

## СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

УДК 624.014.2

### ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ФРАГМЕНТА ПОЛОГОГО АРОЧНОГО ПОКРЫТИЯ ИЗ ТОНКОЛИСТОВОГО ХОЛОДНОГНУТОГО ПРОФИЛЯ ТИПА МС-120 С ПОПЕРЕЧНЫМИ ГОФРАМИ

*Д.А. ЖДАНОВ; канд. техн. наук, доц. В.П. УЛАСЕВИЧ; канд. техн. наук, доц. И.В. ЗИНКЕВИЧ  
(Брестский государственный технический университет)*

*Представлен краткий анализ научных работ, посвященных исследованию механизма работы бескаркасных арочных покрытий из стальных тонкостенных холодногнутох профилей с поперечными гофрами. Показаны результаты выполненного авторами экспериментального исследования работы фрагмента покрытия, состоящего из профилей типа МС-120, которые согласуются с результатами, полученными другими авторами, отражая при этом особенности работы профилей в составе бескаркасных арочных покрытий.*

**Введение.** В последние десятилетия во многих странах мира отмечается значительный рост объемов строительства с использованием стальных тонкостенных холодногнутох профилей (СТХП) в качестве несущих конструкций, бескаркасных арочных в том числе.

К настоящему времени статическая работа арочных конструкций из СТХП простой геометрии – с плоскими гранями (полками и стенками) – уже отчасти исследована как теоретически, так и экспериментально, что позволяет осуществлять их проектирование с достаточно высокой степенью конструкционной надежности и экономичности [1–3]. Однако работа СТХ-профилей со сложной геометрией сечений – с поперечными складками-гофрами в полках или в полках и стенках – всё еще недостаточно изучена, свидетельством чему являются, с одной стороны, отсутствие на сегодняшний день общепринятых норм и правил их расчета; с другой – случаи обрушения конструкций подобного типа, необоснованно рассчитанных по действующим нормативам для профилей с плоскими гранями [4; 5].

Одна из специфических областей применения СТХ-профилей с поперечными гофрами – *пологие* бескаркасные арочные покрытия, совмещающие в себе несущие и ограждающие функции, с соотношением высоты арочного свода ( $f$ ) к его пролету ( $l$ ), равным или меньшим  $1/8$ . Такие покрытия монтируются на здании или сооружении методом «сухой» сборки из отдельных дугообразных СТХ-профилей или их блоков [6].

Характерной особенностью таких арочных покрытий является то, что в рабочем состоянии они находятся под одновременным воздействием как изгибающих, так и сжимающих усилий, причем с преобладанием последних, что в паре с изначально присущей арочным покрытиям из СТХП повышенной деформативностью (из-за их относительно невысокой жесткости), а также неравномерностью распределения напряжений по сечению профиля (вследствие их тонкостенности, наличия поперечных гофр и различного рода несовершенств) требует особого подхода при оценке напряженно-деформированного состояния (НДС) и общей устойчивости рассматриваемых конструкций в процессе их проектирования.

В данной работе содержится краткий анализ имеющихся в открытой печати научных публикаций, в которых отражается механизм работы арочных СТХП с поперечными гофрами, представлены результаты собственного экспериментального исследования НДС фрагмента пологого арочного покрытия из СТХП типа МС-120 с поперечными гофрами с целью определения особенностей работы такого рода профилей в составе пологих бескаркасных арочных покрытий.

**Обзор предыдущих исследований.** Одно из самых ранних комплексных исследований несущей способности бескаркасных арочных сооружений из СТХ-профилей типа МС-120 было проведено Научно-исследовательской инженерной лабораторией Вооруженных сил США [7; 8] в рамках изучения вопроса о применимости данного типа построек в качестве укрытий в случаях экстренной мобилизации. Численные исследования выполнялись на упрощенных КЭ-моделях профилей; экспериментальные – на цельных СТХ-панелях и их фрагментах. Исследования, в частности, показали ключевую роль потери местной устойчивости в запуске механизма разрушения профиля [7]. При этом деформативность испытываемых образцов с поперечными гофрами оказывалась стабильно выше, чем у образцов с гладкими полками и стенками, однако однозначного численного выражения этого различия получить в исследовании не удалось

из-за вариабельности результатов измерений. Следует также упомянуть, что в ходе экспериментального исследования фрагмента арочного покрытия был выявлен, в терминологии авторов отчета, эффект «сильной» и «слабой» стороны, выразившийся в том, что при локальном приложении нагрузки по центру образца напряжения по обеим сторонам от места ее приложения распределялись всякий раз неоднородно и зависели от направления завальцовки верхней полки [8].

Экспериментальные исследования в Российской Федерации, проведенные Д.В. Марцинкевичем [9], на коротких фрагментах СТХП с рифлеными (гофрированными) стенками и полками, изготовленными из стали толщиной 1,0 и 0,8 мм и длиной 1,5 и 0,45 м, в испытаниях на изгиб и сжатие соответственно позволили получить действительные значения НДС профилей на различных этапах их работы под нагрузкой и на этой основе предложить формулы для расчета ряда рабочих параметров и состояний. Измерения, в частности, показали: из-за пониженной жесткости граней, вследствие поперечного рифления, напряжения в широкой полке и нижней части стенок профиля примерно в 8...10 раз ниже напряжений в местах их сочленения (ребрах) при изгибе и в 12...15 раз – при сжатии; прогибы балочных образцов вплоть до достижения значений напряжений, равных пределу текучести стали в ребрах, имеют линейную зависимость. Исчерпание несущей способности профилей выражалось в переломе ребер профиля вследствие развития в них пластических деформаций, до возникновения которых ребра сохраняли местную устойчивость и работали упруго.

В Польше R. Walentyński и другие ученые также провели ряд численных и экспериментальных сопоставительных исследований арочных панелей как с поперечными гофрами, так и без таковых, по результатам которых был сделан общий вывод о том, что наличие поперечных гофр вызывает, с одной стороны, некоторое снижение продольной, изгибной и крутильной жесткости граней профиля, а с другой – повышение их местной устойчивости [10; 11]. Причем испытания на изгиб панелей, состоящих из 6-ти четырехметровых сфальцованных СТХ-профилей, показали, что снижение жесткостных характеристик оказывается более выраженным и носит нелинейный характер в случае, когда широкая (нижняя) полка находится в сжатой зоне [12]. Однако численные значения величины этих изменений в работе не указаны. Тем не менее проведенные исследования позволили выявить наиболее слабые места по несущей способности в профилях данного типа («ахиллесову пята»), по определению авторов), которыми являются те зоны на ребрах сочленения граней, на которых волны рифленостей на широкой полке и стенках профиля периодически совпадают.

Выявленные в результате этих исследований особенности работы профилей типа МС-120 с поперечными гофрами в составе бескаркасных арочных покрытий во многом совпадают с результатами аналогичных исследований поперечно гофрированных СТХ-профилей других типов [13–19]. Однако все из указанных выше исследований, как и полученные в ходе их результаты, касаются бескаркасных арочных покрытий из СТХП с высокой стрелой подъема, и вопрос, в какой мере данные таких исследований справедливы в отношении пологих арок, то есть арок с  $f/l \leq 1/8$ , работа которых под статической нагрузкой, как уже указывалось выше, характеризуется преобладанием сжимающих усилий над сгибающими, остается открытым. Таким образом, задача экспериментального исследования СТХ-профилей с поперечными гофрами в составе пологих бескаркасных арочных покрытий, учитывая отсутствие на сегодняшний день достоверных данных относительно их действительной работы, является актуальной и обоснованной.

**Экспериментальные исследования.** Экспериментальные исследования включали в себя испытания на сжатие с изгибом фрагмента пологого арочного покрытия из СТХП с поперечными гофрами и испытания на растяжение образцов из материала профиля.

Цель испытаний на сжатие с изгибом заключалась в оценке влияния поперечных гофр на НДС профиля и определении НДС узла крепления профиля к опорам. Цель испытаний на растяжение состояла в определении некоторых механических характеристик материала профиля, необходимых для осуществления экспериментального исследования и оценки его результатов.

**Описание опытных образцов и испытательной установки.** Расчетная схема испытаний арочного фрагмента представляла собой весьма пологую арку с затяжкой и равномерно распределенной нагрузкой, закрепленную на упругоподатливых опорах.

В качестве опорной части использовались горячекатаные уголки 160×10 мм. Левый уголок закреплялся неподвижно, а правый – располагался на роликовых катках. Профиль крепился к уголкам через холодногнутый элемент сложной формы (опорную пластину) толщиной 2 мм на саморезах диаметром 4,2 мм. Пластина, в свою очередь, крепилась болтами диаметром 8 мм к горизонтальной полке уголка и болтами диаметром 6 мм – к вертикальной. Схема испытательной установки проиллюстрирована рисунком 1.

Фрагмент пологого арочного покрытия состоял из двух дугообразных, с поперечными гофрами, профилей типа МС-120, соединенных между собой посредством завальцовки фланцев. С целью воспроизведения условий работы исследуемого фрагмента в составе реального покрытия и предотвращения по-

тери устойчивости крайних стенок профилей на ранних этапах нагружения верхние крайние полки профилей были соединены между собой металлическими стяжками. Поперечное сечение фрагмента покрытия и его размеры показаны на рисунке 1.

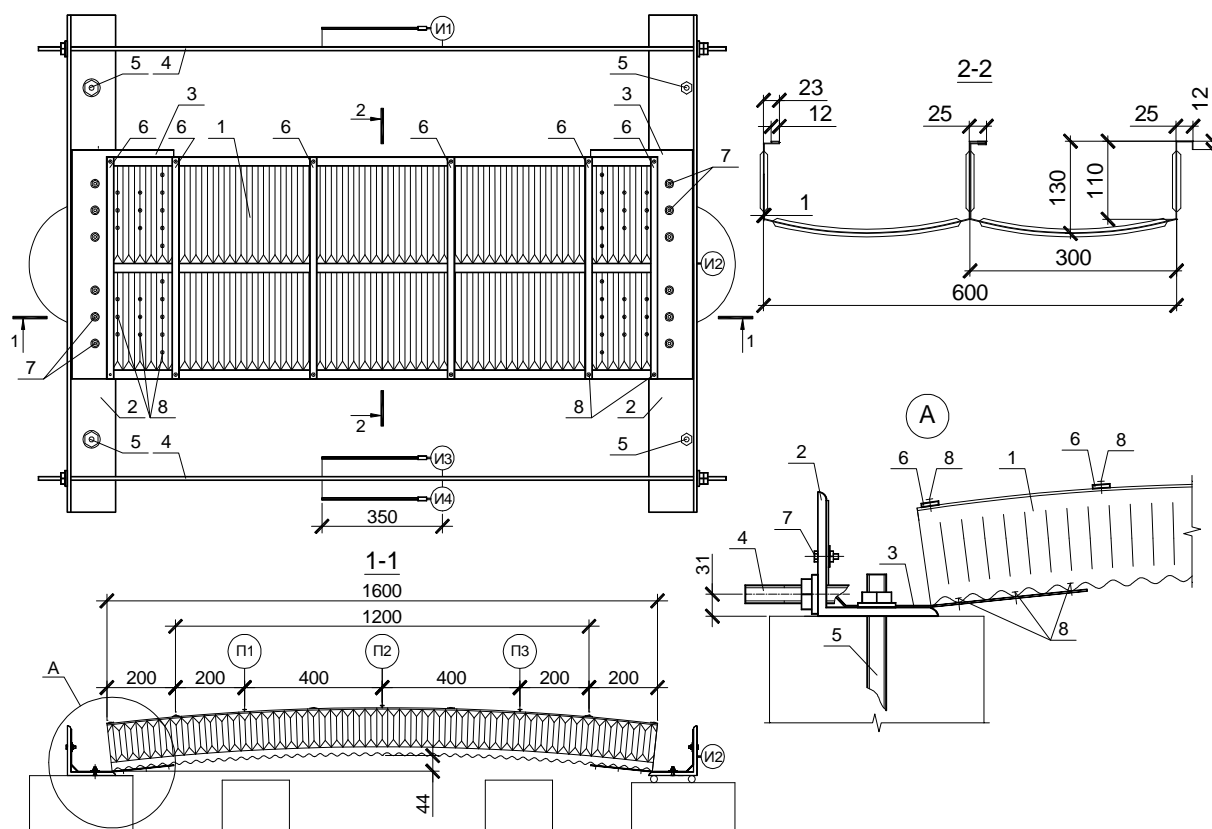


Рис. 1. Схема испытательной установки:

- 1 – испытуемый образец; 2 – опорный уголок 140×10 мм; 3 – опорный холодногнутый элемент  $t = 2$  мм;  
 4 – стяжка из стержня  $\varnothing 20$  мм; 5 – тяга к силовому полю ( $\varnothing 24$  мм слева,  $\varnothing 16$  мм справа);  
 6 – стяжка из полосы 20×1,2 мм; 7 – болт; 8 – саморез

*Определение механических характеристик.* Было испытано 7 прямолинейных образцов длиной 100 мм и шириной 20 мм, вырезанных из фрагмента арочного покрытия. Испытания проводились на универсальной испытательной машине *Galdabini Quasar 25*. Общий вид образцов после испытаний на растяжение представлен на рисунке 2. Обработка результатов испытания была выполнена в соответствии с СТБ ЕН 1990-2007. Нормативное значение основного предела текучести по результатам испытаний составило  $f_{yb} = 305$  МПа.

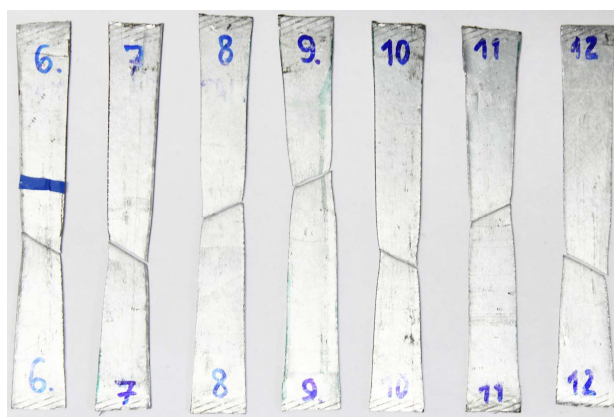


Рис. 2. Общий вид образцов после испытаний на растяжение

**Методика и содержание испытаний.** Испытания проводились для двух вариантов приложения равномерно распределенной нагрузки, а именно: по верхнему и по нижнему поясу (рис. 3) в соответствии с возможной работой профиля в составе двухслойного и однослойного бескаркасного арочного покрытий.

Оценка НДС осуществлялась как инструментально, посредством прогибомеров, индикаторов часового типа и тензорезисторов, так и визуально. Для измерения вертикального смещения верхней полки профиля в середине пролета и на расстоянии  $1/3$  его длины от торцов (см. рис. 1) использовались прогибомеры (П1...П3) с ценой деления 0,01 мм. Для фиксации величины удлинения затяжек и смещения подвижной опоры (см. рис. 1) применялись индикаторы часового типа (И1...И4) с ценой деления 0,01 мм, а для оценки нормальных напряжений – тензорезисторы с базой 5 мм и номинальным сопротивлением 200 Ом. Показания тензорезисторов регистрировались с помощью тензометрического комплекса ТИССА. Обработку показаний проводили на персональном компьютере.

В первом варианте загрузки нагрузка прикладывалась на верхний пояс тарированными грузами по 0,2 кН в четыре этапа: первые 3 этапа – по 12 грузов каждый, последний этап – 6 грузов. Суммарная нагрузка составила 8,4 кН (7 кН/м). Величина нагрузки была предварительно определена путем расчета численной модели с целью обеспечения работы профиля в упругой стадии. Разгрузка конструкции проводилась по такой же схеме, но в обратном порядке.

Во втором варианте – нагрузка в виде мешков с песком и тарированных грузов прикладывалась на нижний пояс в восемь этапов: на первом этапе – 12 мешков по 0,075 кН; на втором – 6 мешков по 0,05 кН; этапы 3...5 – по 12 грузов; этапы 6...8 – по 6 грузов. Суммарная нагрузка составила 12,0 кН (10 кН/м). Нагружение образца было прекращено по соображениям безопасности. Разгрузка проводилась по такой же схеме, но в обратном порядке.

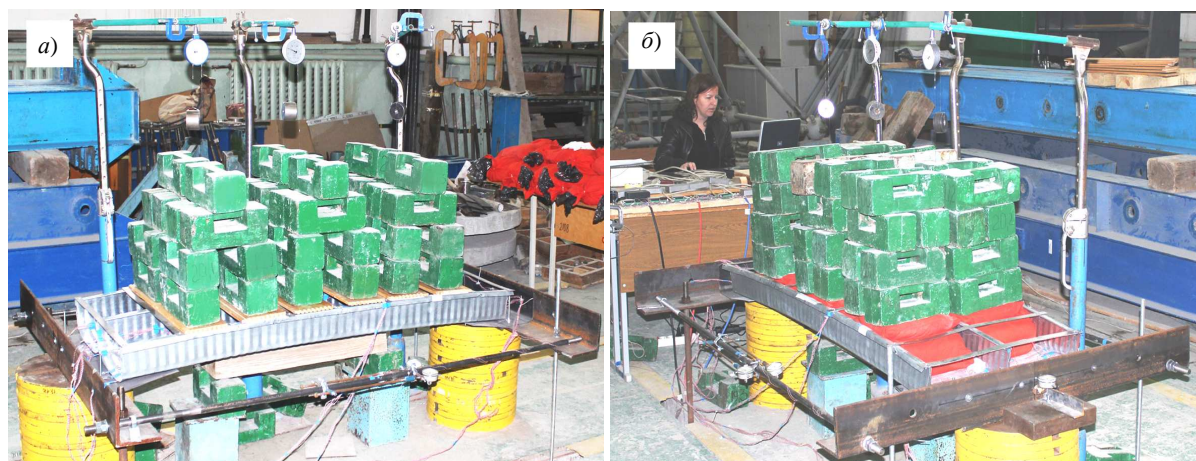


Рис. 3. Общий вид установки и испытуемого фрагмента с загрузением:  
а – по верхнему поясу; б – по нижнему поясу

**Результаты испытаний и их анализ.** В соответствии с поставленными задачами при анализе результатов испытаний основное внимание было уделено исследованию картины распределения нормальных напряжений, прогибам, а также местной устойчивости полок и стенок профиля. Несмотря на выполненные конструктивные мероприятия по обеспечению совместной работы крайних стенок, примыкающие к ним верхние полки остались незавальцованными, что несколько исказило их работу в эксперименте по сравнению с работой в реальной конструкции. Наиболее адекватной работе профиля в составе реальной конструкции оказалась работа центральной части образца.

Кроме того, из-за наличия начальных несовершенств в геометрии профилей идеально симметричного распределения напряжений получить не удалось: одна из сторон поперечного сечения фрагмента, по показаниям индикаторов и тензорезисторов, оказалась более нагруженной, чем другая. Более высокие напряжения возникали на той стороне поперечного сечения, в которую были отогнуты верхние полки, что, возможно, является следствием проявления ранее упомянутого эффекта «сильной» и «слабой» стороны [8].

Качественный вид эпюры нормальных напряжений в средней части пролета поперечного сечения на разных этапах нагружения (рис. 4) был практически одинаковым и характеризовался следующими особенностями:

- максимальные напряжения по сечению возникали в зонах сопряжения стенки и верхней полки (ребрах) и были одинаковыми при различных вариантах приложения нагрузки;

- напряжения в гофрированной части широкой полки были значительно ниже напряжений в зонах сопряжения широкой полки со стенкой;  
 - зависимость уровня напряжений в ребрах и верхней полке от нагрузки носила практически линейный характер.

В сечениях вблизи опор при сохранении общей картины распределения напряжений наблюдалась тенденция к снижению сжимающих напряжений в верхних полках и повышению таковых в зонах сопряжения нижней полки и стенки.

Опорные части работали стабильно, однако во втором испытании на последних этапах нагружения напряжения в верхних фибрах опорной пластины, в зоне её контакта с опорным уголком, достигли предела текучести, что может свидетельствовать о её недостаточной конструкционной жесткости.

Максимальные прогибы наблюдались в середине пролета. В первом испытании (при нагрузке на верхний пояс) диаграмма зависимости деформации от нагрузки носила практически линейный характер. Во втором испытании (при нагрузке на нижний пояс) наблюдалась более выраженная нелинейность. Результаты испытаний проиллюстрированы рисунками 4, 5.

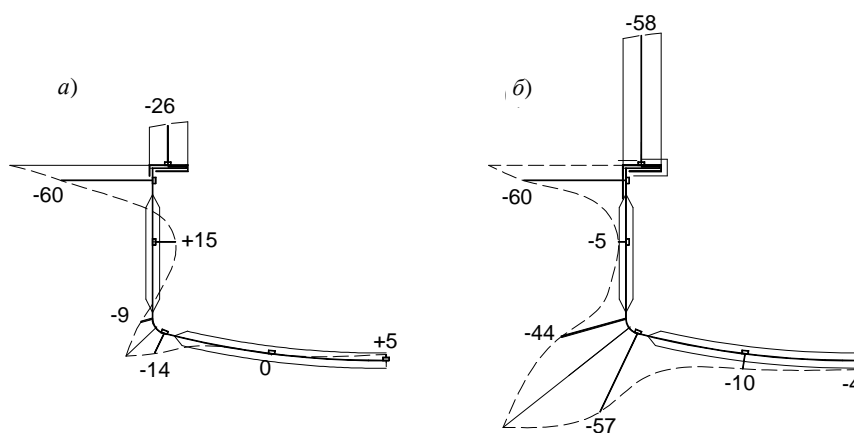


Рис. 4. Эпюры напряжений центральной части поперечного сечения в середине пролета при нагрузке 8,4 кН:  
 а – нагрузка по верхнему поясу; б – нагрузка по нижнему поясу

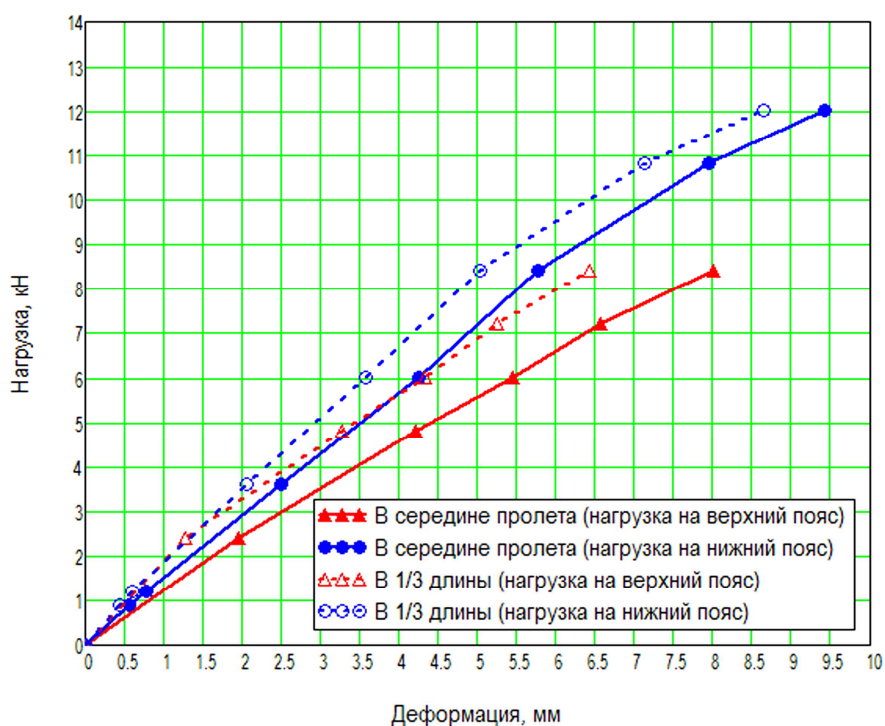


Рис. 5. Вертикальные деформации верхней полки в середине и 1/3 пролета арки

Таким образом, результаты начального этапа исследования НДС профилей с поперечным гофрированием стенок и нижней полки в составе пологих бескаркасных арочных покрытий и результаты проведенных экспериментальных исследований, а также анализ литературных источников позволили 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. Уровень напряжений в гофрированных частях стенок и широкой полки даже в случае сохранения ими устойчивого положения (отсутствия местной потери устойчивости) на порядок меньше напряжений в ребрах и верхней полке;

2) поперечное гофрирование стенок и полок профиля императивно приводит к уменьшению как продольной, так и изгибной жесткости, при этом степень выраженности такого уменьшения зависит от вида нагрузки и способа её приложения;

3) наличие поперечных гофр в стенке профиля приводит не только к повышению её несущей способности при действии касательных напряжений, но и делает ее более устойчивой при действии вертикальной нагрузки на верхний пояс;

4) наличие поперечных гофр в нижней полке профиля увеличивает её несущую способность по местной устойчивости, а также приводит к повышению жесткости в поперечном направлении и обеспечивает стабильность формы поперечного сечения при приложении на нижний пояс распределенной нагрузки до 5 кН/м и более, что превышает максимальную расчетную нагрузку от снега для всех районов Республики Беларусь для арок пологостью  $f/l \leq 1/8$ ;

5) необходимо проведение дальнейших теоретических и экспериментальных исследований с целью изучения возможности и условий применения рассмотренного типа профилей в пологих бескаркасных арочных покрытиях, а также разработки эффективного узла их крепления к опорам.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Уласевич, В.П. Деформационный расчет бескаркасных арочных покрытий из стальных тонкостенных холодногнутых профилей / В.П. Уласевич, Д.А. Жданов // Вестн. Брестск. гос. техн. ун-та. – 2015. – № 1(91): Строительство и архитектура. – С. 66–72.
2. Жданов, Д.А. К определению эффективных сечений стальных бескаркасных арочных покрытий по Еврокоду / Д.А. Жданов, В.П. Уласевич // Строительная наука и техника. – 2013. – № 2(43). – С. 22–26.
3. Жданов, Д.А. Теоретические исследования пологих бескаркасных арочных покрытий из стальных тонкостенных холодногнутых профилей / Д.А. Жданов, В.П. Уласевич // Перспективные направления инновационного развития строительства и подготовка инженерных кадров: сб. науч. ст. XIX Междунар. науч.-метод. семинара, Брест, 23–25 окт. 2014 г. – С. 68–75.
4. Biegus, A. Collapse of Halls Made From Cold-Formed Steel Sheets / A. Biegus, A. Kowal // Engineering Failure Analysis. – 2013. – Vol. 31. – P. 189–194.
5. 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.
6. Уласевич, В.П. Особенности напряженно-деформированного состояния гибких пологих арок из стальных тонкостенных гнутых профилей / В.П. Уласевич, Д.А. Жданов // Вестн. Брестск. гос. техн. ун-та. – 2012. – № 1(73): Строительство и архитектура. – С. 104–110.
7. Determination of the Ultimate Loads for Corrugated-Steel, Barrel-Type Shell Structures: Technical Report / US Army Corps of Engineers Construction Engineering Research Laboratory; D. Briassoulis, A. Kao, S. Sweeney. – Champaign, 1987. – 51 p. – TR M-88/01.
8. Briassoulis, D. Evaluation of K-Span as a Rapidly Erectable Lightweight Mobilization Structure. Construction Engineering / D. Briassoulis, A. Kao, S. Sweeney; US Army Corps of Engineers Construction Engineering Research Laboratory. – Champaign, 1991. – 64 p. – TR M-91/06.
9. Марцинкевич, Д.В. Исследования прочности, жесткости и продольной устойчивости вальцованных профилированных листов с поперечно рифлеными гранями: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Д.В. Марцинкевич; Уральский гос. техн. ун-т. – Екатеринбург, 1995. – 194 с.
10. Walentyński, R. Numerical models of ABM K-Span steel arch panels / R. Walentyński, R. Cybulski, K. Koziel // Architecture, Civil Engineering, Environment. – 2011. – № 4. – P. 105–114.
11. Walentyński, R. Local Buckling and Post-Buckling Investigation of Cold-Formed Self-Supported Elements / R. Walentyński, R. Cybulski, K. Koziel // Recent Advances in Computational Mechanics. – 2014. – P. 23–37.



12. Walentyński, R. “Pięta Achillesa” samonośnych hal łukowych w technologii ABM / R. Walentyński, R. Cybulski, K. Kozieł // Przegląd Budowlany. – № 10(84). – P. 46–49.
13. Mang, H.A. Analysis of Doubly Corrugated Shell Structures by the Finite Element Method: PhD Dissertation / H.A. Mang; Texas Tech University, 1974. – 250 p.
14. Abdel-Sayed, G. Doubly Corrugated Barrel Cold-Formed Steel Shells / G. Abdel-Sayed, G.L. Pierce, W.D. Siddall // Fifth international specialty conference on cold-formed steel structures, St. Louis, Missouri, November 18–19, 1980. – P. 113–143.
15. Xu, Lei. Compressive Tests of Cold-Formed Steel Curved Panels / Lei Xu; Yanglin Gong; Ping Guo // J. of Constructural Steel Research. – 2001. – Vol. 12(57). – P. 1249–1265.
16. Натурные испытания фрагментов панелей из холодногнутых тонколистовых стальных профилей для арочных сводов / П.Г. Еремеев [и др.] // Монтажные и специальные работы в строительстве. – 2004. – № 9. – С. 10–13.
17. Theoretical and Experimental Study on Interactive Local Buckling of Arch-shaped Corrugated Steel Roof / Li-Li Wu [et al.] // Steel Structures. – 2006. – Vol. 6. – P. 45–54.
18. Липленко, М.А. Особенности работы бескаркасных арочных покрытий из стальных холодногнутых профилей / М.А. Липленко, Э.Л. Айрумян // Промышленное и гражданское строительство. – 2011. – № 6. – С. 42–44.
19. Жабинский, А.Н. Моделирование арочных покрытий из тонкостенных холодногнутых профилей / А.Н. Жабинский, А.Ф. Старовойтов // Техническое нормирование, стандартизация и сертификация в строительстве. – 2012. – № 5, ч. 2. – С. 27–28.

*Поступила 06.05.2015*

**EXPERIMENTAL TESTING OF AN ARCHED ROOFING PANEL  
MADE OF MIC-120 THIN-WALLED COLD-FORMED STEEL PROFILES  
WITH TRANSVERSE CORRUGATIONS**

***D. ZHDANOV, V. ULASEVICH, I. ZINKEVICH***

*The paper contains a brief analysis of research data available on self-supported roofing structures made of arched thin-walled cold-formed steel profiles with transverse corrugations, as well as the results of an original experimental testing of an arched roofing panel made of two MIC-120 profiles.*