{,}45\,L_{w,s}/b)f_u/\gamma_{M2}, \text{ если } L_{w,s} \le b; \quad (7.6а)$$

$$F_{w,Rd} = 0{,}45tb\,f_u/\gamma_{M2}, \text{ если } L_{w,s} > b; \quad (7.6б)$$

- для лобового шва:

$$F_{w,Rd} = tL_{w,e}\,(1 - 0{,}3\,L_{w,e}/b)f_u/\gamma_{M2}, \quad (7.6в)$$

где:

b ширина соединяемой части или листа (рисунок 7.5);

$L_{w,e}$ расчетная длина лобового шва (см. рисунок 7.5);

$L_{w,s}$ расчетная длина флангового шва (см. рисунок 7.5).

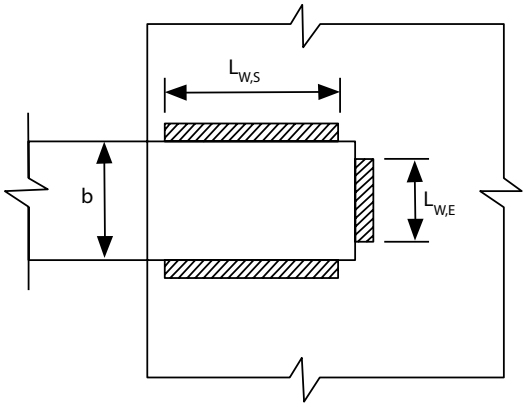


Рисунок 7.5 Соединение внахлестку

Если в одном соединении используется сочетание лобовых и фланговых угловых швов, его общая несущая способность должна определяться как сумма несущих способностей лобовых и фланговых швов. При этом должны учитываться положение центра тяжести и соответствующее распределение усилий.

Расчетная длина L_w углового шва должна быть принята как общая длина полноразмерного шва, включая концевые участки. Если обеспечена сварка полным сечением по всей длине, то эффективная длина не должна быть уменьшена ни в начале, ни в конце сварки.

Угловые швы с эффективной длиной менее $8t$ (t – толщина более тонкого из соединяемых элементов) не допускаются в расчетных соединениях.

7.5.2 Дуговая точечная сварка

Дуговая точечная сварка должна применяться только в соединениях, работающих на сдвиг.

Дуговая точечная сварка не должна использоваться для соединения элементов или листов, общая толщина Σt которых превышает 4 мм.

Дуговая точечная сварка должна иметь внутренний диаметр d_s не менее 10 мм.

Если толщина соединяемого элемента или листа менее 0,7 мм, то должна использоваться шайба (рисунок 7.6).

Расстояния от места дуговой точечной сварки до конца и края листа должны приниматься следующими:

- минимальное расстояние, измеренное вдоль срезающего усилия от центра сварной точки до ближайшего края соседней сварной точки или до конца соединяемого элемента, к которому приложено усилие, должно быть не менее значения e_{min}, определяемого следующим образом:

$$e_{min} = 1{,}8\ \frac{F_{w,Rd}}{t f_u/\gamma_{M2}} \quad \text{при } f_u/f_y < 1{,}15,$$

$$e_{min} = 2{,}1\ \frac{F_{w,Rd}}{t f_u/\gamma_{M2}} \quad \text{при } f_u/f_y \geq 1{,}15.$$

- минимальное расстояние от центра круглой сварной точки до края в любом направлении усилия соединяемого элемента должно быть не менее чем $1{,}5d_w$, где d_w — видимый диаметр сварной точки (рисунок 7.7);
- минимальное расстояние в свету между овальной сварной точкой и краем листа в любом направлении усилия должно быть не менее чем $1{,}0d_w$.

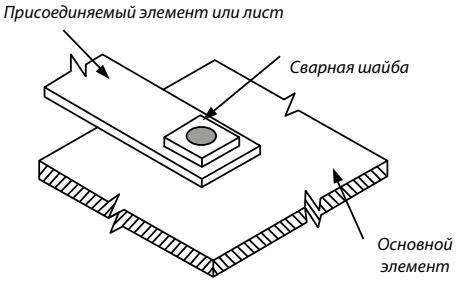


Рисунок 7.6 Дуговая точечная сварка со сварной шайбой

Расчетная несущая способность среза $F_{w,Rd}$ круглой сварной точки определяется следующим образом:

$$F_{w,Rd} = \pi/4\ d_s^2\ 0{,}625 f_{uw}/\gamma_{M2}, \tag{7.7а}$$

где:

f_{uw} временное сопротивление материала электрода;

$F_{w,Rd}$ не должно превышать значений, определяемых следующим образом:

$$\text{если } d_p/\sum t \leq 18\cdot(420/f_u)^{0,5},$$

$$F_{w,Rd} = 1{,}5 d_p \sum t\, f_u/\gamma_{M2}, \tag{7.7б}$$

$$\text{если } 18\cdot(420/f_u)^{0,5} < d_p/\sum t < 30\cdot(420/f_u)^{0,5},$$

$$F_{w,Rd} = 27\cdot(420/f_u)^{0,5}\left(\sum t\right)^2 f_u/\gamma_{M2}, \tag{7.7в}$$

$$\text{если } d_p/\sum t \geq 30\cdot(420/f_u)^{0,5},$$

$$F_{w,Rd} = 0{,}9 d_p \sum t\, f_u/\gamma_{M2}, \tag{7.7г}$$

здесь d_p определено в (7.8).

Внутренний диаметр d_s сварной точки (см. рисунок 7.7), должен определяться следующим образом:

$d_s = 0{,}7d_w - 1{,}5\Sigma t$, но $d_s \geq 0{,}55d_w$,

где:

d_w видимый диаметр дуговой сварной точки (см. рисунок 7.7).

Эффективный внешний диаметр d_p сварной точки определяется следующим образом:

- для соединения одиночного листа или элемента толщиной t:

$$d_p = d_w - t; \tag{7.8а}$$

- для соединения нескольких листов или элементов общей толщиной Σt:

$$d_p = d_w - 2\sum t. \tag{7.8б}$$

Расчетная несущая способность на срез $F_{w,Rd}$ овальной сварной точки определяется по формуле:

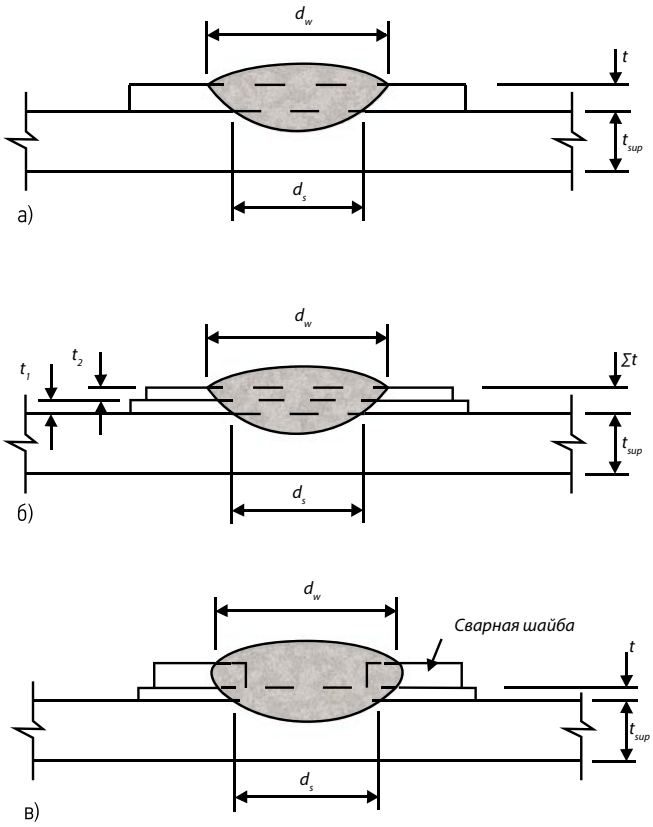
$$F_{w,Rd}=[(\pi/4)\cdot d_s^{\,2}+L_w\,d_s]\cdot 0{,}625 f_{uw}/\gamma_{M2}, \qquad (7.9а)$$

но $F_{w,Rd}$ не должно превышать значения, определенного по формуле:

$$F_{w,Rd}=(0{,}5L_w+1{,}67d_p)\sum t\,f_u/\gamma_{M2}\,, \qquad (7.9б)$$

где:

L_w длина овальной сварной точки (рисунок 7.8).



а – соединение одного листа ($\Sigma t = t$); б – соединение двух листов ($\Sigma t = t_1 + t_2$);
в – соединение одного листа с применением сварной шайбы

Рисунок 7.7 Точечная дуговая сварка:

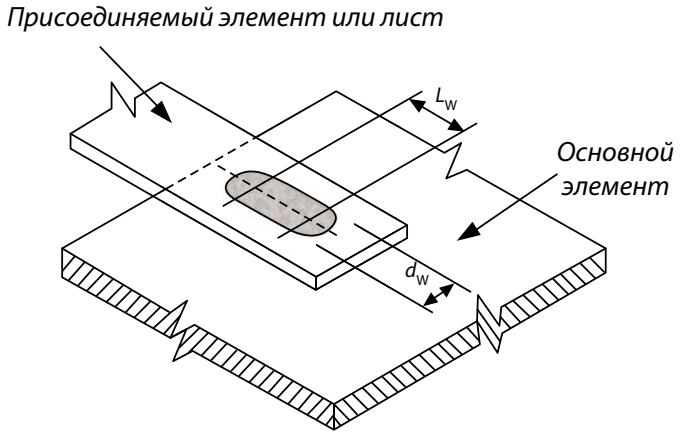


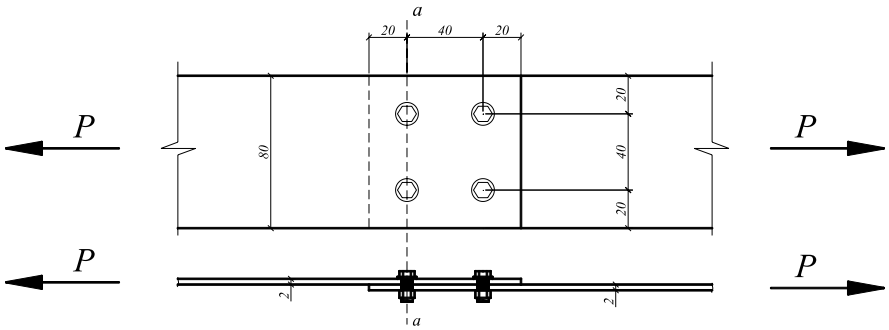
Рисунок 7.8 Продолговатая сварная точка

Пример 7.1 Определить прочность болтового соединения работающего на сдвиг. Соединение состоит из двух листов приложенных внахлест и скрепленных четырьмя болтами.

Исходные данные

Геометрические параметры соединения представлены на рисунке.

Сталь листов	S320GD+Z
Основной предел текучести стали	f_{yb}=320 Н/мм^2
Временное сопротивление стали	f_u=390 Н/мм^2
Класс прочности болта	6.8
Диаметр болта	d=10 мм
Диаметр отверстия	d_o=11 мм
Временное сопротивление на растяжение болта	f_{ub}=600 Н/мм^2
Площадь растянутой части сечения метиза	A_s=58,0 мм^2
Коэффициент надежности	γ_{M0}=1,0
Коэффициент надежности	γ_{M2}=1,25



Проверка диапазона применения болтов

Шаг болтов между центрами отверстий:

$$p_1=p_2=40 \text{ мм} > 3d=30 \text{ мм}.$$

Расстояния от центра отверстия до края листа:

$$e_1=20 \text{ мм} > 1{,}0d=10 \text{ мм};$$

$$e_2=20 \text{ мм} > 1{,}5d=15 \text{ мм}.$$

Определение прочности поперечного сечения листов

Расчетное сопротивление равномерно растянутого поперечного сечения определяется по формуле:

$$N_{t,Rd} = \frac{f_y A_g}{\gamma_{M0}} = \frac{320 \cdot 80 \cdot 2}{1} = 51200 \text{ Н} = 51{,}2 \text{ кН}.$$

Определение несущей способности соединения по сечению нетто (по лини а-а).

При определении несущей способности по сечению нетто должно выполняться условие:

$$F_{n,Rd}=(1+3r(d_o/u-0{,}3))\,A_{net}f_u/\gamma_{M2}, \text{ но}$$

$$F_{n,Rd} \le A_{net}f_u/\gamma_{M2},$$

где:
r=2/4=0,5;

$u = 2e_2$= 2·20 = 40мм, но $u \le p_2$ = 40мм;

A_{net}= 80·2-2·11·2 = 116 мм.

$$F_{n,Rd} = (1+3\cdot(11/40-0,3))116\cdot390/1,25 = 33478 \text{ Н} = 33,48 \text{ кН}.$$

$$A_{net}f_u/\gamma_{M2} = 116\cdot390/1,25 = 36192 \text{ Н} = 36,19 \text{ кН}.$$

$$F_{n,Rd} = 33,48 \text{ кН} < 36,19 \text{кН}.$$

Определение несущей способности соединения на смятие

Несущая способность одного болта на смятие определяется по формуле

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5\alpha_b k_t f_u dt}{\gamma_{M2}},$$

где:

α_b меньшее из 1,0 и $e_1/3d$=20/(3·10)=0,667;

α_b=0,667;

k_f=1,0, для t≥1,25 мм.

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5\cdot0,667\cdot1\cdot390\cdot10\cdot2}{1,25} = 10405 \text{ Н} = 10,4 \text{ кН}$$

Общая несущая способность соединения из 4 болтов составит

10,4 кН × 4 болта = 41,6 кН.

Определение несущей способности соединения на срез

Несущая способность болтов класса прочности 6.8 на срез определяется по формуле:

$$F_{V,Rd} = 0,5f_{ub}A_s/\gamma_{M2} = 0,5\cdot600\cdot58 = 17400\text{Н} = 17,4 \text{ кН}.$$

Общая несущая способность соединения из 4 болтов составит

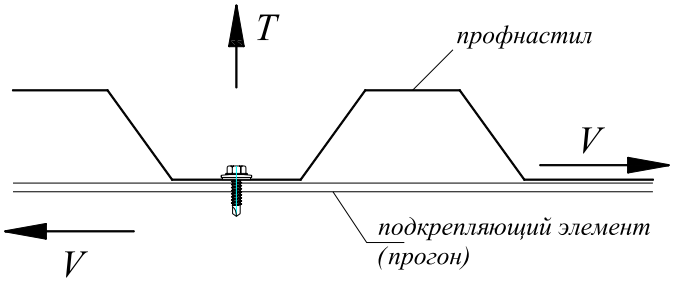
17,4 кН × 4 болта = 69,4 кН.

Вывод: несущая способность соединения будет равна несущей способности соединения по сечению нетто $F_{n,Rd}$ = 33,48 кН.

Пример 7.2 Определить прочность соединения профилированного листа с прогоном. Крепежным элементом является самонарезающий винт.

Исходные данные

Сталь профнастила	S320GD+Z
Основной предел текучести стали	f_{yb}=320 Н/мм^2
Временное сопротивление стали	f_u=390 Н/мм^2
Толщина листа	t=0,7 мм
Сталь прогона	S320GD+Z
Основной предел текучести стали	f_{yb}=320 Н/мм^2
Временное сопротивление стали	f_u=390 Н/мм^2
Толщина прогона	t_{sup}=t_1=2,0 мм
Диаметр самореза	d=4,8 мм
Диаметр шайбы	d=16 мм
Характеристическое значение несущей способности самореза на срез	$F_{v,Rk}$=5,2 кН
Несущая способность самореза на растяжение	$F_{t,Rd}$=5,0 кН



Положение винта (см. рисунок 7.2).

Проверка диапазона применения винтов

Расстояние между центрами крепежей:

$$p_1 = 36 \text{ мм} > 3d.$$

Расстояния от центра крепежа до края листа:

$$e_1 = 36 \text{ мм} > 3d.$$

Определение прочности на отрывающее усилие T

Несущая способность определяется из условий проверки несущей способности на вырыв, выдергивание и разрыв самонарезающего винта.

Несущая способность на вырыв для винтов которые находятся под действием ветровых нагрузок и статических нагрузок определяется по формуле

$$F_{p,Rd} = 0{,}5 d_w\, t\, f_u / \gamma_{M2} = 0{,}5 \cdot 16\text{мм} \cdot 0{,}7\text{мм} \cdot \frac{390 \text{ Н / мм}^2}{1{,}25} = 1{,}75 \text{ кН}.$$

Несущая способность на выдергивание для винтов определяется по формуле

$$F_{o,Rd} = 0{,}65 d t_{sup} f_{u,sup} / \gamma_{M2} = 0{,}65 \cdot 4{,}8\text{мм} \cdot 2{,}0\text{мм} \cdot \frac{390 \text{ Н / мм}^2}{1{,}25} = 1{,}95 \text{ кН}.$$

Несущая способность на разрыв самонарезающего винта определяется из условия:

$$F_{t,Rd} \geq F_{p,Rd}.$$

По экспериментальным данным производителя несущая способность винта на разрыв составляет $F_{t,Rd}$=5,0 кН > $F_{p,Rd}$=1,75 кН, следовательно, условие выполняется.

Несущая способность на отрывающее усилие выбирается по меньшему значению, т.е. по несущей способности на вырыв.

Определение прочности соединения на смятие

Несущая способность самореза на смятие определяется по формуле:

$$F_{b,Rd} = \alpha f_u\, d\, t / \gamma_{M2}.$$

Так как t_1/t=2 мм / 0,7 мм=2,85, то коэффициент α определяется по формуле:

$$\alpha = 3{,}2\sqrt{t/d} = 3{,}2\sqrt{0{,}7/4{,}8} = 1{,}22.$$

$$F_{b,Rd} = 1{,}22 \cdot 290 \cdot 4{,}8 \cdot \frac{0{,}7}{1{,}25} = \frac{1{,}27\text{кН}}{\text{саморез}}.$$

Несущая способность самореза на срез:

$$F_{V,Rd} = F_{V,Rk} / \gamma_{M2} = 5{,}2 \text{ кН}/1{,}25 = 4{,}16 \text{ кН}.$$

$$F_{V,Rd} > 1{,}2 \cdot F_{b,Rd} = 1{,}2 \times 1{,}27 \text{ кН} = 1{,}52 \text{ кН/саморез}.$$

Несущая способность самореза на срез представленная производителем превышает несущую способность самореза на смятие,

$$F_{V,Rd} = 4{,}16 \text{ кН} > 1{,}52 \text{ кН}.$$

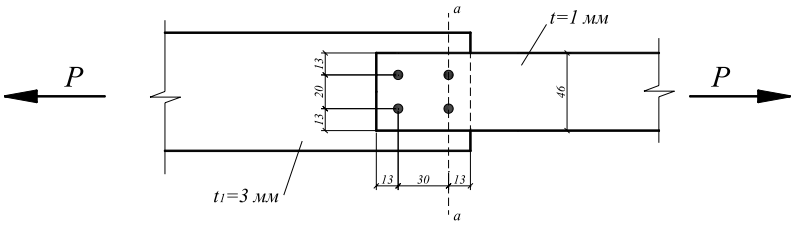
Выводы: несущая способность соединения на действие сдвигающего усилия определяется прочностью соединения на смятие и равна 1,52 кН. Несущая способность соединения на отрыв определяется по несущей способности на вырыв и равна 1,75 кН.

Пример 7.3 Определить прочность сварного соединения работающего на растяжение. Соединение состоит из двух листов приложенных внахлест и скрепленных четырьмя точечными сварными швами (электрозаклепками).

Исходные данные

Геометрические параметры соединения представлены на рисунке.

Сталь листов	S315 MC
Основной предел текучести стали	f_{yb}=315 Н/мм^2
Временное сопротивление стали	f_u=390 Н/мм^2
Толщины листов	t=1,5 мм
	t_1=3,0 мм
Диаметр электрозаклепки	d_s=0,5·t+5мм=5,5мм



Проверка диапазона применения электрозаклепок:

$$2 \cdot d_s = 11 \text{ мм} < e_1 = 13 \text{ мм} < 6 \cdot d_s = 33 \text{ мм}$$

$$e_2 = 13 \text{ мм} < 4 \cdot d_s = 22 \text{ мм}$$

$$3 \cdot d_s = 16{,}5 \text{ мм} < p_1 = 30 \text{ мм} < 8 \cdot d_s = 44 \text{ мм}$$

$$3 \cdot d_s = 16{,}5 \text{ мм} < p_2 = 20 \text{ мм} < 6 \cdot d_s = 33 \text{ мм}$$

Определение несущей способности на смятие и разрыв

При условии, что

$$t = 1{,}5 \text{ мм} < t_1 = 3{,}0 \text{ мм} < 2{,}5t = 3{,}75 \text{ мм},$$

несущая способность определяется по формуле

$$F_{tb,Rd} = 2{,}7\sqrt{t}d_s f_u/\gamma_{M2} = 2{,}7 \cdot \sqrt{1{,}5} \cdot 5{,}5 \cdot \frac{390}{1{,}25} = \frac{5{,}67 \text{ кН}}{\text{электрозаклепка.}}.$$

Определение несущей способности края элемента на разрыв:

$$F_{e,Rd} = 1{,}4te_1 f_u/\gamma_{M2} = 1{,}4 \cdot 1{,}5 \cdot 13 \cdot \frac{390}{1{,}25} = \frac{8{,}52 \text{ кН}}{\text{электрозаклепка.}}.$$

Определение несущей способности сечения нетто:

$$F_{n,Rd} = A_{net} f_u/\gamma_{M2} = 1{,}5 \cdot (46 - 5{,}5 \cdot 2) \cdot \frac{390}{1{,}25} = \frac{16{,}38 \text{ кН}}{\text{электрозаклепка.}}.$$

Определение несущей способности электрозаклепки на срез:

$$F_{V,Rd} = \frac{\pi}{4} d_s^2 f_u/\gamma_{M2} = \frac{\pi}{4} \cdot 5{,}5^2 \cdot \frac{390}{1{,}25} = \frac{7{,}41 \text{ кН}}{\text{электрозаклепка.}}.$$

Окончательно принимаем несущую способность соединения по несущей способности заклепки на смятие и срез. Несущая способность всего соединения будет равна:

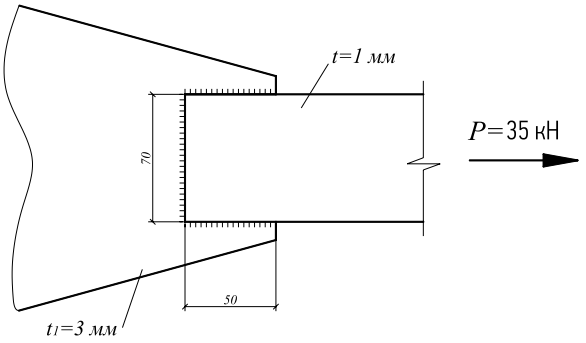
5,67кН×4 электрозаклепки=22,68 кН.

Пример 7.4 Проверить прочность соединения листа и фасонки. Соединение выполнено угловыми швами. Схема узла приведена на рисунке.

Исходные данные

Геометрические параметры соединения представлены на рисунке.

Временное сопротивление стали	f_u=390 Н/мм^2
Толщины листов	t=1,0 мм
	t_1=3,0 мм
Толщина сварного шва	t=1,0 мм



Расчетная несущая способность сварного шва.

$$L_{w,s}=50 \text{ мм} < b=70 \text{ мм}.$$

$$F_{w,Rd}=tL_{w,s}\,(0{,}9-0{,}45\,L_{w,s}/b)\cdot f_u/\gamma_{M2}=1{,}0\cdot 50\cdot(0{,}9-0{,}45\cdot\frac{50}{70})\cdot\frac{390}{1{,}25}=9{,}02 \text{ кН/шов}.$$

Общая несущая способность фланговых швов:

$$2\cdot 9{,}02 \text{ кН/шов}=18{,}04 \text{ кН}.$$

Расчетная несущая способность лобового шва:

$$F_{w,Rd}=tL_{w,e}\,(1-0{,}3\,L_{w,e})/b\cdot f_u/\gamma_{M2}=1{,}0\cdot 70\cdot(1-0{,}3\,\frac{70}{70})\cdot\frac{390}{1{,}25}=15{,}29 \text{ кН}.\cdot$$

Общая несущая способность соединения в данном примере:

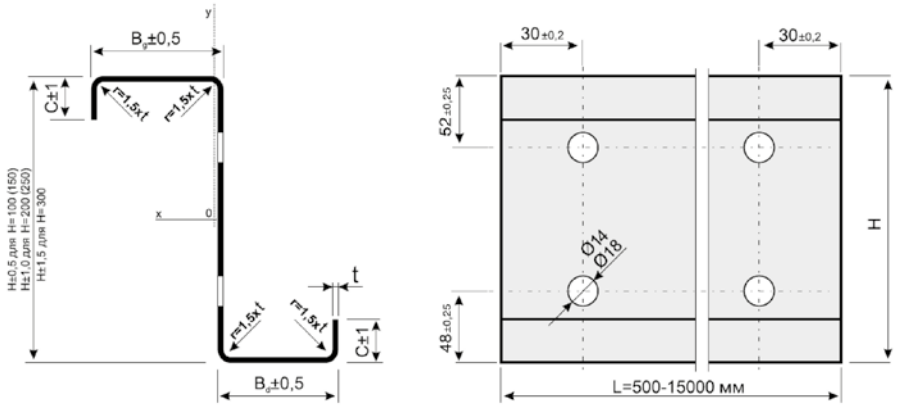
$$18{,}04 \text{ кН} + 15{,}29 \text{ кН} = 33{,}33 \text{ кН}.$$

Прочность сварного соединения не обеспечена:

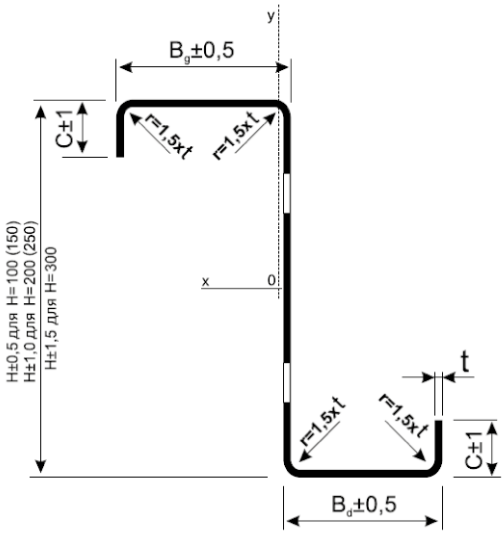
$$P=35 \text{ кН} > 33{,}33 \text{ кН}.$$

СОРТАМЕНТ НЕСУЩИХ ПРОФИЛЕЙ КОМПАНИИ ПРУШИНЬСКИ

Геометрические параметры Z-профилей

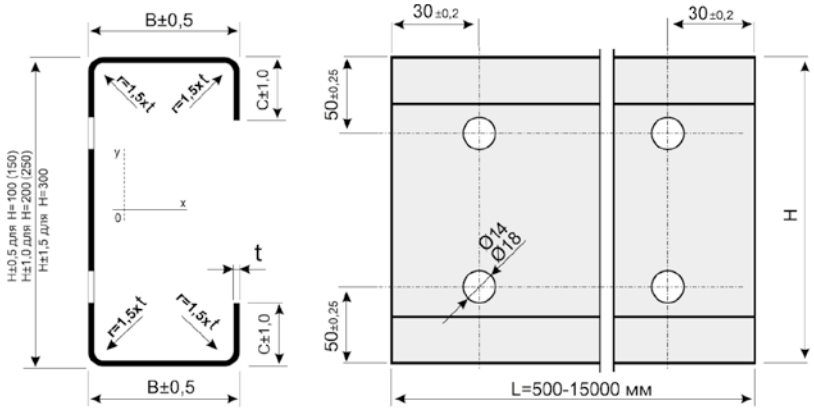


Обозначение Z H×B_g/B_d×t	H, мм	B_g/B_d, мм	C, мм	t, мм	r, мм	G, кг/м	A, см^2
Z100×68/60×1,5	100	68/60	19	1,50	2,25	3,00	3,83
×2,0	100	68/60	20	2,00	3,00	4,00	5,03
×2,5	100	68/60	19	2,50	3,75	4,90	6,20
×3,0	100	68/60	20	3,00	4,50	5,88	7,33
Z150×68/60×1,5	150	68/60	19	1,50	2,25	3,60	4,58
×2,0	150	68/60	20	2,00	3,00	4,80	6,03
×2,5	150	68/60	19	2,50	3,75	5,90	7,45
×3,0	150	68/60	20	3,00	4,50	7,08	8,83
Z180×68/60×1,5	180	68/60	19	1,50	2,25	3,96	5,02
×2,0	180	68/60	20	2,00	3,00	5,28	6,62
×2,5	180	68/60	19	2,50	3,75	6,52	8,19
×3,0	180	68/60	20	3,00	4,50	7,80	9,71
Z200×68/60×1,5	200	68/60	19	1,50	2,25	4,20	5,32
×2,0	200	68/60	20	2,00	3,00	5,60	7,02
×2,5	200	68/60	19	2,50	3,75	6,90	8,69
×3,0	200	68/60	20	3,00	4,50	8,28	10,31
Z250×68/60×2,0	250	68/60	20	2,00	3,00	6,40	8,02
×2,5	250	68/60	19	2,50	3,75	7,90	9,94
×3,0	250	68/60	20	3,00	4,50	9,48	11,81
Z250×75/65×2,0	250	75/65	20	2,00	3,00	6,59	8,34
×2,5	250	75/65	20	2,50	3,75	8,16	10,34
×3,0	250	75/65	21	3,00	4,50	9,79	12,29
Z300×75/65×2,0	300	75/65	21	2,00	3,00	7,44	9,33
×2,5	300	75/65	22	2,50	3,75	9,20	11,57
×3,0	300	75/65	21	3,00	4,50	11,04	13,78

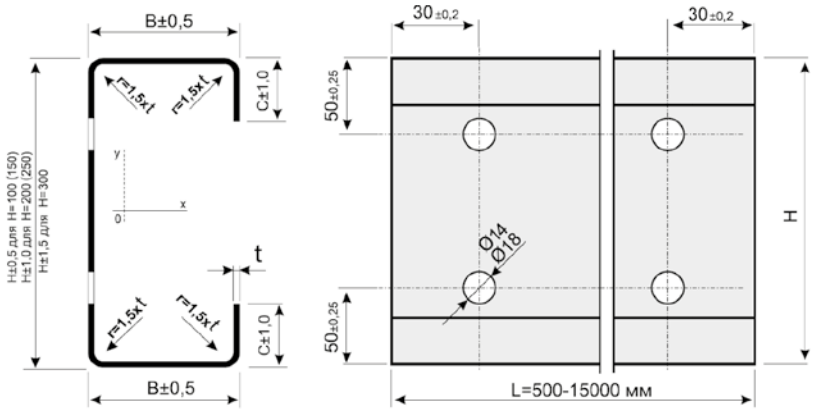


Обозначение Z H×B_g/B_d×t	H, мм	B_g/B_d, мм	C, мм	t, мм	r, мм	G, кг/м	A, см^2
Z100×53/48×1,5	100	53/48	18/16	1,50	2,25	2,64	3,31
×2,0	100	53/48	18/16	2,00	3,00	3,52	4,33
Z100×55/48×2,5	100	55/48	18/16	2,50	3,75	4,40	5,37
×3,0	100	55/48	18/16	3,00	4,50	5,16	6,34
Z150×53/48×1,5	150	53/48	18/16	1,50	2,25	3,24	4,06
×2,0	150	53/48	18/16	2,00	3,00	4,32	5,33
Z150×55/48×2,5	150	55/48	18/16	2,50	3,75	5,34	6,62
×3,0	150	55/48	18/16	3,00	4,50	6,41	7,84
Z200×53/48×1,5	200	53/48	18/16	1,50	2,25	3,84	4,80
×2,0	200	53/48	18/16	2,00	3,00	5,09	6,32
Z200×55/48×2,5	200	55/48	18/16	2,50	3,75	6,36	7,86
×3,0	200	55/48	18/16	3,00	4,50	7,56	9,32
Z250×53/48×1,5	250	53/48	18/16	2,00	3,00	5,81	7,32
Z250×55/48×2,5	250	55/48	18/16	2,50	3,75	7,23	9,11
×3,0	250	55/48	18/16	3,00	4,50	8,59	10,82
Z300×53/48×1,5	300	53/48	18/16	2,00	3,00	6,60	8,31
Z300×55/48×2,5	300	55/48	18/16	2,50	3,75	8,21	10,35
×3,0	300	55/48	18/16	3,00	4,50	9,77	12,31

Геометрические параметры С-профилей

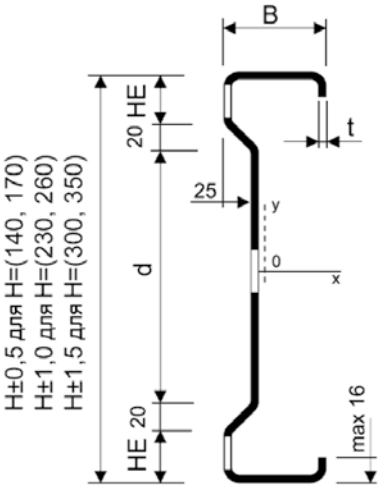


Обозначение С H×B_g/B_d×t	H, мм	B_g/B_d, мм	C, мм	t, мм	r, мм	G, кг/м	A, см²
С100×60×1,0	100	60	20	1,00	1,50	1,98	2,49
×1,5	100	60	20	1,50	2,25	2,93	3,68
×2,0	100	60	20	2,00	3,00	3,85	4,83
×2,5	100	60	20	2,50	3,75	4,74	5,95
×3,0	100	60	20	3,00	4,50	5,60	7,03
С150×60×1,0	150	60	20	1,00	1,50	2,38	2,99
×1,5	150	60	20	1,50	2,25	3,52	4,43
×2,0	150	60	20	2,00	3,00	4,63	5,83
×2,5	150	60	20	2,50	3,75	5,72	7,20
×3,0	150	60	20	3,00	4,50	6,78	8,53
С200×60×1,5	200	60	20	1,50	2,25	4,11	5,17
×2,0	200	60	20	2,00	3,00	5,42	6,82
×2,5	200	60	20	2,50	3,75	6,70	8,44
×3,0	200	60	20	3,00	4,50	7,95	10,01
С250×60×2,0	250	60	20	2,00	3,00	6,20	7,82
×2,5	250	60	20	2,50	3,75	7,68	9,69
×3,0	250	60	20	3,00	4,50	9,13	11,51
С300×60×2,0	300	60	20	2,00	3,00	6,99	8,81
×2,5	300	60	20	2,50	3,75	8,66	10,92
×3,0	300	60	20	3,00	4,50	10,31	13,00



Обозначение C H×B_g/B_d×t	H, мм	B_g/B_d, мм	C, мм	t, мм	r, мм	G, кг/м	A, см^2
C100×48×1,0	100	48	16	1,00	1,50	1,73	2,17
×1,5	100	48	16	1,50	2,25	2,55	3,20
×2,0	100	48	16	2,00	3,00	3,35	4,19
×2,5	100	48	16	2,50	3,75	4,11	5,15
×3,0	100	48	16	3,00	4,50	4,84	6,07
C150×48×1,0	150	48	16	1,00	1,50	2,12	2,67
×1,5	150	48	16	1,50	2,25	3,14	3,95
×2,0	150	48	16	2,00	3,00	4,13	5,19
×2,5	150	48	16	2,50	3,75	5,09	6,40
×3,0	150	48	16	3,00	4,50	6,02	7,57
C200×48×1,5	200	48	16	1,50	2,25	3,73	4,69
×2,0	200	48	16	2,00	3,00	4,92	6,18
×2,5	200	48	16	2,50	3,75	6,07	7,64
×3,0	200	48	16	3,00	4,50	7,20	9,05
C250×48×2,0	250	48	16	2,00	3,00	5,70	7,18
×2,5	250	48	16	2,50	3,75	7,05	8,89
×3,0	250	48	16	3,00	4,50	8,38	10,55
C300×48×2,0	300	48	16	2,00	3,00	6,49	8,17
×2,5	300	48	16	2,50	3,75	8,03	10,12
×3,0	300	48	16	3,00	4,50	9,55	12,04

Геометрические параметры ∑-профилей



Обозначение ∑ H×B_g/B_d×t	H, мм	B, мм	HE, мм	d, мм	t, мм	r, мм	G, кг/м	A, см^2
∑140×2,0	140	70	35	30	2,00	5	4,94	6,29
×2,5	140	70	35	30	2,50	5	6,13	7,81
×3,0	140	70	35	30	3,00	5	7,31	9,31
×3,2	140	70	35	30	3,20	5	7,77	9,90
∑170×2,0	170	70	35	60	2,00	5	5,41	6,89
×2,5	170	70	35	60	2,50	5	6,72	8,56
×3,0	170	70	35	60	3,00	5	8,02	10,21
×3,2	170	70	35	60	3,20	5	8,53	10,87
∑200×2,0	200	70	35	90	2,00	5	5,88	7,49
×2,5	200	70	35	90	2,50	5	7,31	9,32
×3,0	200	70	35	90	3,00	5	8,73	11,12
×3,2	200	70	35	90	3,20	5	9,29	11,83
∑230×2,0	230	70	35	120	2,00	5	6,33	8,06
×2,5	230	70	35	120	2,50	5	7,87	10,03
×3,0	230	70	35	120	3,00	5	9,40	11,98
×3,2	230	70	35	120	3,20	5	10,01	12,75
∑260×2,0	260	70	35	150	2,00	5	6,80	8,67
×2,5	260	70	35	150	2,50	5	8,46	10,78
×3,0	260	70	35	150	3,00	5	10,11	12,88
×3,2	260	70	35	150	3,20	5	10,76	13,71
∑300×2,0	300	70	35	190	2,00	5	7,43	9,47
×2,5	300	70	35	190	2,50	5	9,25	11,78
×3,0	300	70	35	190	3,00	5	11,05	14,08
×3,2	300	70	35	190	3,20	5	11,77	14,99
∑350×2,0	350	70	35	240	2,00	5	8,22	10,47
×2,5	350	70	35	240	2,50	5	10,23	13,04
×3,0	350	70	35	240	3,00	5	12,23	15,58
×3,2	350	70	35	240	3,20	5	13,03	16,60

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. AISI S100-2007. North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members. – Washington : American Iron and Steel Institute, 2007. – 198 p.

2. EN 10326:2004. Continuously hot-dip coated strip and sheet of structural steels - Technical delivery conditions. – Brussels : CEN, 2004. – 20 p.

3. EN 1993-1-3:2006. Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-3: General rules. Supplementary rules for cold-formed members and sheeting. – Brussels : CEN, 2006. – 134 p.

4 ДСТУ-Н Б В.1.2-13:2008 Настанова. Основи проектування конструкцій (EN 1990:2002, IDT). – Київ : Мінрегіон, 2009. – 101 с.

5. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1:2010. Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1993-1-1:2005, IDT). – Київ : Мінрегіон, 2011. – 150 с.

6. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3:2012. Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-3. Загальні правила. Додаткові правила для холодноформованих елементів і профільованих листів (EN 1993-1-3:2006 IDT). – Київ : Мінрегіон, 2012. – 220 с.

7. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5:2012 Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-5. Пластинчасті конструктивні елементи (EN 1993-1-5:2006, IDT). – Київ : Мінрегіон, 2013. – 91 с.

8. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8:2011. Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-8. Проектування з'єднань (EN 1993-1-8:2005, IDT). – Київ : Мінрегіон, 2012. – 196 с.

9. Зміна №1 до ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3:2012. Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-3. Загальні правила. Додаткові правила для холодноформованих елементів і профільованих листів (EN 1993-1-3:2006 IDT). – Київ : Мінрегіон, 2013. – 20 с.

10. Dubina D. Design of Cold-formed Steel Structures / Dan Dubina, Viorel Ungureanu, Raffaele Landolfo. – Mem Martins : ECCS, 2012. – 654 p.

11. Ghersi A. Design of Metallic Cold-formed Thin-walled Members / A. Ghersi, R. Landolfo, F. M. Mazzolani. – London : Spon Press, 2002. – 174 p.

12. Hancock G. J. Cold-Formed steel Structures to the AISI Specification / Gregory J. Hancock, Thomas M. Murray, Duane S. Ellifritt. – New York : Marcel Dekker, Inc., 2001. – 398 p.

13. Yu W.-W. Cold-formed steel design: fourth edition / Wei-Wen Yu, R. A. LaBoube. – New York : John Wiley & Sons Inc., 2010. – 491 p.

14. Allen Don. History of Cold-formed steel / Don Allen // STRUCTURE magazine. – 2006. – № 11. – P. 28-32.

15. Ellifritt D. S. Building Systems / Duane S. Ellifritt, Roger A. LaBoube // Thin-Walled Structures. – 1993. – № 16. – P. 263-274.

16. Karren K. W. Effects of Cold-Forming on Light-Gage Steel Members / Kenneth W. Karren, George Winter // Journal of Structural Division. – 1967. – Vol. 93. – P. 433-469.

17. Toma A. European Design Methods for Cold-Formed Steel / A. Toma // Thin-Walled Structures. – 1993. – № 16. – P. 275-291.

18. Von Karman T. The Strength of Thin Plates in Compression / T. von Karman, E. E., Sechler, L. H. Donnell // Transactions ASME, – 1932. – Vol. 54, – APM 54-5.

19. Нехаев Г. А. Легкие металлические конструкции / Г. А. Нехаев. – Тула : ООО «ПрофСтальПроект», 2012. – 90 с.

ИНДЕКСЫ ПРИМЕРОВ

Пример 2.1 Определение среднего предела текучести стали 22

Пример 2.2 Определение толщины ядра листа 25

Пример 3.1 Определение площади поперечного сечения 29

Пример 3.2 Определение геометрических характеристик эффективного сечения холодноформованного С-образного профиля, работающего на сжатие 47

Пример 3.3 Определение геометрических характеристик эффективного сечения холодноформованного С-образного профиля, работающего на изгиб 52

Пример 3.4 Определение геометрических характеристик эффективного сечения холодноформованного С-образного профиля с двойным краевым отгибом, работающего на сжатие 58

Пример 3.5 Определение геометрических характеристик эффективного сечения холодноформованного ∑-образного профиля, работающего на сжатие 67

Пример 3.6 Определение геометрических характеристик эффективного сечения холодноформованного стального профилированного листа с трапециевидными гофрами, подверженного изгибу относительно горизонтальной оси (при сжатых узких полках) (тип 1 83

Пример 3.7 Определение геометрических характеристик эффективного сечения холоднокатаного стального профилированного листа с трапециевидными гофрами, подверженного изгибу относительно горизонтальной оси (при сжатых узких полках) (тип 2) 87

Пример 4.1 Проверка несущей способности растянутого стального холодноформованного элемента из С-образного профиля 102

Пример 4.2: Проверка несущей способности центрально-сжатого стального холодноформованного элемента из С-образного профиля 105

Пример 4.3: Проверка несущей способности стальной холодноформованной балки из С-образного профиля 121

Пример 4.4: Проверка несущей способность стойки стенового фахверка на одновременное действие сжимающей и изгибающей нагрузок 128

Пример 4.5 Проверка несущей способности двухпролетной неразрезной балки из Z-образного профиля 130

Пример 4.6 Проверка несущей способности неразрезного многопролетного настила покрытия из холодноформованных профилированных трапециевидных листов 134

Пример 5.1 Проверка устойчивости сжатого элемента состоящего из двух С-профилей 144

Пример 5.2: Проверка устойчивости изгибаемого элемента, состоящего из двух С-профилей 152

Пример 5.3: Проверка устойчивости сжато-изгибаемого элемента рамы, состоящего из двух С-профилей 155

Пример 6.1 Определение прогиба балки 162

Пример 7.1 Определение прочности болтового соединения, работающего на сдвиг 178

Пример 7.2 Определение прочности соединения профилированного листа с прогоном 180

Пример 7.3 Определение прочности сварного соединения, работающего на растяжение 182

Пример 7.4 Проверка прочность соединения листа и фасонки сварными швами 183

ОБ АВТОРЕ

Владимир Семко – кандидат технических наук, старший научный сотрудник по специальности 05.23.01 – строительные конструкции, здания и сооружения, докторант кафедры конструкций из металла, дерева и пластмасс Полтавского национального технического университета имени Юрия Кондратюка. В 2007 году защитил кандидатскую диссертацию на тему «Оценка надежности стальных балок с дефектами».

Деятельность в области проектирования металлоконструкций начал в 2002 году под руководством д.т.н., профессора Пичугина С.Ф. Принимал участие в должности прораба в монтаже стальных несущих и ограждающих конструкций зданий Прилуцкой и Кременчугской табачных фабрик. С 2009 года – доцент кафедры архитектуры и городского строительства Полтавского национального технического университета имени Юрия Кондратюка.

Автор более 80 научных публикаций и методических пособий. Под руководством Владимира Семко защищено 10 магистерских работ и 1 кандидатская диссертация по вопросам исследования работы стальных холодноформованных конструкций.

Теоретическими и экспериментальными исследованиями стальных холодноформованных конструкций занимается с 2009 года. Проводимые исследования касаются определения уровня надежности конструкций, энергетической эффективности ограждающих конструкций из стальных холодноформованных элементов.

Будучи сертифицированным инженером и экспертом по техническому обследованию зданий и сооружений, Владимир Семко является автором проектов новых зданий с применением стальных конструкций, а также проектов усиления существующих зданий и сооружений.

ОБ ИЗДАТЕЛЕ

Украинский Центр Стального Строительства (УЦСС) – ассоциация участников рынка металлостроения, членами которой являются ведущие производители и дистрибьюторы стального проката, заводы по производству металлоконструкций, кровельных и фасадных систем, отраслевые проектные и научные организации, монтажные и строительные компании.

Миссией Украинского Центра Стального Строительства является продвижение стальных конструкций как предпочтительного материала строительства путем создания эффективных, инновационных решений для клиентов.

Как ассоциация Украинский Центр Стального Строительства развивает свою деятельность в следующих направлениях:

Инженерное

Исследования в области эффективного проектирования объектов недвижимости
Разработка концепций проектов с применением стальных конструкций
Проектирование огнезащиты

Техническое

Создание типовых проектов и прототипов зданий с применением различных видов металлических конструкций
Разработка каталогов проектных решений
Изменение нормативной базы с целью внедрения новых технологий в производстве, проектировании и монтаже металлических конструкций

Информационное

Представление отрасли металлостроения в СМИ
Популяризация стальных решений среди заказчиков строительства
Внедрение мирового технического опыта

Обучающее

Проведение технических семинаров
Информирование участников отрасли об изменениях в законодательной базе

Нормативное

Внедрение передовой нормативно-технической базы в строительстве
Гармонизация европейских норм на изготовление, проектирование и монтаж металлических конструкций

УКРАИНСКИЙ ЦЕНТР
СТАЛЬНОГО
СТРОИТЕЛЬСТВА

Украинский Центр Стального Строительства,
01001, Украина, Киев,
ул. Большая Житомирская, 20, БЦ Панорама
+38044 590 01 56 | info@uscc.com.ua | www.uscc.com.ua

Публикация

РАСЧЕТ НЕСУЩИХ И ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ СТАЛЬНЫХ ХОЛОДНОФОРМОВАННЫХ ПРОФИЛЕЙ В СООТВЕТСТВИИ С ЕВРОКОДОМ 3

Иллюстрация для обложки была предоставлена компанией Vertex Россия

Формат 60x84x8. Условных печатных листов 16,74. Тираж 300 экземпляров.
Издатель ООО «НПП «Интерсервис»
Киев, ул. Бориспольская, 9
Свидетельство серии ДК № 3534 от 24.07.2009

РАСЧЕТ НЕСУЩИХ И ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ СТАЛЬНЫХ ХОЛОДНОФОРМОВАННЫХ ПРОФИЛЕЙ В СООТВЕТСТВИИ С ЕВРОКОДОМ 3

В работе рассмотрены теоретические основы расчета стальных холодноформованных конструкций по предельным состояниям первой и второй групп согласно национального стандарта ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3:2012 «Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-3. Загальні правила. Додаткові правила для холодноформованих елементів і профільованих листів (EN 1993-1-3:2006 IDT)».