

ОЦЕНКА НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ СТАЛЬНЫХ ТОНКОСТЕННЫХ ХОЛОДНОГНУТЫХ ПРОФИЛЕЙ С ПОПЕРЕЧНО-ГОФРИРОВАННЫМИ ГРАНЯМИ

Жданов Д.А., Уласевич В.П.

Введение. Долгое время стальные тонкостенные холодногнутые профили (СТХП) использовались исключительно в качестве ограждающих элементов в составе стен, крыш или иных элементов зданий и сооружений. Первые применения СТХП в качестве несущих элементов конструкций ограничивались, как правило, смешанными конструктивными схемами, в которых основную несущую функцию выполняли горячекатаные элементы, а СТХП отводилась роль второстепенных балок. Последние десятилетия характеризуются значительным ростом объемов строительства зданий и сооружений, полностью возводимых с использованием стальных каркасов из легких стальных тонкостенных конструкций (ЛСТК).

Рост объемов строительства на основе ЛСТК вызывал необходимость детального изучения механизмов работы их основного элемента – СТХП, работа которых существенно отличается от работы классических (горячекатаных) профилей [1]. Многочисленные теоретические и экспериментальные исследования, выполненные в этой связи в различных странах [2] привели к появлению соответствующих нормативных документов и методик расчета [3, 4] позволяющих сегодня осуществлять проектирование СТХП с плоскими гранями с достаточно высокой степенью конструкционной надежности и экономичности.

Однако работа СТХП, имеющих поперечно-рифленные грани, образующиеся при придании прямым СТХП дугообразной формы и используемых в качестве конструктивных элементов бескаркасных арочных покрытий, остается все еще недостаточно изученной. Свидетельством этому, в частности, является отсутствие на сегодняшний день общепринятых норм и правил их расчета, а также нередкие и задокументированные случаи обрушения конструкций подобного типа, необоснованно рассчитанных по действующим нормативам для профилей с плоскими гранями [6, 7].

Настоящая статья представляет собой краткий обзор результатов ряда экспериментальных и теоретических исследований, выполненных различными авторами с целью определения особенностей работы и разработки методов численного расчета арочных СТХП с поперечными-рифленными гранями, работающих в составе пологих бескаркасных арочных покрытий, наряду с анализом некоторых из существующих методик прогнозирования их напряженно-деформированного состояния (НДС).

1 Экспериментальные исследования

На территории Республики Беларусь, как и во многих других странах, наиболее используемыми при возведении бескаркасных арочных покрытий из дугообразных СТХП являются профили типа *MIC-120* и *MIC-240* (рис. 1), изготавливаемые на оборудовании американской корпорации *MIC Industries Inc.* либо его многочисленных современных аналогов [8].

Краткий анализ печатных работ, посвященных экспериментальным исследованиям влияния поперечных гофр на стенках и нижней полке СТХП *П*-образного (корытообразного) сечения (рис.1, а), работающих в составе бескаркасных арочных покрытий, на несущую способность последних можно найти в [9]. В паре с результатами наших собственных экспериментальных исследований данный анализ позволяет достоверно сделать следующие общие выводы:

- наличие поперечных гофр на стенках и полках профиля ведет к неоднородному распределению сжимающих напряжений по сечению: большая часть напряжений воспринимается верхними полками и небольшими зонами в местах сопряжения полок и стенок;
- поперечное гофрирование стенок и полок профиля отрицательно сказывается на величине как продольной, так и изгибной жесткости;
- наличие поперечных гофр в гранях профиля увеличивает их несущую способность по местной устойчивости.

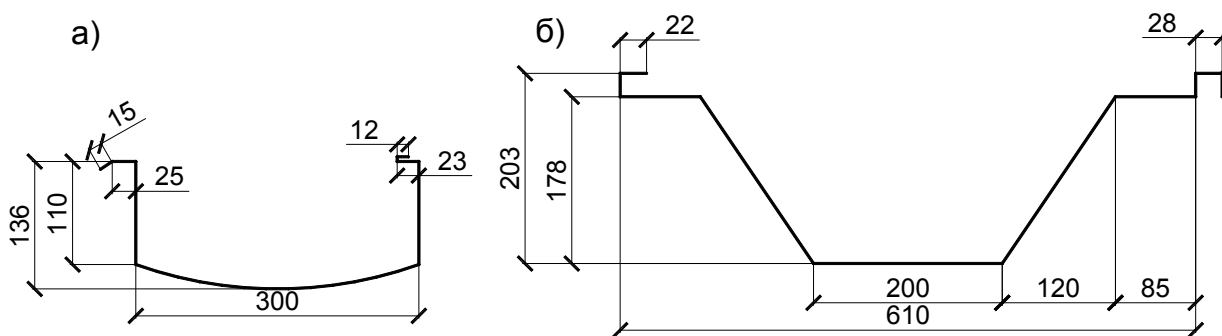


Рисунок 1 – Размеры поперечного сечения профилей:
а) – профиль МС-120; б) – профиль МС-240.

Исследования на внецентренное сжатие, выполненные в [10] на разработанных с помощью метода DIC моделях показали, что упрощение фактической геометрии СТХП рассматриваемого вида (неучет наличия поперечных гофр и других геометрических несовершенств) приводит к значительному завышению величины предельной нагрузки и занижению величины перемещений даже в случае учета физической и геометрической нелинейностей. При этом наличие поперечных гофр на нижней полке профиля имеет гораздо меньшее влияние на его несущую способность, а также осевую и изгибную жесткость (для рассмотренного направления изгибного момента), чем их наличие на стенках.

Экспериментальное исследование в работе в [10] было выполнено на фрагментах профиля длиной $l = 1016$ мм, с толщиной стали $t = 1,385$ мм и пределом текучести $f_y = 337$ МПа. Для моделирования реального напряженного состояния, возникающего при воздействии снеговой нагрузки в арочном покрытии радиусом кривизны $R = 18$ м с высокой стрелой подъема, сжимающая нагрузка была приложена с эксцентриситетом (рис.2). Эксцентриситет приложения нагрузки e рассчитывался относительно положения центра тяжести, определенного для полного поперечного сечения [10] без учета снижения жесткости граней, обуславливаемого наличием гофр и возможной местной потерей устойчивости. Однако на практике, вычисление эксцентриситет указанным выше образом приемлемо лишь для отдельного частного расчетного случая и не позволяет оценить изгибную и продольную жесткость профиля отдельно, что крайне важно для получения корректных результатов расчета рассматриваемых конструкций на несущую способность. Величина полученной в эксперименте разрушающей нагрузки приведена на рис. 2.

Помимо этого, следует отметить, что разработанная в [10] экспериментальная установка для испытаний фрагментов профиля на сжатие содержит, на наш взгляд, по крайней мере один недочет, а именно: отсутствие поперечных, соединяющих отгибы верхних полок, стяжек, в следствие чего в работе профиля, помимо местной потери устойчивости, должна была также присутствовать потеря устойчивости формы сечения, отсутствующая в работе реальной конструкции из-за имеющихся ограничений свободному смещению верхних полок профиля в поперечном направлении, накладываемых друг на друга профилями, сплоченными между собой в цельную конструкцию.

Особенности работы трапециевидных арочных СТХ-панелей с поперечными гофрами в критической и закритической областях существования изучались также в [11]. На основании сопоставительных численно-экспериментальных исследований установлено, что, по сравнению с аналогичными прямыми панелями, не содержащими поперечных складок, местная потеря устойчивости, в случае арочных СТХ-панелей с поперечными гофрами, наступает при более высоких значениях рабочих нагрузок, однако запас по несущей способности для работы в закритической области у последних практически отсутствует.

Авторами [11] были испытаны шесть образцов из стали толщиной $t = 1,09$ мм и пределом текучести $f_y = 352,5$ МПа при различных приложениях нагрузки, а именно: в центре тяжести, определенном для полного поперечного сечения, что, по мнению авторов [11], вызывает одно-

родное распределение напряжений, и с некоторым эксцентриситетом e , определяемым по выражениям:

$$e = (1/A - \psi/A) / (\psi/W_1 - 1/W_2); \quad \psi = 1 - \eta \quad (2.1)$$

Определив по геометрическим размерам профиля параметры полного поперечного сечения, A , W_1 и W_2 , используя выражения (2.1), найдем эксцентриситеты приложения нагрузки в испытаниях, выполненных в [11] (рис. 2), соответствующие градиентам напряжений $\eta = 0,35, 0,77$ и $1,2$:

$$e_5 = 1,2 \text{ см}; \quad e_6 = 3,55 \text{ см}; \quad e_4 = 8,55 \text{ см}.$$

Сопоставительные результаты величин разрушающих нагрузок, а также характеристики образцов и точки приложения нагрузки, показаны на рисунке 2.

Однако, как явствует из приведенной в [11] схемы испытательной установки с установленным в ней образцом, действительная несущая способность с учетом возможной потери местной устойчивости должна быть несколько ниже значений, полученных при испытаниях, поскольку для принятой в расчетах длины опытных образцов, равной 5-ти длинам полуволн потери местной устойчивости, не было учтено, что участки шириной около 90 мм, расположенные по торцам образца, заземлены крепежными накладными пластинами, в работе испытательного образца не участвуют.

Результаты натурных испытаний фрагментов панелей из СТП типа *MIC-240*, выполненных с целью уточнения редуцированных величин геометрических характеристик поперечного сечения профиля (моменты сопротивления и инерции), необходимых для расчета арочных сводов, в сопоставлении с геометрическими характеристиками профиля этого же типа по данным фирмы *MIC Industries Inc.*, а также рассчитанных в соответствии с требованиями нормативных документов РФ и EN1993-1-3 приведены в работе [12]. Испытания на изгиб проводились на двух фрагментах покрытия расчетной длиной $l = 3,0$ м и $2,5$ м по консольной схеме, каждый из которых состоял из трех профилей типа *MIC-240* с радиусом кривизны $R=15,51$ м. Толщина металла профилей – 1,5 мм, предел текучести стали – $f_y = 464$ МПа. В первом испытании, без разрушения, под воздействием момента была сжата верхняя грань профиля, а во втором, доведенном до разрушения – нижняя. Разрушение панели произошло при величине нагрузки равной $F_{cr} = 13$ кН.

2 Теоретическая оценка напряженно-деформированного состояния

Экспериментальные исследования, проведенные Марцинкевичем [13], на изгиб и сжатие коротких фрагментов СТП П-образного сечения (рис 1, а), позволили получить действительные значения НДС, и на этой основе предложить формулы для расчета ряда рабочих параметров и состояний. Ниже нами предпринята попытка адаптации данной методики применительно к профилю трапециевидного поперечного сечения (рис 1, б).

Согласно [13], для определения геометрических характеристик, поперечное сечение требуется разбить на участки с относительно постоянной глубиной гофр. Тогда, площадь приведенного поперечного сечения определяется по формуле:

$$A = \sum_{i=1}^n (1/k_{xi}) \cdot A_i, \quad (2.2)$$

$$\text{где: } A_i = b_i \cdot t_i; \quad k_{xi} = k_{\phi p} \cdot (f_{gi}/t_i)^2 + 1;$$

n – количество участков, на которые разбито сечение; i – номер участка; b_i – ширина участка i ; f_{pi} – средняя на ширине участка i глубина складки рифления; $k_{\phi p}$ – коэффициент, учитывающий форму складок поперечного рифления (см. рис. 2), принимаемый равным:

$$k_{\phi p} = 1,0 \text{ – при треугольных складках;}$$

$$k_{\phi p} = 1,5 \text{ – при синусоидальных складках.}$$

Положение нейтральной оси поперечного сечения профиля u определяется с помощью расстояния z_c (см. рис. 2), считая от оси, проходящей через центр тяжести верхних полок:

$$z_c = \sum_{i=1}^n (1/k_{xi}) \cdot A_i \cdot z_{li} / A, \quad (2.3)$$

где: z_{li} – расстояние от центра тяжести верхних полок до центра тяжести участка i .

Момент инерции сечения относительно нейтральной оси определяется по формуле:

$$I_y = \sum_{i=1}^n (1/k_{xi}) \cdot A_i \cdot z_i^2, \quad (2.4)$$

где: z_i – расстояние от нейтральной оси до центра тяжести участка i .

Тогда нормальные напряжения в j -той точке поперечного сечения, расположенной на участке i , можно определить по выражению:

$$\sigma_j^0 = \pm (1/k_{xi}) \cdot M \cdot z_j / I_y - (1/k_{xi}) \cdot N / A,$$

где: z_j – расстояние от нейтральной оси до точки i .

Получив значения напряжений, носящие для гофрированных участков условный характер, необходимо проверить условия местной устойчивости граней и условие устойчивости продольных ребер жесткости. Если грани либо ребра жесткости теряют устойчивость, то для них следует уточнить геометрические характеристики с учетом закритической стадии работы путем вычисления эффективной ширины и эффективной толщины. Для верхней полки с плоскими гранями расчет эффективных характеристик может быть выполнен с использованием подхода изложенного в [14], а для участков профиля с поперечным рифлением – с использованием выражений, полученных в [13].

Проведем апробацию изложенной выше методики на основе экспериментальных данных, приведенных в разделе 1. Профиль разобьем на участки с различными геометрическими свойствами. Задавшись средней глубиной гофры в нижней полке и максимальной глубиной гофры в стенке равными f_{gmax} , геометрически определим средние значения глубин гофр на каждом из полученных участков (см. рис. 2).

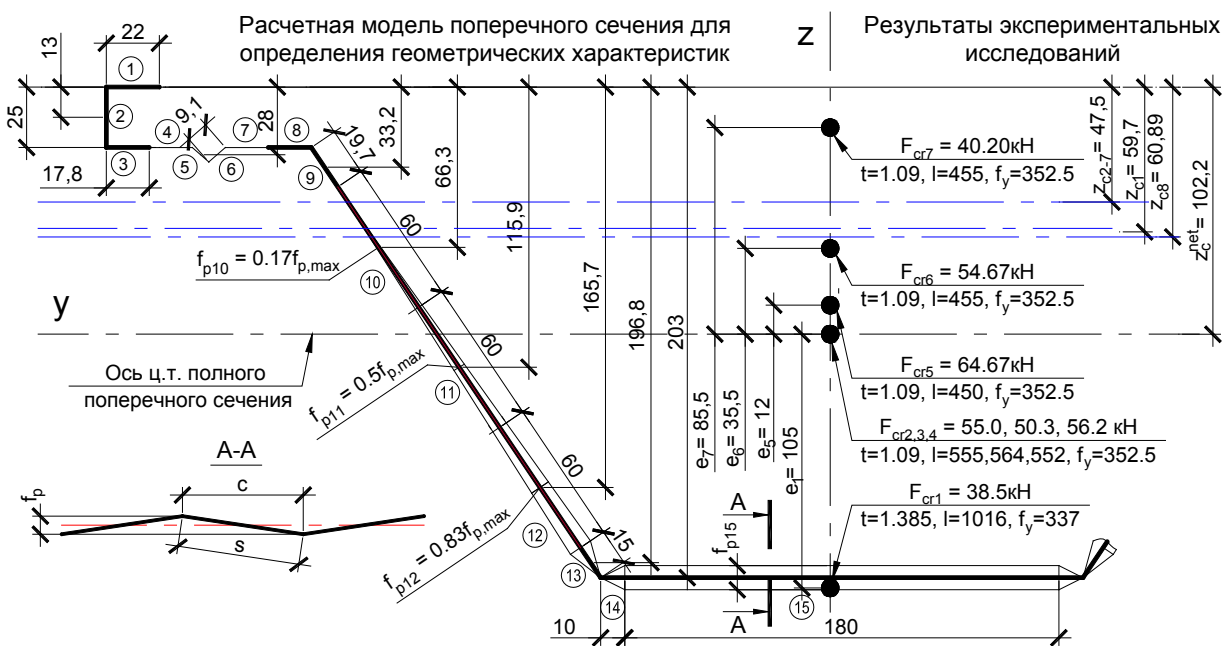


Рисунок 2 – Поперечное сечение профиля с результатами испытаний из [10] и [11] и расчетной моделью для определения геометрических характеристик

Используя выражения (2.2 ÷ 2.4), определим геометрические характеристики профилей в докритической стадии работы граней с учетом наличия на стенках и полках поперечного гофрирования в испытаниях [10 – 12]. Для испытания из [12], в описании которого прямо не указаны ни максимальная глубина гофры f_{gmax} , ни шаг гофр c (см. сечение 2-2 на рис. 2), определим отсутствующие значения в зависимости от радиуса профиля R , используя данные, приведенные в [15].

Для испытаний, в которых верхняя полка находится под воздействием сжимающих напряжений определим, согласно [14], эффективную ширину для участков 3, 4, 7 и 8 и эффективную толщину для участков 4 ÷ 7 (см. рис. 2).

Результаты вычислений теоретической предельной нагрузки $F_{cr, теор}$, основанных на предположении, что материал профиля, вплоть до разрушения, работает упруго, приведены в таблице 1 в сопоставлении со значениями предельных нагрузок $F_{cr, эксп}$, определенных по результатам испытаний.

Таблица 1 – Сопоставление результатов расчета с экспериментальными данными

№ п/п	Источник / № образца	t , мм	l , мм	f_y , МПа	f_p , мм	c_p , мм	$F_{сг, эксп}$, кН	$F_{сг, теор}$, кН	Расхождение, %
1	Piekarczyk A. [10]	1,385	1016	337,0	2,20 3,13*	16,9	35,80	58,95 38,68*	+66,66 +8,04*
2	Li-Li Wu [11] / SP1	1,090	555	352,5	3,20	25,0	55,00	40,84	-34,67
3	Li-Li Wu [11] / SP2	1,090	564	352,5	3,20	25,0	50,30	40,84	-23,16
4	Li-Li Wu [11] / SP3	1,090	552	352,5	3,20	25,0	56,20	40,84	-37,61
5	Li-Li Wu [11] / SP4	1,090	450	352,5	3,20	25,0	64,67	49,02	-31,93
6	Li-Li Wu [11] / SP5	1,090	455	352,5	3,20	25,0	54,67	80,76	+47,72
7	Li-Li Wu [11] / SP6	1,090	455	352,5	3,20	25,0	40,20	36,06	-11,48
8	Еремеев П.Г. [12] / 2	1,500	2500	464,0	3,47	22,5	13,00	11,57	-12,36

Примечание – значения со знаком «*» для испытания №1 получены для f_p , определенного по [15].

Сопоставление результатов расчета с экспериментальными данными показывает их хорошую сходимость, за исключением образцов №1 и №6, для которых получены удовлетворительные результаты.

Меньшее, по сравнению с расчётом, значение разрушающей нагрузки в случае образца №1 может быть обусловлено упущениями, допущенными при подготовке образцов к испытаниям – отсутствием, в частности, поперечных стяжек. На расхождение результатов также мог повлиять параметр глубины гофрирования f_p , значение которого, приведенное в [10], на наш взгляд, несколько занижено, поскольку значительно разнится с данными из [15] (полученное по табл. 3.1, путем экстраполяции для $R = 18$ м, это значение составляет порядка $f_p = 3,13$ мм).

Несколько более высокие значения разрушающей нагрузки для образцов №2 ÷ 4 и 7 могут быть вызваны недостаточно корректно принятой длиной образцов [11].

Расхождения в оценке результатов испытания №6, опять же на наш взгляд, связано с тем, что по теоретическим расчетам точка приложения нагрузки в анализируемом испытании была принята слишком близко к эффективному центру тяжести сечения $z_{сб}$ (рис. 2), и в расчете профиль рассматривался практически как центрально сжатый, что при принятой схеме испытаний недостижимо из-за наличия начальной кривизны арочного образца.

Расхождение результатов также может быть вызвано неоднозначностью принятых расчетных толщин листов t , поскольку в работах [10 – 12] не уточняется, учтен ли в приведённых значениях толщины слой цинкового покрытия [4].

Заключение

На базе приведенных в данной работе экспериментальных данных и результатов расчета НДС профилей трапециевидного сечения с поперечно-гофрированными гранями применяемых для бескаркасных арочных покрытий зданий и сооружений, можно сделать следующие выводы:

1. Наличие поперечных гофр на стенках и полках профиля ведет к весьма неоднородному распределению сжимающих напряжений по сечению: большая часть напряжений воспринимается верхними полками и небольшими зонами в местах сопряжения полок и стенок, а также к уменьшению как продольной, так и изгибной жесткости, при этом степень выраженности такого уменьшения зависит от размеров и формы поперечных гофр.
2. Для определения приведенных характеристик поперечного сечения профилей с поперечно-рифленными гранями можно использовать методику предложенную в настоящей работе, базирующуюся на итеративном применении подходов, описанных в [13] и [14].
3. Расхождение результатов экспериментальных данных, приведенных в работах [10–12] могут быть вызваны целым рядом факторов, среди которых следует выделить в первую очередь следующие:

– недостатки в испытательных установках и/или методике проведения самих экспериментальных исследований;

- неточности в определении глубины складок поперечных гофр;
- неопределенность в расчетной толщине t , обуславливаемая отсутствием данных о толщине цинкового покрытия;
- неучет наличия начальной кривизны у испытуемых образцов и фазы упруго-пластической работы профиля.

4. С целью подтверждения высказанных предположений и разработки адекватной модели сопротивления СТП, целесообразно продолжить экспериментальные и теоретические исследования.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Айрумян, Э.Л. Особенности расчета стальных конструкций из тонкостенных гнутых профилей / Э.Л. Айрумян // Монтажные и специальные работы в строительстве. – 2008. – № 3. – С. 2–7.
2. Гарифуллин, М. Р. Устойчивость тонкостенного холодногнутого профиля при изгибе – краткий обзор публикаций / М. Р. Гарифуллин, Н. И. Ватин // Строительство уникальных зданий и сооружений. – 2014. – № 6 (21). – С. 32–57.
3. North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members: AISI-S100-2007. – Washington: American Iron and Steel Institute, October 2007. – 194 p.
4. Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-3: Supplementary rules for cold-formed members and sheeting: EN 1991-1-3:2006. – Brussels: European Committee for Standardization, October 2006. – 134 p.
5. Hancock, G.J. Cold-formed steel structures / G.J. Hancock // Journal of Constructional Steel Research. – 2003. – №4 (59). – P.473–487.
6. Biegus, A. Collapse of Halls Made From Cold-Formed Steel Sheets / A. Biegus, A. Kowal // Engineering Failure Analysis. – 2013. – Vol. 31. – P. 189–194.
7. Кузнецов, И.Л. Причины обрушения бескаркасного арочного сооружения пролетом 30 м / И.Л. Кузнецов, А.В. Исаев, Л.Р. Гимранов // Изв. Казан. гос. арх.-строит. ун-та. – 2011. – № 4 (18). – С. 166–170.
8. Жданов, Д.А. Бескаркасные арочные покрытия из стальных тонкостенных профилей: История, современное состояние и перспективы применения в Республике Беларусь / Д.А. Жданов, В.П. Уласевич // Вестник БрГТУ. – 2016. – № 1(97): Строительство и архитектура. – С. 30–34.
9. Жданов, Д.А. Экспериментальные исследования фрагмента пологого арочного покрытия из тонколистового холодногнутого профиля типа МС-120 с поперечными гофрами / Д.А. Жданов, В.П. Уласевич, И.В. Зинкевич // Вестник Полоцкого гос. ун-та. – 2015. № 8. Серия F. Строительство. Прикладные науки. – С. 33–40.
10. Piekarczyk, A. Stability and Bearing Capacity of Arch-shaped Corrugated Shell Elements: Experimental and Numerical Study / A. Piekarczyk, K. Malowany, P. Więch and other // Bulletin of the Polish Academy of Sciences, Technical Sciences, – 2015. – Vol. 63, – No. 1, – P. 113–123.
11. Li-Li Wu. Theoretical and Experimental Study on Interactive Local Buckling of Arch-shaped Corrugated Steel Roof / Li-Li Wu, Xuan-Neng Gao, Yong-Jiu Shi, Yuan-Qing Wang // Steel Structures. – 2006. – Vol. 6. – P. 45–54.
12. Еремеев, П.Г. Натурные испытания фрагментов панелей из холодногнутых тонколистовых стальных профилей для арочных сводов / П.Г. Еремеев, Д.Б. Киселев, М.Ю. Армейский, и др. // Монтажные и спец. работы в стр-ве. – 2004. – №9. – С. 5–9.
13. Zhdanov, D. Nonlinear Analysis Method for Arch-shaped Shell Roofs Made of Cold-formed Steel Profiles / D. Zhdanov, W. Ulasevich // Civil and Environmental Engineering. – 2016. – Vol. 7. – No. 3. – P. 187–191.
14. Марцинкевич, Д.В. Исследования прочности, жесткости и продольной устойчивости вальцованных профилированных листов с поперечно рифленными гранями: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Д.В. Марцинкевич; Уральский гос. техн. ун-т. – Екатеринбург, 1995. – 194 с.
15. Липленко, М.А. Несущая способность бескаркасных арочных покрытий из стальных холодногнутых профилей с поперечно-гофрированными гранями: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / М.А. Липленко; Московский гос. строит. ун-т. – Москва, 2017. – 206 с.