

Расчет сжатых тонкостенных стержней по действующим нормативно-техническим документам разных стран

Регина Артуровна Гатиатуллина, Александр Майорович Ибрагимов

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ); г. Москва, Россия

АННОТАЦИЯ

Введение. Рассматриваются методики определения расчетных значений несущей способности тонкостенного стержня, испытывающего деформацию сжатия, с учетом вероятной потери местной устойчивости по отечественным и европейским нормативным документам и по нормам Северной Америки.

Материалы и методы. Расчеты выполнены для тонкостенных холодногнутых С-образных стальных профилей. Использованы сбор и систематизация информационных данных, теоретическое обобщение материалов, полученных при анализе отечественных и зарубежных нормативно-технических документов, сравнительный и сопоставительный анализы.

Результаты. Проведено сравнение методов определения несущей способности тонкостенных стержней с учетом их местной потери устойчивости. Алгоритмы расчетов представлены в табличной форме; результаты также сведены в таблицы.

Выводы. В ходе анализа результатов, приняв в качестве эталона для сравнения несущую способность, определенную в соответствии с СП 260.1325800.2016, получено расхождение с EN 1993-1-3 5 и 12 % — с AISI S100–16. Построены графики зависимости несущей способности от геометрических характеристик сечения (высоты, ширины и толщины профиля), что дает наглядное представление в разности подходов к разработке нормативно-технических документов в разных странах.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: сравнительный анализ, тонкостенные стержни, местная потеря устойчивости, методики расчета, сжатие, эффективная площадь, нормативные документы

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Гатиатуллина Р.А., Ибрагимов А.М. Расчет сжатых тонкостенных стержней по действующим нормативно-техническим документам разных стран // Строительство: наука и образование. 2025. Т. 15. Вып. 3. Ст. 2. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2025.3.2

Автор, ответственный за переписку: Регина Артуровна Гатиатуллина, gatiatullina.regina@mail.ru.

Calculation of compressed thin-walled rods in accordance with current normative and technical documents of different countries

Regina A. Gatiatullina, Alexander M. Ibragimov

Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU);
Moscow, Russian Federation

ABSTRACT

Introduction. The article deals with methods of determining the design values of the bearing capacity of a thin-walled rod experiencing compression deformation (taking into account the probable local buckling) according to domestic and European normative documents and the design standards of North America.

Materials and methods. Calculations for thin-walled cold-formed C-shaped steel sections were carried out. Methods such as collection and systematization of information data, theoretical generalization of materials obtained in the analysis of domestic and foreign normative and technical documents, comparative analysis were used.

Results. The comparison of methods for determining the load-bearing capacity of thin-walled rods under local buckling was made. The calculation algorithms are presented in tables. The results are summarized in unified tables.

Conclusions. Based on the analysis of results (taking as a reference for comparison the load-bearing capacity determined in accordance with SP 260.1325800.2016) a difference of 5 with EN 1993-1-3 and 12 % with AISI S100–16 was obtained. Graphs of correspondence between the load-bearing capacity and geometric characteristics of the cross-section (height, width and thickness) are shown. They give a visual representation of the difference in approaches to the development of normative and technical documents in different countries.

KEYWORDS: comparative analysis, thin-walled rods, local buckling, calculation methods, compression, effective area, normative documents

FOR CITATION: Gatiatullina R.A., Ibragimov A.M. Calculation of compressed thin-walled rods in accordance with current normative and technical documents of different countries. *Stroitel'stvo: nauka i obrazovanie* [Construction: Science and Education]. 2025; 15(3):2. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2025.3.2

Corresponding author: Regina A. Gatiatullina, gatiatullina.regina@mail.ru.

ВВЕДЕНИЕ

Использование тонкостенных конструкций в строительстве обусловлено их универсальностью, быстровозводимостью, эффективностью и экономичностью.

Внедрение новых конструкций и технологий предполагает разработку и усовершенствование строительных норм, регламентирующих требования к данным конструкциям, материалам, к расчету и методам проектирования.

Одной из задач проекта пересмотра¹ СП 260.1325800.2016 «Конструкции стальные тонкостенные из холодногнутых оцинкованных профилей и гофрированных листов. Правила проектирования»², согласно которому в России производится проектирование элементов тонкостенных конструкций, является «повышение уровня гармонизации нормативных требований с международными нормативными документами». Для этого необходимо провести сравнительный анализ положений документов EN 1993-1-3: Eurocode 3: Design of steel structures — Part 1–3: General rules — Supplementary rules for cold-formed members and sheeting³ и AISI S100–16 «North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members»⁴. Представляется целесообразным подвергнуть тщательному анализу раздел расчета на несущую способность и местную устойчивость стальных тонкостенных конструкций.

В результате сжатия тонкостенного стержня наблюдается потеря местной устойчивости (local buckling), которая возникает из-за местных деформаций отдельных участков и может предшествовать потере общей устойчивости (global buckling) [1]. При этом узловые перемещения относительно малы.

При такой потере устойчивости продольная ось элемента остается недеформированной. Деформация поперечного сечения происходит за счет изгиба

внутренних стенок элемента. Внешние стенки имеют смещения. Местная потеря устойчивости стержня зависит от того, какой из элементов сечения наиболее склонен к смятию [2–5].

Eurocode определяет предельную прочность элемента путем расчета эффективной ширины элементов сечения (стенки, полки и ребра жесткости/кромки). Далее эффективная ширина уменьшается на основе смятия/потери устойчивости ребра жесткости.

Аналитическая модель идеализированной сжатой полки аналогична модели балки-колонны на упругом фундаменте [6–10].

AISI — стандарты проектирования для Америки, Канады и Мексики.

Принцип проектирования, используя метод эффективной ширины (Effective Width Method), предложенный Теодором фон Карманом [11] и позже модифицированный Джорджем Винтером [12], служит основным и достаточным для установления несущей способности тонкостенных стержней с учетом потери местной устойчивости.

Дополнительно для проектирования холодноформованных элементов, испытывающих деформацию сжатия, согласно текущей североамериканской спецификации AISI S100–16, применяется Direct Strength Method (метод прямой прочности), разработанный Беном Шефером [13, 14].

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Первый этап расчета тонкостенных профилей — проверка отношений ширины и высоты элементов сечения к толщине. Действительные значения не должны превышать максимальные, установленные нормами (табл. 1).

На рис. 1 изображено поперечное сечение С-образной стальной балки.

Наблюдаются расхождения в предельных значениях геометрических размеров и диапазонах толщин, установленных в отечественных и зарубежных нормах, возможной причиной чего является то факт, что данные параметров определяются опытным способом.

На результаты экспериментов влияют:

- свойства материала (разные производители, разное качество);
- география — сейсмическая активность, снеговая и ветровая нагрузки;
- применение различных вычислительных комплексов.

Так как каждый из факторов меняется в зависимости от места проведения исследований, отно-

¹ Пояснительная записка к проекту пересмотра СП 260.1325800.2016 «Конструкции стальные тонкостенные из холодногнутых оцинкованных профилей и гофрированных листов. Правила проектирования» (первая ред.). М. : Минстрой России, 2022. 7 с.

² СП 260.1325800.2016. Конструкции стальные тонкостенные из холодногнутых оцинкованных профилей и гофрированных листов. Правила проектирования. М. : Минстрой России, 2016. 114 с.

³ EN 1993-1-3: Eurocode 3: Design of steel structures — Part 1–3: General rules — Supplementary rules for cold-formed members and sheeting. CEN, 2006. 130 p.

⁴ AISI S100–16. North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members. Washington : American Iron and Steel Institute, 2020. 505 p.

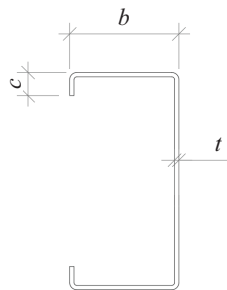


Рис. 1. Характерные размеры тонкостенного стержня открытого профиля

шения размеров профилей имеют разные граничные значения.

Второй этап — поправка геометрических характеристик сечения на закругления в углах контура (рис. 2).

Считается, что местной потере устойчивости подвержены прямолинейные участки сечения, заключенные между углами сгиба.

Определяется радиус изгиба $r_m = R + t/2$, где R — радиус закругления; t — толщина профиля. Далее — уменьшенный радиус изгиба $g_r = r_m \cdot (\operatorname{tg}\varphi/2 - \sin\varphi/2)$ или расстояние от точки пересечения двух срединных линий стенки и полки балки X до реальной точки пересечения P .

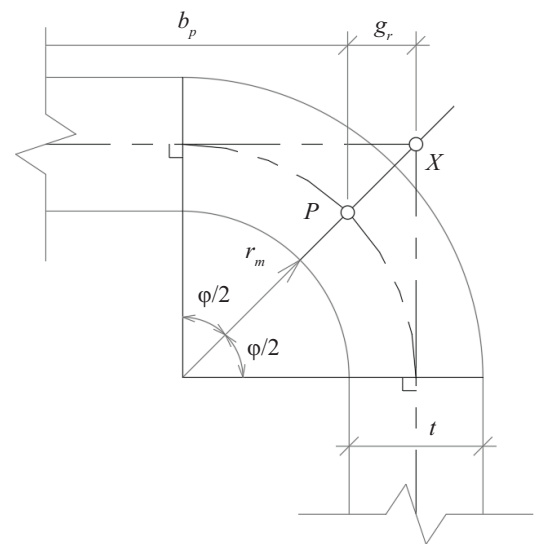


Рис. 2. Закругленный угол тонкостенного стального профиля и средняя точка сгиба

Во всех методиках расчета возможная потеря местной устойчивости учитывается исключением из работы части полки и (или) стенки через безразмерный коэффициент редуцирования ρ [15–20].

Следующие этапы расчета представлены в табл. 2.

Табл. 1. Максимальные значения отношений ширины и высоты элементов сечения к толщине

СП 260.1325800.2016	EN 1993-1-3: 2006	AISI S100–16
Конструкции стальные тонкостенные из холодногнутых оцинкованных профилей и гофрированных листов. Правила проектирования	Eurocode 3: Design of steel structures — Part 1–3: General rules — Supplementary rules for cold-formed members and sheeting	North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members
$b/t \leq 100;$ $c/t \leq 40$	$b/t \leq 60;$ $c/t \leq 50$	$b/t \leq 90$ (при $I_s \geq I_a$); $b/t \leq 60$ (при $I_s < I_a$), где I_s — нередуцированный момент инерции элемента жесткости (кромки) относительно собственной центральной оси, параллельной усиливаемому элементу; I_a — момент инерции кромки (достаточный, чтобы каждый компонент вел себя как элемент жесткости) $c/t \leq 60$
Для обеспечения необходимой жесткости и исключения преждевременной потери устойчивости элемента жесткости:		
$0,2 \leq c/b \leq 0,5$	$0,2 \leq c/b \leq 0,6$	$c/b \leq 0,7$
Расчетная толщина стали (принимается равной скорректированной — за вычетом толщины цинкового или другого покрытия):		
$0,5 \text{ мм} \leq t_{cor} \leq 4 \text{ мм}$	$0,45 \text{ мм} \leq t_{cor} \leq 15 \text{ мм}$	Не более 2,997 мм

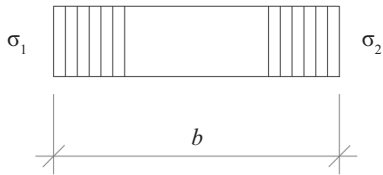


Рис. 3. Распределение напряжения, при котором $\psi = 1$ (положительное сжатие)

Распределение напряжения, при котором $\psi = 1$ (положительное сжатие), показано на рис. 3.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

Для выполнения расчетов выбраны профили согласно ТУ 112000-001-12586100-2009 «Профили стальные гнутые для легких стальных конструкций»⁵. Значения эффективных площадей и несущих способностей для различных типоразмеров сечений представлены в табл. 3–5. Отследить зависимость несущей способности от высоты тонкостенного

⁵ ТУ 112000-001-12586100–2009. Профили стальные гнутые для легких стальных конструкций. Челябинск : ЧелябПСК, 2009. 37 с.

Табл. 2. Расчет несущей способности с учетом местной потери устойчивости по нормативным документам разных стран

СП 260.1325800.2016	EN 1993-1-3: 2006	AISI S100–16
Конструкции стальные тонкостенные из холодногну­тых оцинкованных профилей и гофрированных листов. Правила проектирования	Eurocode 3: Design of steel structures — Part 1–3: General rules — Supplementary rules for cold-formed members and sheeting	North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members
Третий этап — определение эффективной площади сечения		
Эффективная ширина рассчитывается для всех частей сечения, в которых действуют напряжения сжатия от действия осевой силы, путем умножения геометрической ширины на понижающий коэффициент ρ . Этот коэффициент принимает во внимание гибкость пластины, ее расчетную схему и распределение напряжений в сечении		
1.1. Гибкость пластины (buckling slenderness)		
$\overline{\lambda}_p = \sqrt{\frac{R_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{b}{28,4 \cdot t \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}}$	$\overline{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{b/t}{28,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}}$	$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}};$ $F_{cr} = k \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \mu^2)} \cdot \left(\frac{t}{w}\right)^2$
где $R_y \equiv f_y$ — предел текучести, Н/мм²; σ_{cr} — критическое напряжение потери устойчивости пластины в упругой стадии, Н/мм²; b — соответствующая ширина сжатой части сечения, мм; t — толщина стального листа, мм		где F_{cr} — напряжение потери устойчивости, Н/мм²; E — модуль Юнга, Н/мм²; $\mu = 0,3$ — коэффициент Пуассона; t — толщина стального листа, мм; w — соответствующая ширина сжатой части сечения
Коэффициент $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{R_y}}$	Коэффициент $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	Данная методика новый коэффициент не вводит
$k_\sigma \equiv k$ — коэффициент, учитывающий характер потери устойчивости в зависимости от отношения напряжений $\psi = \sigma_2/\sigma_1$ (см. рис. 3)		
1.2. Понижающий коэффициент (reduction factor)		
$\lambda = 0,673$ — предельное значение гибкости, ниже которого местная потеря устойчивости не происходит и поэтому не влияет на несущую способность сечения. Таким образом, при $\lambda \leq 0,673$, $\rho = 1$		
При $\lambda > 0,673$ $\rho = \frac{\overline{\lambda}_p - 0,055 \cdot (3 + \psi)}{\overline{\lambda}_p^2}$ для стенки и полки при $k_\sigma = 4$; $\rho = \frac{\overline{\lambda}_p - 0,188}{\overline{\lambda}_p^2}$ для кромки/жесткого элемента при $k_\sigma = 0,43$	При $\lambda > 0,673$ $\rho = \frac{\overline{\lambda}_p - 0,055 \cdot (3 + \psi)}{\overline{\lambda}_p^2}$ для стенки и полки при $k_\sigma = 4$; $\rho = \frac{\overline{\lambda}_p - 0,188}{\overline{\lambda}_p^2}$ для кромки/жесткого элемента при $k_\sigma = 0,43$	При $\lambda > 0,673$ $\rho = \frac{(1 - 0,22)/\lambda}{\lambda}$ для всех элементов сечения

СП 260.1325800.2016	EN 1993-1-3: 2006	AISI S100-16
1.3. Эффективные размеры (effective widths) Умножение понижающего коэффициента на соответствующую геометрическую ширину		
$h_{ef} = \rho \cdot h_w;$ $b_{ef} = \rho \cdot b_p;$ $c_{ef} = \rho \cdot b_{p,c}.$	$h_{eff} = \rho \cdot h_w;$ $b_{eff} = \rho \cdot b_p;$ $c_{eff} = \rho \cdot b_{p,c}.$	$h_{eff} = \rho \cdot h_w;$ $b_{eff} = \rho \cdot b_p;$ $c_{eff} = \rho \cdot b_{p,c}.$
1.4. Эффективная площадь сечения (effective area)		
$A_{ef,n} = (h_{ef} + 2 \cdot b_{ef} + 2 \cdot c_{ef}) \cdot t$	$A_{eff} = (h_{eff} + 2 \cdot b_{eff} + 2 \cdot c_{eff}) \cdot t$	$A_{eff} = (h_{eff} + 2 \cdot b_{eff} + 2 \cdot c_{eff}) \cdot t$
Четвертый этап — несущая способность		
—	—	Напряжение при потере устойчивости (в упругой стадии): $F_{cre} = \frac{\pi^2 \cdot E}{(KL/r)^2},$ где $K = 1$ — коэффициент эффективной длины (effective length factor); L — длина элемента, мм; r — радиус инерции, мм
—	—	$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_{cre}}},$ где F_y — предел текучести, Н/мм ²
—	—	Если $\lambda_c < 1,5$, сжимающее напряжение: $F_n = (0,658^{\lambda_c^2}) \cdot F_y$
—	—	Номинальное сопротивление (nominal resistance): $P_{nl} = A_{eff} \cdot F_n$
$A_{ef,n} \cdot R_y \cdot \gamma_c$	$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} \cdot f_{yb}}{\gamma_{M0}}$	$P_{ne} = \varphi_c \cdot P_{nl}$
где $\gamma_c = 0,95$ — коэффициент условия работы для балок из одиночных гнутых профилей С-образных сечений	где $\gamma_{M0} = 1,00$ — частный коэффициент безопасности при определении сопротивления поперечных сечений независимо от класса. γ_{M0} представляет собой сопротивление поперечных сечений чрезмерной деформации и в общей редакции нормативного документа при проектировании зданий принимается равным 1	где $\varphi_c = 0,85$ — коэффициент нагрузки и сопротивления (метод LRFD — Load and Resistance Factor Design)

сечения можно на рис. 4, от ширины сечения — на рис. 5, от толщины сечения — на рис. 6.

1. Метод расчета прочностных характеристик по СП 260.1325800.2016 и EN 1993-1-3: 2006 является идентичным. Разница значений несущей способности одинаковых профилей составляет 5 %. Она обусловлена коэффициентами: $\gamma_c = 0,95$ — по СП и $\gamma_{M0} = 1$ — по EN.

2. Иной способ, представленный в AISI S100-16, дает следующие расхождения:

Табл. 3. Результаты вычислений эффективной площади и несущей способности нескольких типоразмеров С-образных профилей с разной высотой сечения

Номер	h , мм	b , мм	c , мм	t , мм	Эффективная площадь A_{eff} , мм ²			Несущая способность, Н		
					СП	EN	AISI	СП	EN	AISI
1	150	50	14	1,2	202,02		200,94	53 738,16	56 566,48	47 011,08
2	200	80	20		231,15		227,72	61 487,13	64 723,30	53 706,29
3	300	80	20		235,20		229,47	62 563,09	65 855,88	54 370,66
4	350	100	25		239,06		238,10	63 589,71	66 936,54	56 487,10
5	400	100	25		241,71		238,47	64 293,99	67 677,88	56 603,87

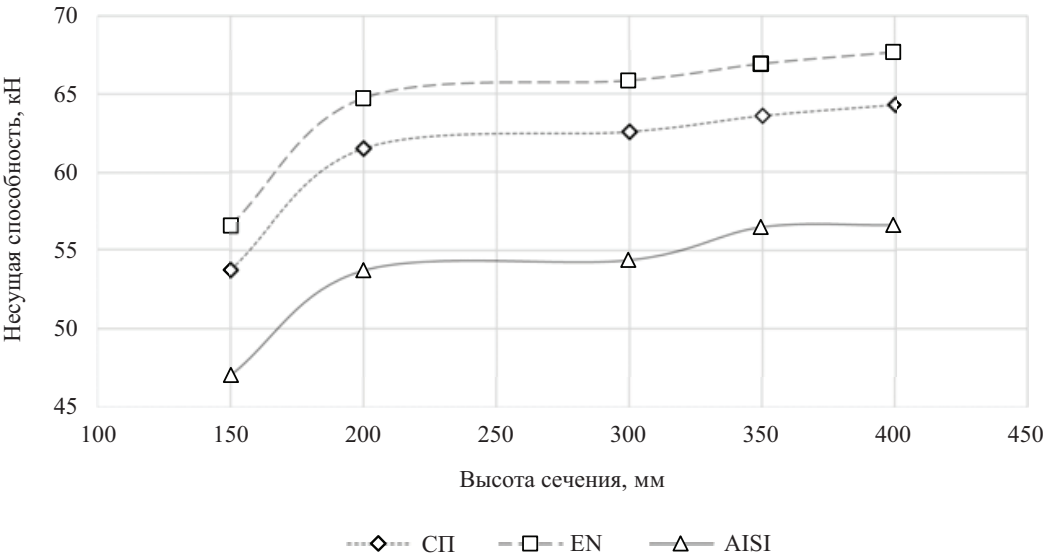


Рис. 4. График зависимости несущей способности тонкостенного стержня от высоты сечения

Табл. 4. Результаты вычислений эффективной площади и несущей способности нескольких типоразмеров С-образных профилей с разной шириной полки

Номер	h, мм	b, мм	c, мм	t, мм	Эффективная площадь A_{eff} , мм ²			Несущая способность, Н		
					СП	EN	AISI	СП	EN	AISI
1	300	60	15	3	736,24		804,38	214 815,81	226 121,90	190 594,27
2		80	20		856,24		954,38	254 715,81	268 121,90	226 116,31
3		100	25		976,24		1104,38	294 615,81	310 121,90	261 742,29

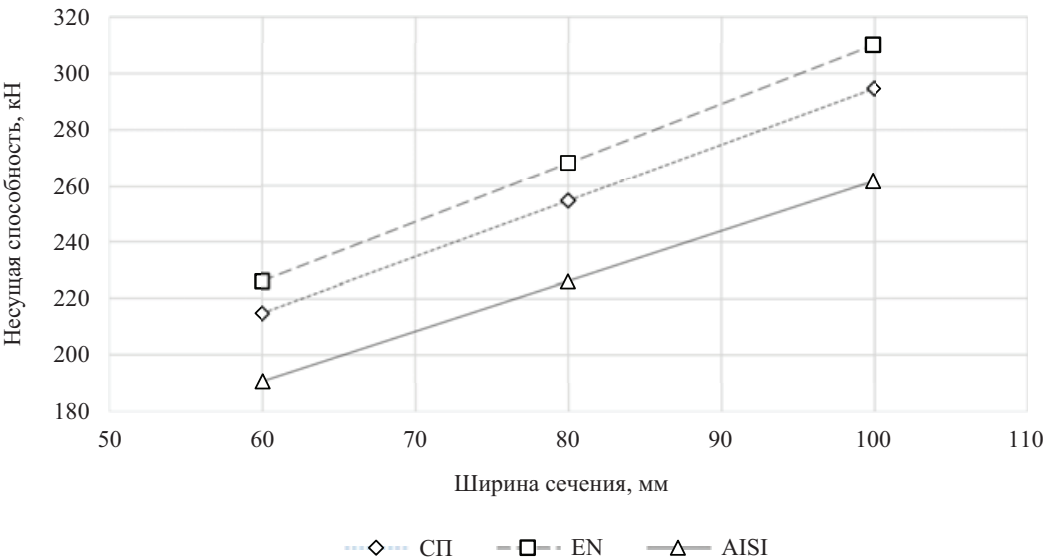


Рис. 5. График зависимости несущей способности тонкостенного стержня от ширины сечения

Табл. 5. Результаты вычислений эффективной площади и несущей способности нескольких типоразмеров С-образных профилей разных толщин

Номер	h, мм	b, мм	c, мм	t, мм	Эффективная площадь A_{eff} , мм ²			Несущая способность, Н		
					СП	EN	AISI	СП	EN	AISI
1	300	80	20	1,2	235,20		229,47	62 563,09	65 855,88	54 370,66
2				2	551,46		548,44	146 688,26	154 408,70	128 233,41
3				3	856,24		954,38	254 715,81	268 121,90	226 116,31
4				4	1370,79		1392,38	364 629,07	383 820,07	328 300,90

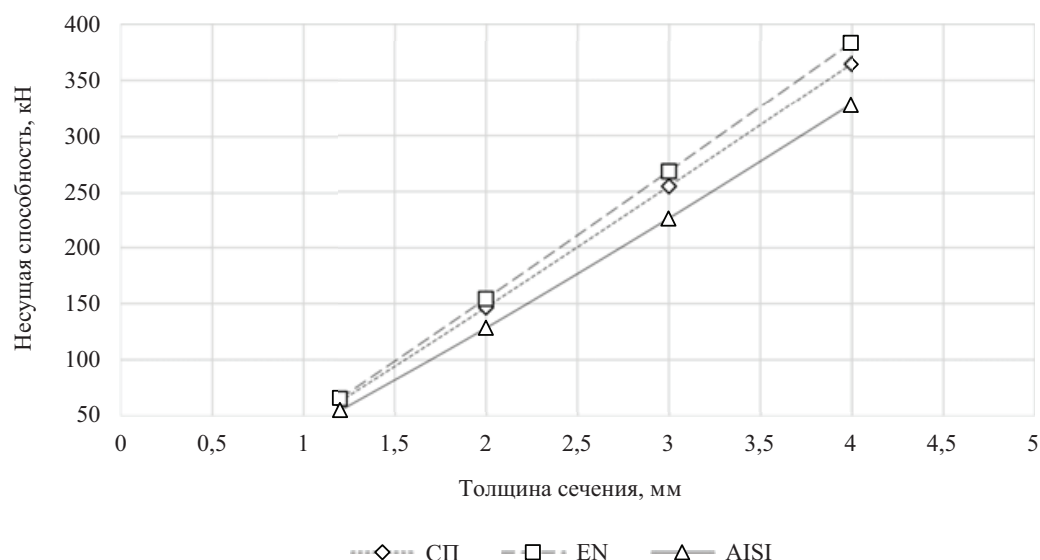


Рис. 6. График зависимости несущей способности тонкостенного стержня от толщины сечения

- 1) значений эффективной площади: 0,54–1,49 %;
- 2) значений несущей способности:
 - с СП: 11,96–12,65 %; с EN: 16,36–17,02 % — при изменении высоты сечения;
 - с СП: 11,15–11,28 %; с EN: 15,60–15,71 % — при изменении ширины сечения;
 - с СП: 9,96–13,09 %; с EN: 14,46–17,44 % — при изменении толщины сечения.

Такие существенные расхождения обусловлены применением коэффициента сопротивления φ_c (resistance factor), который применяется в методике AISI S100–16.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ И ОБСУЖДЕНИЕ

В ходе изучения нормативных документов России, Европы и Северной Америки, регламентирующих правила проектирования и методы расчета тонкостенных стержней, получены следующие выводы.

СП 260.1325800.2016, частично гармонизированный с европейскими нормативными документами (EN 1993-1-3: 2006), имеет существенные отличия от AISI S100–16: в терминологии, стилистике, оформлении, изложении и подаче технического текста, в выборе теоретических формул и параметров.

Высота сечения тонкостенного стержня несущественно влияет на его несущую способность, так как значительная ее часть вырезается. При увеличении ширины (высоты) стенки в 2 раза (с 200 до 400 мм) несущая способность профиля по СП и EN увеличивается на 4,4 %, по AISI — на 5,1 %.

При увеличении ширины полки в 1,7 раз (с 60 до 100 мм), исходя из сортамента технических условий⁵, несущая способность профиля по СП и EN увеличивается на 32,7 %, по AISI — на 37,2 %. Зависимость между несущей способностью тонкостен-

ного стержня и толщиной его сечения — линейная (см. рис. 5).

Увеличение толщины сечения (например, в 2 раза) приводит к очевидному резкому повышению несущей способности (по СП и EN увеличивается на 148,30 %, по AISI — на 156,25 %). Зависимость между несущей способностью тонкостенного стержня и толщиной его сечения стремится к линейной (см. рис. 6).

Расчеты тонкостенных стержней при сжатии по СП 260.1325800.2016 и EN 1993-1-3 аналогичны расчетам элементов обычных стальных конструкций, представленным в СП 16.13330.2017⁶ и EN 1993-1-1⁷. Единственным отличием является использование эффективной площади сечения (для тонкостенных профилей) вместо площади сечения нетто. Методика расчета сжатых тонкостенных стержней по нормам Северной Америки AISI S100-16 на четвертом этапе (см. табл. 2) учитывает расчетную длину и предельную гибкость стержня, что дает более достоверные результаты. Показатели несущей способности профиля по AISI S100-16 всегда ниже, чем по СП 260.1325800.2016 и EN 1993-1-3, т.е. на этапе проектирования закладывается большая механическая безопасность конструкции. Таким образом, с целью актуализации отечественной нормативно-технической базы имеет место обращение к опыту конструирования и расчета в других странах.

⁶ СП 16.13330.2017. Стальные конструкции. М. : Минстрой России, 2017. 140 с.

⁷ EN 1993-1-1: Eurocode 3: Design of steel structures — Part 1-1: General rules and rules for buildings. CEN, 2005. 91 p.

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. Кинзябулатова Д.Ф., Порываев И.А., Недосеко И.В. Расчет устойчивости сжатых тонкостенных стержней С-образного сечения // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. 2022. № 4 (62). С. 108–118. DOI: 10.52409/20731523_2022_4_108. EDN JLMWXF.
2. Егоров А.В., Егоров В.Н. Расчетно-экспериментальное исследование продольной устойчивости конструкции тонкостенного плоского стержня // Инженерный журнал: наука и инновации. 2023. № 3 (135). DOI: 10.18698/2308-6033-2023-3-2256. EDN VFTQTU.
3. Чернявский И.Д. К устойчивости формы сечения стальных тонкостенных стержней из холодногнутого профиля типа «сигма» // Сборник конкурсных научных работ студентов и магистрантов: в 2 частях. Брест : БрГТУ, 2022. Ч. 1. С. 310–314.
4. Советников Д.О., Азаров А.А., Иванов С.С., Рыбаков В.А. Методы расчета тонкостенных стержней: статика, динамика, устойчивость // Alfabuild. 2018. № 2 (4). С. 7–33. DOI: 10.34910/ALF.4.1
5. Zhang P., Shahria Alam M. Compression tests of thin-walled cold-formed steel columns with Σ -shaped sections and patterned perforations distributed along the length // Thin-Walled Structures. 2022. Vol. 174. DOI: 10.1016/j.tws.2022.109082
6. Туснина О.А. Особенности работы тонкостенного холодногнутого прогона С-образного сечения // Вестник МГСУ. 2014. № 10. С. 64–74. EDN SWJDYN.
7. Schafer B.W., Peköz T. The behavior and design of longitudinally stiffened thin-walled compression elements // Thin-Walled Structures. 1997. Vol. 27. Issue 1. Pp. 65–78. DOI: 10.1016/0263-8231(96)00016-x
8. Каюмов Р.А. Закрытое поведение сжатых стержней с нелинейно упругими опорами // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Механика. 2022. № 3. С. 23–31. DOI: 10.15593/perm.mech/2022.3.03. EDN OERASD.
9. Rybakov V.A., Lalin V.V., Ivanov S.S., Azarov A.A. Coordinate functions quadratic approximation in V.I. Slivker's semi-shear stability theory // Magazine of Civil Engineering. 2019. No. 5 (89). Pp. 115–128. DOI: 10.18720/MCE.89.10. EDN VJZIUK.
10. Ходева В.А. Устойчивость тонкостенной пластины в пределах упругости // Молодой исследователь Дона. 2022. № 5 (38). С. 61–65. EDN HIVJPU.
11. Von Karman T., Sechler E.E., Donnell L. The strength of thin plates in compression // Journal of Fluids Engineering. 1932. Vol. 54. Issue 2. Pp. 53–56. DOI: 10.1115/1.4021738
12. Winter G. Strength of thin steel compression flange // Transactions of the American Society of Civil Engineers. 1947. Vol. 112. Issue 1. Pp. 527–554. DOI: 10.1061/TACEAT.0006092
13. Schafer B.W., Peköz T. Computational modeling of cold-formed steel: characterizing geometric imperfections and residual stresses // Journal of Constructional Steel Research. 1998. Vol. 47. Issue 3. Pp. 193–210. DOI: 10.1016/S0143-974X(98)00007-8
14. Torabian S., Schafer B.W. Development and Experimental Validation of the Direct Strength Method for Cold-Formed Steel Beam-Columns // Journal of Structural Engineering. 2018. Vol. 144. Issue 10. DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002117
15. Anbarasu M. Structural performance of cold-formed steel composite beams // Steel and Composite Structures. 2018. Vol. 27. Issue 5. DOI: 10.12989/scs.2018.27.5.545
16. Зеньков Е.В. Особенности работы стоечного профиля из легких стальных тонкостенных конструкций на устойчивость // Международный научно-исследовательский журнал. 2021. № 3–1 (105). С. 54–59. DOI: 10.23670/IRJ.2021.105.3.009. EDN QKEEVM.
17. Надольский В.В., Дергачев М.Г. Метод эффективной ширины для тонкостенных холодноформованных элементов согласно требованиям Еврокода 3 // Вестник Полоцкого государственного университета. Серия F. Строительство. Прикладные науки. 2017. № 8. С. 105–111. EDN ZVZCYH.
18. Zhang P., Shahria Alam M. Experimental investigation and numerical simulation of pallet-rack stub columns under compression load // Journal of Constructional Steel Research. 2017. Vol. 133. Pp. 282–299. DOI: 10.1016/j.jcsr.2017.02.023
19. Jovanovic D., Zarkovic D., Dobric J. Design and application of cold-formed thin-walled members // Planning, design, construction and building renewal: scientific conference. 2018. Pp. 125–134.
20. Bezas M.Z., Demonceau J.F., Vayas I., Jaspert J.P. Compression tests on large angle columns in high-strength steel // Steel Construction. 2022. Vol. 15. Issue 1. Pp. 43–47. DOI: 10.1002/stco.202100051

Поступила в редакцию 20 ноября 2024 г.

Принята в доработанном виде 27 декабря 2024 г.

Одобрена для публикации 20 января 2025 г.

ОБ АВТОРАХ: Регина Артуровна Гатиатуллина — аспирант; Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ); 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; gatiatullina.regina@mail.ru;

Александр Майорович Ибрагимов — доктор технических наук, профессор; Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ); 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; РИНЦ ID: 704948, Scopus: 57189524528, ResearcherID: AFN-6830-2022, ORCID: 0000-0003-3761-9213; IbragimovAM@mgsu.ru.

Вклад авторов:

Гатиатулина Р.А. — выполнение и анализ расчетов, написание исходного текста, итоговые выводы.

Ибрагимов А.М. — научное руководство, доработка текста, итоговые выводы.

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

INTRODUCTION

The use of thin-walled structures in construction is due to their versatility, quick assembly, efficiency and cost-effectiveness.

The introduction of new structures and technologies requires the development and improvement of building codes that regulate the requirements for these structures, materials, calculations, and design methods.

One of the tasks of the project to revise¹ CP 260.1325800.2016 “Thin-walled steel structures made of cold-formed galvanized profiles and corrugated sheets. Design rules”², according to which the design of thin-walled structural elements is carried out in Russia, is “to increase the level of harmonization of regulatory requirements with international regulatory documents”. To this end, it is necessary to conduct a comparative analysis of the provisions of EN 1993-1-3: Eurocode 3: Design of steel structures — Part 1–3: General rules — Supplementary rules for cold-formed members and sheeting³ and AISI S100–16 “North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members”⁴. It seems appropriate to carefully analyze the section on the calculation of the load-bearing capacity and local stability of thin-walled steel structures.

Compression of a thin-walled rod results in local buckling, which occurs due to local deformations of individual sections and may precede global buckling [1]. In this case, the nodal displacements are relatively small.

With such a loss of stability, the longitudinal axis of the element remains undeformed. The deformation of the cross-section occurs due to the bending of the inner walls of the element. The outer walls have displace-

ments. The local loss of stability of the rod depends on which of the cross-section elements is most prone to crushing [2–5].

Eurocode determines the ultimate strength of an element by calculating the effective width of the cross-section elements (walls, shelves and stiffeners/edges). The effective width is then reduced based on the buckling/loss of stability of the stiffener.

The analytical model of an idealized compressed flange is similar to the model of a beam-column on an elastic foundation [6–10].

AISI — design standards for America, Canada and Mexico.

The design principle using the Effective Width Method, proposed by Theodore von Kármán [11] and later modified by George Winter [12], serves as the basis and is sufficient for establishing the load-bearing capacity of thin-walled rods, taking into account the loss of local stability.

Additionally, for the design of cold-formed members experiencing compression deformation, the Direct Strength Method developed by Ben Schaefer [13, 14] is used in accordance with the current North American specification AISI S100–16.

MATERIALS AND METHODS

The first stage of calculating thin-walled profiles is to check the ratio of the width and height of the cross-section elements to the thickness. The actual values must not exceed the maximum values established by the standards (Table 1).

Fig. 1 shows a cross-section of a C-shaped steel beam.

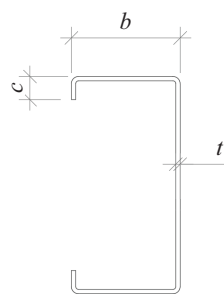


Fig. 1. Characteristic dimensions of a thin-walled open profile rod

¹ Explanatory note to the draft revision of CP 260.1325800.2016 “Thin-walled steel structures made of cold-formed galvanized profiles and corrugated sheets. Design rules” (first edition). Moscow, Ministry of Construction of Russia, 2022; 7.

² CP 260.1325800.2016. Thin-walled steel structures made of cold-formed galvanized profiles and corrugated sheets. Design rules. Moscow, Ministry of Construction of Russia, 2016; 114.

³ EN 1993-1-3: Eurocode 3: Design of steel structures — Part 1–3: General rules — Supplementary rules for cold-formed members and sheeting. CEN, 2006; 130.

⁴ AISI S100–16. North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members. Washington, American Iron and Steel Institute, 2020; 505.

Table 1. Maximum values of the width and height of cross-section elements in relation to thickness

CP 260.1325800.2016	EN 1993-1-3: 2006	AISI S100–16
Thin-walled steel structures made of cold-formed galvanized profiles and corrugated sheets. Design rules	Eurocode 3: Design of steel structures — Part 1–3: General rules — Supplementary rules for cold-formed members and sheeting	North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members
$b/t \leq 100$; $c/t \leq 40$	$b/t \leq 60$; $c/t \leq 50$	$b/t \leq 90$ (if $I_s \geq I_a$); $b/t \leq 60$ (if $I_s < I_a$), where I_s is the unreduced moment of inertia of the stiffening member (edge) relative to its own central axis parallel to the member being stiffened; I_a is the moment of inertia of the edge (sufficient for each component to behave as a stiffening member) $c/t \leq 60$
To ensure the necessary stiffness and prevent premature loss of stability of the stiffening element		
$0.2 \leq c/b \leq 0.5$	$0.2 \leq c/b \leq 0.6$	$c/b \leq 0.7$
Calculated steel thickness (taken to be equal to the adjusted thickness minus the thickness of the zinc or other coating)		
$0.5 \text{ mm} \leq t_{cor} \leq 4 \text{ mm}$	$0.45 \text{ mm} \leq t_{cor} \leq 15 \text{ mm}$	No more than 2.997 mm

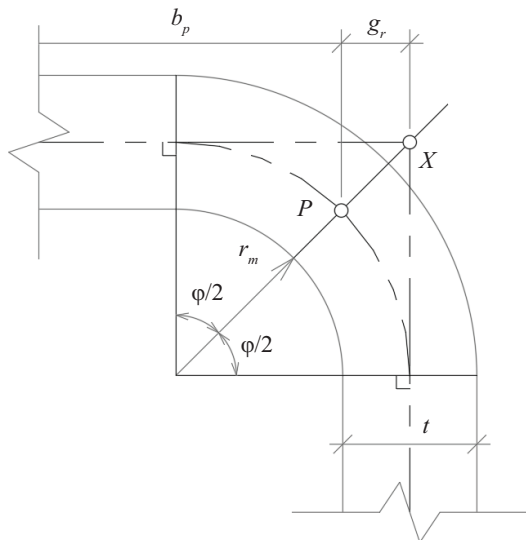


Fig. 2. Rounded corner of a thin-walled steel profile and the mid-point of the bend

There are discrepancies in the limit values of geometric dimensions and thickness ranges established in domestic and foreign standards, which may be due to

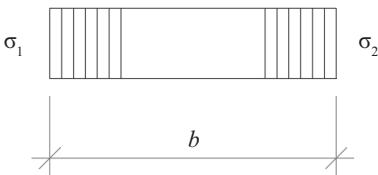


Fig. 3. Stress distribution at which $\psi = 1$ (positive compression)

the fact that these parameters are determined experimentally.

The results of the experiments are influenced by:

- material properties (different manufacturers, different quality);
- geography — seismic activity, snow and wind loads;
- the use of different computing systems.

Since each of these factors varies depending on the location of the research, the profile size ratios have different boundary values.

The second stage is the correction of the geometric characteristics of the cross-section for rounding at the corners of the contour (Fig. 2).

Table 2. Calculation of bearing capacity taking into account local loss of stability according to regulatory documents of different countries

CP 260.1325800.2016	EN 1993-1-3: 2006	AISI S100–16
Thin-walled steel structures made of cold-formed galvanized profiles and corrugated sheets. Design rules	Eurocode 3: Design of steel structures — Part 1–3: General rules — Supplementary rules for cold-formed members and sheeting	North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members
Stage three — determining the effective cross-sectional area		
The effective width is calculated for all parts of the cross-section in which compressive stresses from the axial force are present by multiplying the geometric width by a reduction factor ρ . This factor takes into account the flexibility of the plate, its design scheme and the distribution of stresses in the cross-section		
1.1. Plate flexibility (buckling slenderness)		

CP 260.1325800.2016	EN 1993-1-3: 2006	AISI S100–16
$\overline{\lambda}_p = \sqrt{\frac{R_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{b}{28.4 \cdot t \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}}$	$\overline{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{b/t}{28.4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}}$	$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}};$ $F_{cr} = k \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \mu^2)} \cdot \left(\frac{t}{w}\right)^2$
where $R_y \equiv f_y$ — yield strength, N/mm ² ; σ_{cr} — critical stress of plate instability in the elastic stage, N/mm ² ; b — corresponding width of the compressed part of the section, mm; t — thickness of steel sheet, mm		where F_{cr} is the stress at loss of stability, N/mm ² ; E is Young's modulus, N/mm ² ; $\mu = 0.3$ is Poisson's ratio; t is the thickness of the steel sheet, mm; w is the corresponding width of the compressed part of the cross-section
Coefficient $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{R_y}}$	Coefficient $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	This method does not introduce a new coefficient

$k_\sigma \equiv k$ — coefficient that takes into account the nature of stability loss depending on the stress ratio $\psi = \sigma_2/\sigma_1$ (see Fig. 3)

1.2. Reduction factor

$\lambda = 0.673$ — the limit value of flexibility below which local loss of stability does not occur and therefore does not affect the load-bearing capacity of the section. Thus, when $\lambda \leq 0.673$, $\rho = 1$

When $\lambda > 0.673$ $\rho = \frac{\overline{\lambda}_p - 0,055 \cdot (3 + \psi)}{\overline{\lambda}_p^2}$ for the wall and shelf at $k_\sigma = 4$; $\rho = \frac{\overline{\lambda}_p - 0.188}{\overline{\lambda}_p^2}$ for the edge/rigid element at $k_\sigma = 0.43$	When $\lambda > 0.673$ $\rho = \frac{\overline{\lambda}_p - 0.055 \cdot (3 + \psi)}{\overline{\lambda}_p^2}$ for the wall and shelf at $k_\sigma = 4$; $\rho = \frac{\overline{\lambda}_p - 0.188}{\overline{\lambda}_p^2}$ for edge/rigid element at $k_\sigma = 0.43$	When $\lambda > 0.673$ $\rho = \frac{(1 - 0.22)/\lambda}{\lambda}$ for all cross-section elements
---	--	---

1.3. Effective widths

Multiply the reduction factor by the corresponding geometric width

$h_{ef} = \rho \cdot h_w;$ $b_{ef} = \rho \cdot b_p;$ $c_{ef} = \rho \cdot b_{p,c'}$	$h_{eff} = \rho \cdot h_w;$ $b_{eff} = \rho \cdot b_p;$ $c_{eff} = \rho \cdot b_{p,c'}$	$h_{eff} = \rho \cdot h_w;$ $b_{eff} = \rho \cdot b_p;$ $c_{eff} = \rho \cdot b_{p,c'}$
--	---	---

1.4. Effective cross-sectional area

$A_{ef,n} = (h_{ef} + 2 \cdot b_{ef} + 2 \cdot c_{ef}) \cdot t$	$A_{eff} = (h_{eff} + 2 \cdot b_{eff} + 2 \cdot c_{eff}) \cdot t$	$A_{eff} = (h_{eff} + 2 \cdot b_{eff} + 2 \cdot c_{eff}) \cdot t$
---	---	---

Stage four — load-bearing capacity

—	—	Stress at loss of stability (in the elastic stage): $F_{cre} = \frac{\pi^2 \cdot E}{(KL/r)^2},$ where $K = 1$ — effective length factor; L — element length, mm; r — radius of inertia, mm
—	—	$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_{cre}}},$ where F_y — yield strength, N/mm ²
—	—	If $\lambda_c < 1.5$, compressive stress: $F_n = (0.658^{\lambda_c^2}) \cdot F_y$
—	—	Nominal resistance: $P_{nl} = A_{eff} \cdot F_n$
$A_{ef,n} \cdot R_y \cdot \gamma_c$	$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} \cdot f_{yb}}{\gamma_{M0}}$	$P_{ne} = \varphi_c \cdot P_{nl}$

End of the Table 2

CP 260.1325800.2016	EN 1993-1-3: 2006	AISI S100–16
where $\gamma_c = 0.95$ — operating condition coefficient for beams made of single bent profiles with C-shaped cross-sections	where $\gamma_{M0} = 1.00$ — partial safety factor when determining the resistance of cross-sections regardless of class. γ_{M0} represents the resistance of cross-sections to excessive deformation and, in the general version of the regulatory document, is taken to be equal to 1 when designing buildings	where $\varphi_c = 0.85$ — load and resistance factor (LRFD method — Load and Resistance Factor Design)

It is believed that straight sections of the cross-section enclosed between the bending corners are susceptible to local loss of stability.

The bending radius is determined as $r_m = R + t/2$, where R is the radius of curvature and t is the thickness of the profile. Next, the reduced bending radius is determined as $g_r = r_m \cdot (\operatorname{tg}\varphi/2 - \sin\varphi/2)$, or the distance from the point of intersection of the two centre lines of the wall and the beam flange X to the actual point of intersection P .

In all calculation methods, the possible loss of local stability is taken into account by excluding part of the shelf and/or wall from the calculation using a dimensionless reduction coefficient ρ [15–20].

The following calculation steps are presented in Table 2.

The stress distribution at which $\psi = 1$ (positive compression) is shown in Fig. 3.

RESEARCH RESULTS

For the calculations, profiles were selected in accordance with TS 112000-001-12586100–2009 “Bent steel profiles for light steel structures”⁵.

⁵ TS 112000-001-12586100–2009. Bent steel profiles for light steel structures. Chelyabinsk, ChelyabPSK, 2009; 37.

Table 3. Results of calculations of the effective area and load-bearing capacity of several standard sizes of C-shaped profiles with different section heights

Number	h , mm	b , mm	c , mm	t , mm	Effective area A_{eff} , mm ²			Load capacity, N		
					CP	EN	AISI	CP	EN	AISI
1	150	50	14	1.2	202.02		200.94	53,738.16	56,566.48	47,011.08
2	200	80	20		231.15		227.72	61,487.13	64,723.30	53,706.29
3	300	80	20		235.20		229.47	62,563.09	65,855.88	54,370.66
4	350	100	25		239.06		238.10	63,589.71	66,936.54	56,487.10
5	400	100	25		241.71		238.47	64,293.99	67,677.88	56,603.87

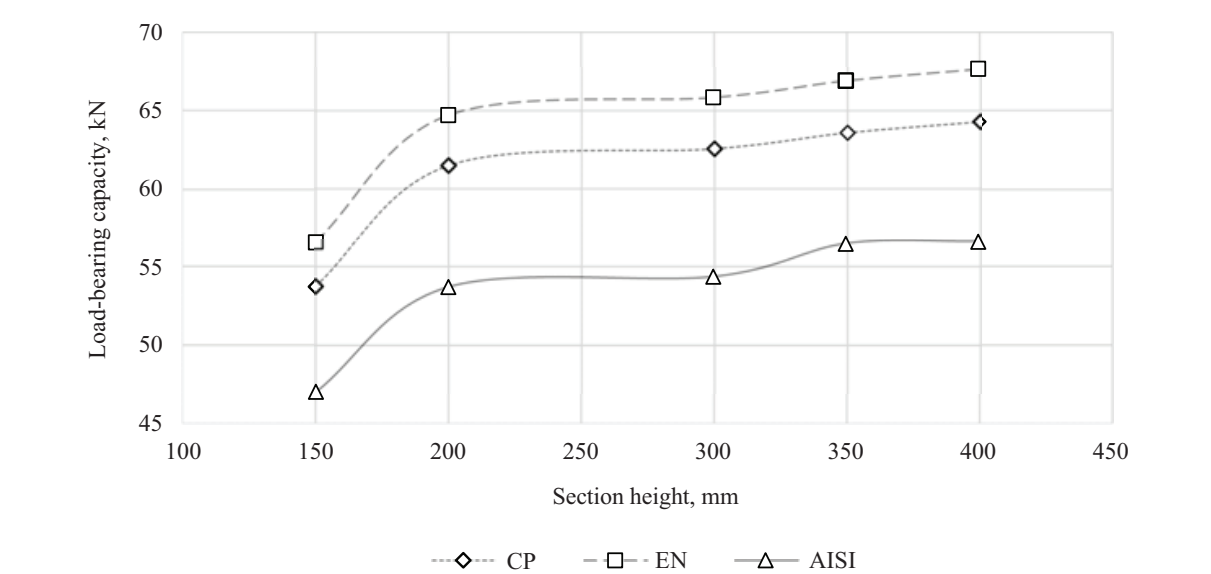


Fig. 4. Graph showing the dependence of the load-bearing capacity of a thin-walled rod on the height of the cross-section

Table 4. Results of calculations of the effective area and load-bearing capacity of several standard sizes of C-shaped profiles with different shelf widths

Number	<i>h</i> , mm	<i>b</i> , mm	<i>c</i> , mm	<i>t</i> , mm	Effective area <i>A_{eff}</i> , mm ²			Load capacity, N		
					CP	EN	AISI	CP	EN	AISI
1	300	60	15	3	736.24		804.38	214,815.81	226,121.90	190,594.27
2		80	20		856.24		954.38	254,715.81	268,121.90	226,116.31
3		100	25		976.24		1,104.38	294,615.81	310,121.90	261,742.29

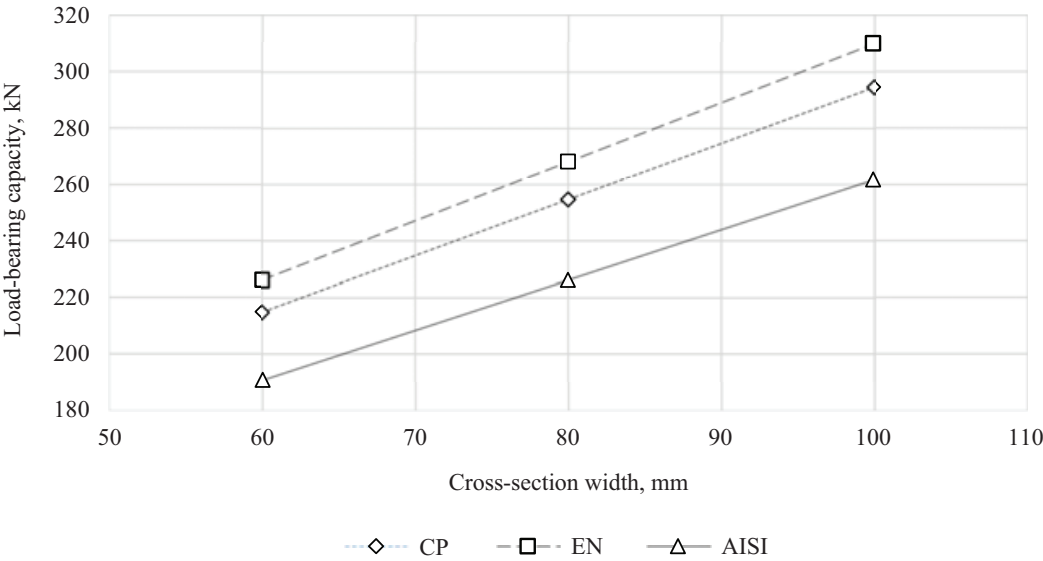


Fig. 5. Graph showing the dependence of the load-bearing capacity of a thin-walled rod on the width of the cross-section

Table 5. Results of calculations of the effective area and load-bearing capacity of several standard sizes of C-shaped profiles of different thicknesses

Number	<i>h</i> , mm	<i>b</i> , mm	<i>c</i> , mm	<i>t</i> , mm	Effective area <i>A_{eff}</i> , mm ²			Load capacity, N		
					CP	EN	AISI	CP	EN	AISI
1	300	80	20	1.2	235.20	229.47		62,563.09	65,855.88	54,370.66
2				2	551.46	548.44		146,688.26	154,408.70	128,233.41
3				3	856.24	954.38		254,715.81	268,121.90	226,116.31
4				4	1,370.79	1,392.38		364,629.07	383,820.07	328,300.90

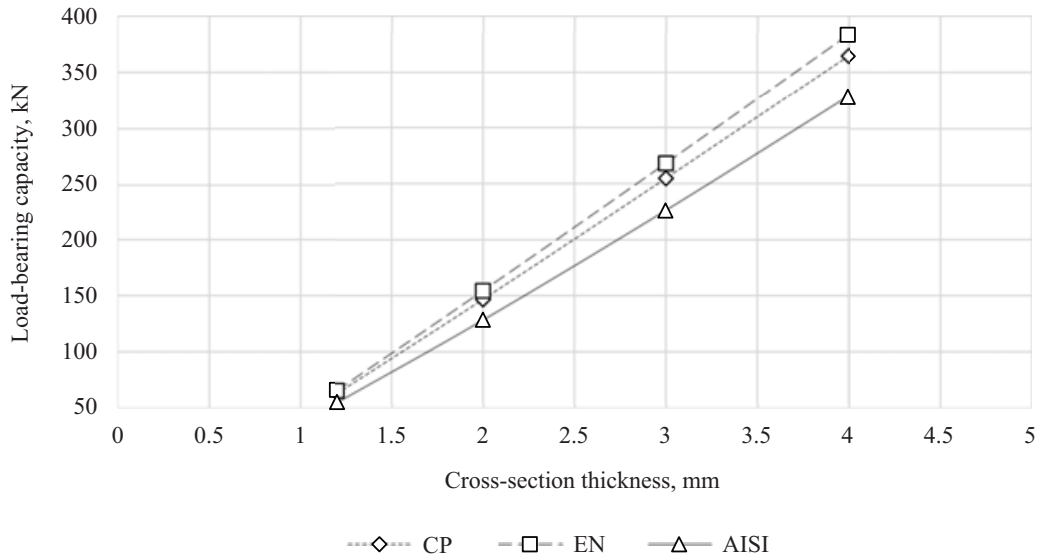


Fig. 6. Graph showing the dependence of the load-bearing capacity of a thin-walled rod on the thickness of the cross-section

The values of effective areas and load-bearing capacities for various section sizes are presented in Table 3–5. The dependence of the load-bearing capacity on the height of the thin-walled section can be traced in Fig. 4, on the width of the section — in Fig. 5, and on the thickness of the section — in Fig. 6.

1. The method for calculating strength characteristics according to CP 260.1325800.2016 and EN 1993-1-3: 2006 is identical. The difference in the load-bearing capacity values of identical profiles is 5 %. It is due to the coefficients: $\gamma_c = 0.95$ — according to CP and $\gamma_{M0} = 1$ — according to EN.

2. Another method, presented in AISI S100-16, gives the following discrepancies:

- 1) effective area values: 0.54–1.49 %;
- 2) bearing capacity values:
 - according to CP: 11.96–12.65 %; according to EN: 16.36–17.02 % — when changing the section height;
 - with CP: 11.15–11.28 %; with EN: 15.60–15.71 % — when changing the section width;
 - with CP: 9.96–13.09 %; with EN: 14.46–17.44 % — when changing the section thickness.

Such significant discrepancies are due to the use of the resistance factor j_c (resistance factor), which is used in the AISI S100–16 method.

CONCLUSION AND DISCUSSION

The following conclusions were drawn from a study of Russian, European and North American regulatory documents governing the design rules and calculation methods for thin-walled bars.

CP 260.1325800.2016, partially harmonized with European regulatory documents (EN 1993-1-3: 2006), has significant differences from AISI S100–16: in terminology, style, layout, presentation and delivery of technical text, and in the choice of theoretical formulas and parameters.

The height of the cross-section of a thin-walled rod does not significantly affect its load-bearing capacity, since a significant part of it is cut out. When the width (height) of the wall is doubled (from 200 to 400 mm),

the load-bearing capacity of the profile according to CP and EN increases by 4.4 %, and according to AISI — by 5.1 %.

When the shelf width is increased by 1.7 times (from 60 to 100 mm), based on the range of technical conditions⁵, the load-bearing capacity of the profile according to CP and EN increases by 32.7 %, and according to AISI — by 37.2 %. The relationship between the load-bearing capacity of a thin-walled rod and the thickness of its cross-section is linear (see Fig. 5).

An increase in the thickness of the cross-section (for example, by 2 times) leads to an obvious sharp increase in the load-bearing capacity (according to CP and EN, it increases by 148.30 %, according to AISI — by 156.25 %). The relationship between the load-bearing capacity of a thin-walled rod and its cross-sectional thickness tends to be linear (see Fig. 6).

Calculations of thin-walled bars under compression according to CP 260.1325800.2016 and EN 1993-1-3 are similar to the calculations of elements of conventional steel structures presented in CP 16.13330.2017⁶ and EN 1993-1-1⁷. The only difference is the use of effective cross-sectional area (for thin-walled profiles) instead of net cross-sectional area. The method for calculating compressed thin-walled bars according to North American standards AISI S100-16 in the fourth stage (see Table 2) takes into account the calculated length and ultimate flexibility of the bar, which gives more reliable results. 's load-bearing capacity indicators for profiles according to AISI S100-16 are always lower than those according to CP 260.1325800.2016 and EN 1993-1-3, i.e. greater mechanical safety of the structure is assumed at the design stage. Thus, in order to update the domestic regulatory and technical framework, reference is made to the design and calculation experience of other countries.

⁶ CP 16.13330.2017. Steel structures. Moscow, Ministry of Construction of Russia, 2017; 140.

⁷ EN 1993-1-1: Eurocode 3: Design of steel structures — Part 1-1: General rules and rules for buildings. CEN, 2005; 91.

REFERENCES

1. Kinzyabulatova D.F., Porivaev I.A., Nedoseko I.V. Buckling analysis of c-shaped cold-formed profiles. *News of the Kazan State University of Architecture and Engineering*. 2022; 4(62):108–118. DOI: 10.52409/20731523_2022_4_108. EDN JLMWXF. (rus.).
2. Egorov A.V., Egorov V.N. Computational and experimental study of longitudinal stability of the thin-walled flat bar structure. *Engineering Journal: Science and Innovation*. 2023; 3(135). DOI: 10.18698/2308-6033-2023-3-2256. EDN VFTQTU. (rus.).
3. Chernyavskiy I.D. Buckling of steel thin-walled cold-formed sigma-type sections rods. *Collection of competitive scientific works of students and graduate students: in 2 parts*. Brest, BrSTU, 2022; 1:310–314. (rus.).
4. Sovetnikov D.O., Azarov A.A., Ivanov S.S., Rybakov V.A. Methods of calculation of thin-walled bars: statics, dynamics and stability. *Alfabuild*. 2018; 2(4):7–33. DOI: 10.34910/ALF.4.1. (rus.).
5. Zhang P., Shahria Alam M. Compression tests of thin-walled cold-formed steel columns with Σ -shaped sections and patterned perforations distributed along

the length. *Thin-Walled Structures*. 2022; 174. DOI: 10.1016/j.tws.2022.109082

6. Tushina O.A. The Features of Behaviour of a Thin-Walled Cold-Formed C-Purlin. *Vestnik MGSU* [Proceedings of Moscow State University of Civil Engineering]. 2014; 10:64-74. EDN SWJDYN. (rus.).

7. Schafer B.W., Peköz T. The behavior and design of longitudinally stiffened thin-walled compression elements. *Thin-Walled Structures*. 1997; 27(1):65-78. DOI: 10.1016/0263-8231(96)00016-x

8. Kayumov R.A. Postbuckling behavior of compressed bars with nonlinearly elastic supports. *PNRPU Mechanics Bulletin*. 2022; 3:23-31. DOI: 10.15593/perm.mech/2022.3.03. EDN OERASD. (rus.).

9. Rybakov V.A., Lalin V.V., Ivanov S.S., Azarov A.A. Coordinate functions quadratic approximation in V.I. Slivker's semi-shear stability theory. *Magazine of Civil Engineering*. 2019; 5(89):115-128. DOI: 10.18720/MCE.89.10. EDN VJZIUK.

10. Khodeeva V.A. Stability of a thin-walled plate within the limits of elasticity. *Young Don Researcher*. 2022; 5(38):61-65. EDN HIVJPU. (rus.).

11. Von Karman T., Sechler E.E., Donnell L. The strength of thin plates in compression. *Journal of Fluids Engineering*. 1932; 54(2):53-56. DOI: 10.1115/1.4021738

12. Winter G. Strength of thin steel compression flange. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*. 1947; 112(1):527-554. DOI: 10.1061/TACEAT.0006092

13. Schafer B.W., Peköz T. Computational modeling of cold-formed steel: characterizing geometric imperfections and residual stresses. *Journal of Con-*

structional Steel Research. 1998; 47(3):193-210. DOI: 10.1016/S0143-974X(98)00007-8

14. Torabian S., Schafer B.W. Development and Experimental Validation of the Direct Strength Method for Cold-Formed Steel Beam-Columns. *Journal of Structural Engineering*. 2018; 144(10). DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002117

15. Anbarasu M. Structural performance of cold-formed steel composite beams. *Steel and Composite Structures*. 2018; 27(5). DOI: 10.12989/scs.2018.27.5.545

16. Zenkov E.V. Functional aspects of the c stud from light steel thin-walled structures for stability. *International Research Journal*. 2021; 3-1(105):54-59. DOI: 10.23670/IRJ.2021.105.3.009. EDN QKEEVM. (rus.).

17. Nadolski V., Dzerhachou M. Effective width method for thin-walled cold-formed elements in accordance with Eurocode 3. Herald of Polotsk State University. Series F. Civil Engineering. *Applied Sciences*. 2017; 8:105-111. EDN ZVZCYH. (rus.).

18. Zhang P., Shahria Alam M. Experimental investigation and numerical simulation of pallet-rack stub columns under compression load. *Journal of Constructional Steel Research*. 2017; 133:282-299. DOI: 10.1016/j.jcsr.2017.02.023

19. Jovanovic D., Zarkovic D., Dobric J. Design and application of cold-formed thin-walled members. *Planning, design, construction and building renewal: scientific conference*. 2018; 125-134.

20. Bezas M.Z., Demonceau J.F., Vayas I., Jaspart J.P. Compression tests on large angle columns in high-strength steel. *Steel Construction*. 2022; 15(1):43-47. DOI: 10.1002/stco.202100051

Received November 20, 2024.

Adopted in revised form on December 27, 2024.

Approved for publication on January 20, 2025.

BIONOTES: Regina A. Gatiatullina — graduate student; **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**; 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; gatiatullina.regina@mail.ru;

Alexander M. Ibragimov — Doctor of Technical Sciences, Professor; **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**; 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; ID RSCI: 704948, Scopus: 57189524528, ResearcherID: AFN-6830-2022, ORCID: 0000-0003-3761-9213; IbragimovAM@mgsu.ru.

Contribution of the authors:

Regina A. Gatiatullina — execution and analysis of calculations, writing the source text, final conclusions.

Alexander M. Ibragimov — scientific supervision, revision of the text, final conclusions.

The authors declare that there is no conflict of interest.