

УДК 624.014.2

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНАЯ ОЦЕНКА ДЕФОРМАЦИОННОГО МЕТОДА РАСЧЕТА ПОЛОГИХ СВОДОВ-ОБОЛОЧЕК ИЗ СТАЛЬНЫХ ТОНКОСТЕННЫХ ХОЛОДНОГНУТЫХ ТРАПЕЦИЕВИДНЫХ ПРОФИЛЕЙ С ПОПЕРЕЧНЫМИ ГОФРАМИ

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

Представлены результаты серии экспериментальных исследований, направленных на определение напряженно-деформированного состояния и предельной несущей способности дугообразных профилей трапецевидного сечения с поперечными гофрами (типа МПС-240) в сопоставлении с результатами расчета по предлагаемой модели сопротивления продольно-поперечному изгибу для профилей, содержащих на полках и стенках продольные промежуточные уголки жесткости или поперечные гофры. Отражены результаты экспериментального исследования натурной модели арочного покрытия в сопоставлении с теоретическими результатами, полученными по разработанному авторами нелинейному методу расчета таких конструкций, основу которого составляет деформационная модель эффектов от воздействий и модель сопротивления.

Ключевые слова: *дугообразные профили трапецевидного сечения, напряженно-деформированное состояние, продольно-поперечный изгиб, натурная модель арочного покрытия, нелинейный метод расчета.*

Введение. Последние десятилетия характеризуются значительным ростом объемов строительства зданий и сооружений, возводимых с использованием стальных каркасов из легких стальных тонкостенных конструкций (ЛСТК). Относительно новый вид сооружений из ЛСТК – бескаркасные сооружения в виде сводов-оболочек, состоящих из дугообразных профилей (типа МПС-120 и МПС-240), изготавливаемых непосредственно на строительной площадке с применением мобильного профилегибочного оборудования, получают все большее распространение на территории постсоветского пространства.

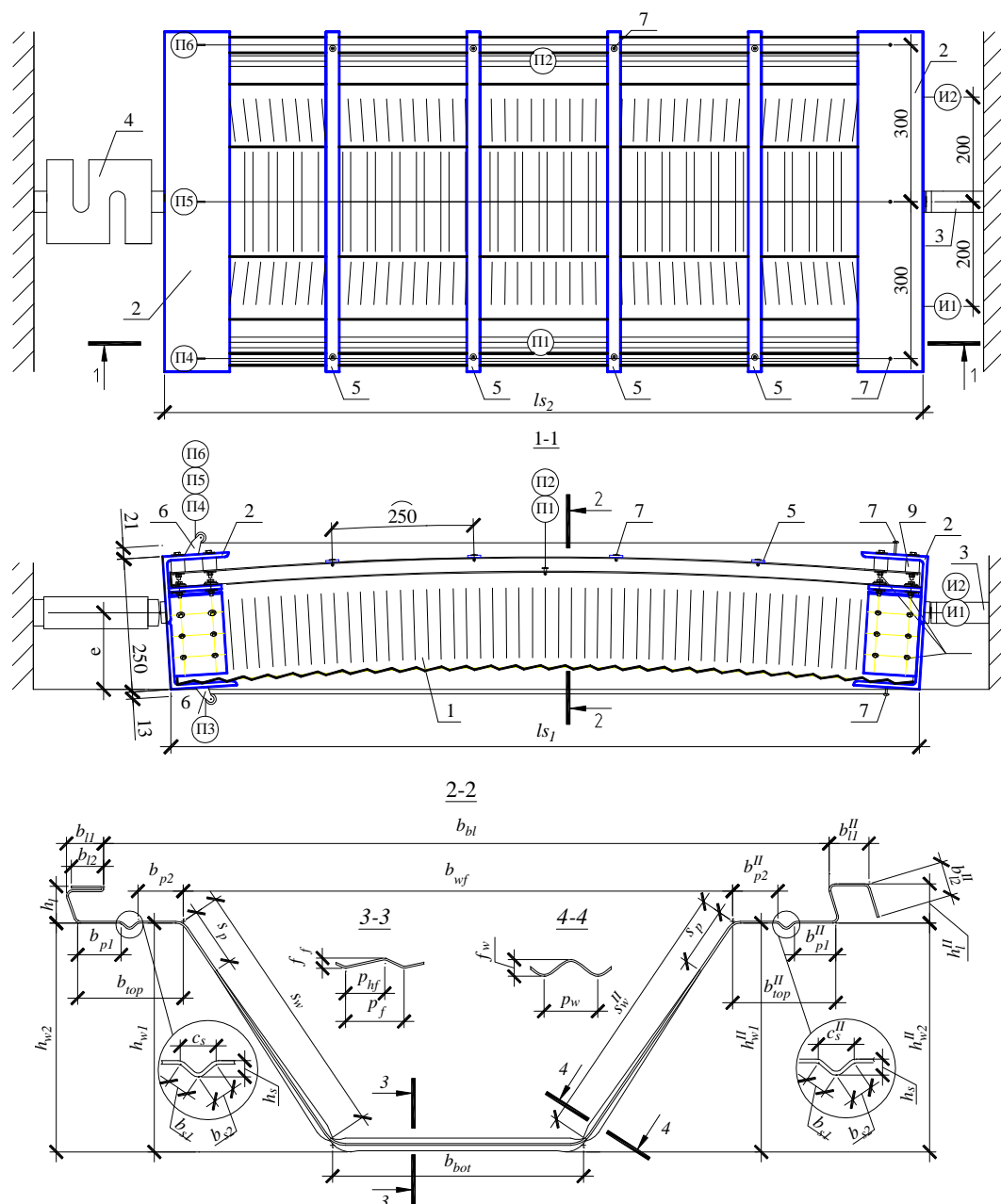
В предыдущих работах [1; 2] нами обоснована возможность и эффективность применения такого рода профилей для возведения пологих арочных покрытий зданий и сооружений различного назначения. Однако широкое применение такого рода покрытий сопровождается рядом проблем, одна из них – отсутствие на сегодняшний день общепринятых норм и правил расчета холодногнутого дугообразных профилей со сложной геометрией сечений, работа которых в составе конструктивных схем повышенной деформативности недостаточно изучена.

Среди характерных особенностей пологих арочных покрытий то, что в рабочем состоянии они находятся под одновременным воздействием как изгибающих, так и сжимающих усилий, причем с преобладанием последних. В паре с изначально присущей арочным покрытиям из СТПП повышенной деформативностью (из-за их относительно невысокой жесткости), а также неравномерностью распределения напряжений по сечению профиля (вследствие их тонкостенности, наличия поперечных гофр, а также различного рода несовершенств) требуют особого подхода при оценке напряженно-деформированного состояния (НДС) и общей устойчивости рассматриваемых конструкций в процессе их проектирования [1; 3; 4].

В представляемом исследовании содержится описание экспериментальных испытаний профилей типа МПС-240, результаты которых наряду с данными, полученными другими авторами в аналогичных исследованиях, использованы для оценки валидности предлагаемой модели сопротивления продольно-поперечному изгибу профилей такого рода. Также приведены результаты натурных испытаний на несущую способность фрагмента пологого арочного покрытия в сопоставлении с данными, полученными по разработанному авторами нелинейному методу расчета таких покрытий, основу которого составляют деформационная модель эффектов от воздействий и модель сопротивления стальных тонкостенных профилей со сложной геометрией сечений, содержащих на полках и стенках продольные промежуточные уголки жесткости или поперечные гофры.

Экспериментальные исследования фрагментов профилей типа МПС-240. Экспериментальные исследования включали в себя испытания на внецентренное сжатие четырех фрагментов трапецевидного профиля с поперечными гофрами с целью выявления особенностей их поведения под нагрузкой на различных стадиях работы, а также определения предельной несущей способности поперечного сечения для дальнейшего применения этих данных при оценке надежности предлагаемой модели сопротивления.

Описание опытных образцов и испытательной установки. Для проведения испытаний подготовлено 4 образца длиной около 140 мм каждый. Как установлено при натурных обмерах, реальные размеры поперечного сечения образцов в некоторой степени отличались от размеров, заявленных производителем. Ввиду этого для каждого образца были определены фактические размеры поперечного сечения (рисунок 1), которые в дальнейшем усреднены для сопоставления с теоретическими расчетами (таблица 1).



1 – образец; 2 – опорный элемент; 3 – домкрат; 4 – динамометр; 5 – стяжка; 6 – блок;
7 – саморез; 8 – болт; 9 – вкладыш; П1...П6 – прогибомеры; И1...И2 – индикаторы

Рисунок 1. – Схема установки для испытаний фрагмента профиля

Установка для испытаний была запроектирована с учетом опыта предыдущих исследований [5–8] и включала в себя: две траверсы, соединенные тяжами; гидравлический домкрат; электронный универсальный динамометр и испытуемый образец, зафиксированный в опорных «кассетах» при помощи болтового соединения. Общий вид испытательной установки в сборе показан на рисунке 2.

Определение толщины основного металла и цинкового покрытия. Для получения достоверной информации о толщине металла и цинкового покрытия замер толщины четырех контрольных образцов выполнен дважды до и после снятия с образцов защитного цинкового покрытия. Замеры толщины проводились с использованием микрометра. В результате обработки серии измерений установлено, что толщина основного металла в среднем составляет 0,97 мм, а толщина цинкового покрытия – 0,04 мм.

Определение физико-механических характеристик стали. Номинальные значения предела текучести f_{yb} и временного сопротивления f_u элементов стальных тонкостенных профилей определены в результате испытаний в соответствии с [9]. Испытано 10 прямолинейных образцов длиной 100 мм и шириной 20 мм, вырезанных из фрагмента профиля. Испытания проводились на универсальной испыта-

тельной машине *Galdabini Quasar 25*. Обработка результатов испытания выполнена в соответствии с [10]. Характеристическое значение условного предела текучести стали $f_{yb} = 351,16$ МПа, условного предела прочности стали $f_u = 458,99$ МПа.

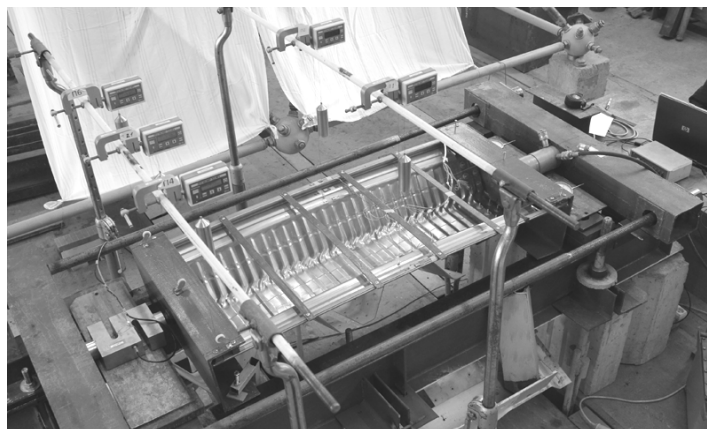


Рисунок 2. – Общий вид установки для испытаний фрагмента профиля

Методика и содержание испытаний. Одним из важных вопросов при проведении такого рода испытаний является точка приложения сжимающей нагрузки по высоте профиля. Проблема состоит в том, что действительное положение центра тяжести поперечного сечения при сжатии отличается от определенного стандартным образом из-за наличия на полках и стенках профиля поперечного гофрирования. На первом этапе испытаний приложение нагрузки осуществлялось на расстоянии $e = 130$ мм. В дальнейших испытаниях центр приложения был смещен ближе к эффективному центру тяжести при $e = 157$ мм. Нагрузка прикладывалась поэтапно с шагом 2,5 кН вплоть до разрушения образца. Оценка НДС осуществлялась как инструментально – посредством электронных прогибомеров, индикаторов часового типа и тензорезисторов, так и визуально. Усилия, создаваемые домкратом, фиксировались электронным динамометром.

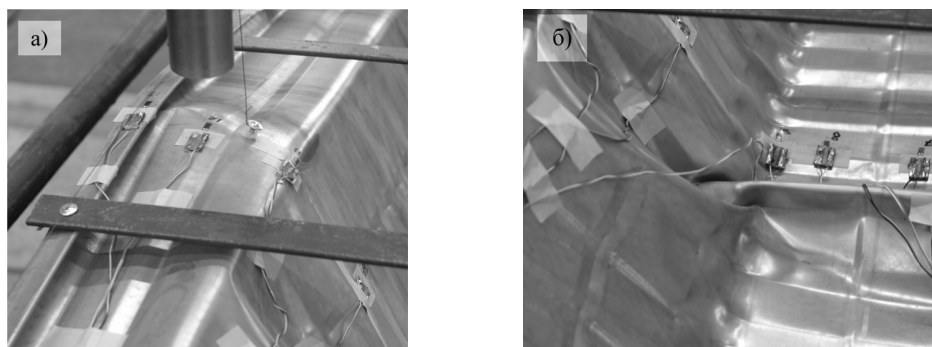
Прогибомеры П1 и П2 с ценой деления 0,01 мм использовались для измерения вертикального смещения верхней полки профиля в середине пролета; прогибомеры П3...П6 – для определения горизонтального смещения верхней и нижней поверхности «кассет». Индикаторы часового типа (И1...И2) с ценой деления 0,01 мм применялись для фиксации продольных деформаций образца, а тензорезисторы с базой 5 мм и номинальным сопротивлением 120 Ом – для оценки нормальных напряжений. Показания тензорезисторов регистрировались с помощью тензометрического комплекса ТИССА. Обработку показаний проводили на ПК.

Анализ результатов испытаний. В соответствии с поставленными задачами, при анализе результатов испытаний основное внимание было уделено исследованию картины распределения нормальных напряжений, местной устойчивости полок и стенок профиля, а также предельной несущей способности.

Анализируя полученные данные, можно заметить, что образцы сопротивлялись нагрузке несколько неравномерно: на начальных этапах нагружения (до 20 кН) в работе главным образом участвовала правая сторона сечения профиля, изображенного на рисунке 1. Данный эффект, по всей видимости, вызван несколько большей жесткостью профиля с правой стороны сечения. Когда же напряжения в ребрах профиля с правой стороны приблизились к пределу текучести (30 кН), к восприятию сжимающих напряжений «подключилась» и левая сторона сечения. В дальнейшем верхние полки профиля совместно с продольными промежуточными ребрами жесткости начинали терять местную устойчивость (потеря устойчивости формы сечения по [11]). Развитие амплитуды волны потери устойчивости, оценить величину которой можно было по показаниям прогибомеров П1 и П2, привело к снижению жесткости профиля в целом, а в последующем – к его разрушению в результате смятия ребер в местах наличия гофра в нижней части профиля (рисунок 3, а) и переломе ребер в верхней его части (рисунок 3, б).

Разрушающая нагрузка по результатам испытания № 1 составила 44,68 кН, что несколько ниже значений, полученных для испытаний № 2, 3, 4 (57,08 кН; 55,3 кН и 57,8 кН соответственно). Это расхождение вызвано различием расчетных схем, а именно различием значений эксцентриситета приложения сжимающей нагрузки e .

Оценка модели сопротивления. Расчетная модель теоретического сопротивления профиля типа МПС-240, подверженного сжатию с изгибом, в сопоставлении с данными экспериментальных исследований, выполненных другими авторами [6–8], изложена в [4]. Расчеты теоретической несущей способности $F_{cr, теор}$ для экспериментальных образцов № 1...4 с геометрическими размерами, определенными в соответствии с рисунком 1, приведены в таблице 1.



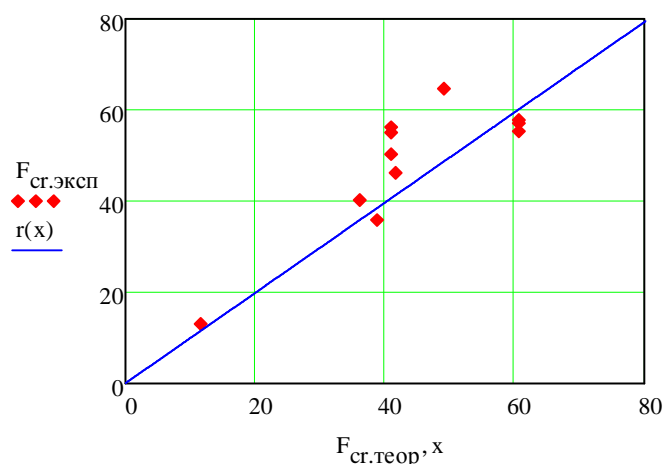
а – верхнее ребро; б – нижнее ребро

Рисунок 3. – Общий вид образца № 1 после разрушения

Таблица 1 – Сопоставление теоретических и экспериментальных данных

№ образца	t , мм	l , мм	f_y , МПа	f_w , мм	c_w , мм	f_f , мм	c_f , мм	$F_{cr,эксп}$, кН	$F_{cr,теор}$, кН
1	0,970	1390	350,3	5,30	21,3	5,00	25,1	46,17	41,54
2	0,970	1390	350,3	5,30	21,3	5,00	25,1	57,08	60,51
3	0,970	1390	350,3	5,30	21,3	5,00	25,1	55,30	60,51
4	0,970	1395	350,3	5,30	21,3	5,00	25,1	57,82	60,51

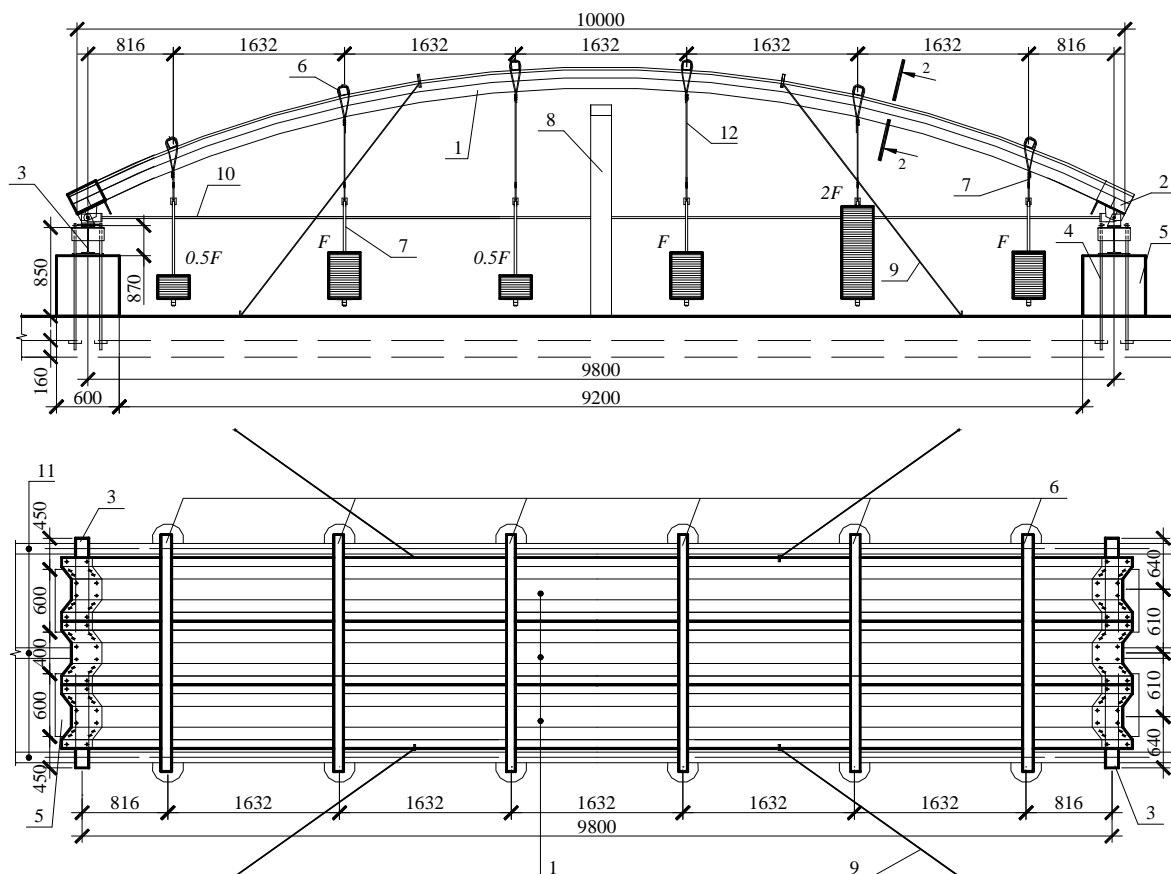
Точки, представляющие пары соответствующих значений $F_{cr,теор} - F_{cr,эксп}$ из таблицы 1, совместно с данными, приведенными в [4] для экспериментальных данных из [6–8], изображены на рисунке 4.

Рисунок 4. – Диаграмма « $F_{cr,теор} - F_{cr,эксп}$ »

Анализ результатов численной оценки предложенной модели сопротивления, выполненный в соответствии с [10], свидетельствует о достаточной точности и надежности ее применения при расчете прочности профилей типа МС-240, что подтверждается приемлемым коэффициентом вариации вектора ошибок $V_\delta = 20,9\%$ и углом наклона $\theta = 44,8^\circ$ прямой $r(x)$, близким к 45° .

В результате испытаний также установлено, что жесткостные параметры профиля существенно снижаются в результате наличия поперечного гофрирования стенок и нижней полки профиля, и их действительные значения могут быть получены с использованием предложенной расчетной модели путем снижения значения модуля упругости, величина которого должна быть дополнительно исследована.

Экспериментальные исследования фрагмента пологого арочного покрытия. Описание опытного образца и испытательной установки. Расчетная схема испытания арочного фрагмента – полая арка с затяжкой пролетом 9,8 м и стрелой подъема 1,14 м с нагрузкой из двух несимметричных треугольников по форме EN 1991-1-3 для сводчатых конструкций, закрепленная на шарнирно-неподвижной и шарнирно-подвижной опорах. Схема установки для испытания показана на рисунке 4. Фрагмент арочной оболочки состоял из трех дугообразных, с поперечными гофрами, профилей трапециевидного поперечного сечения типа МС-240, соединенных между собой посредством завальцовки фальцев. Фрагмент с каждой стороны крепился к опорной части на болтах М6 с шайбами.



1 – холодногнутый профиль типа МІС-240; 2 – деталь опорная; 3 – балка опорная; 4 – тязь; 5 – блок ФБС; 6 – траверса; 7 – корзина; 8 – страховочная рама; 9 – оттяжка; 10 – затяжка; 11 – канал силового пола; 12 – подвес

Рисунок 5. – Схема установки для испытаний фрагмента арочного покрытия

В качестве опорной части использовались специально разработанные конструктивные элементы; каждый из них состоял из горячекатаного уголка 160×10 мм, на который с одной стороны приварены три холодногнутых элемента, повторяющих форму поперечного сечения профиля МІС-240, а с другой – напротив каждого холодногнутого элемента по два парных уголка 125×7 мм, расположенных полками друг к другу и установленных с зазором 12 мм для крепления к опорной балке. Опорная часть шарнирно-неподвижной опоры крепилась к опорной балке, выполненной из двутавра № 27, через три фасонки толщиной 10 мм, приваренных к верхнему поясу балки. Фасонки располагались между парными уголками опорной части и фиксировались осью диаметром 24 мм, образуя тем самым шарнирное соединение. Каждая балка установлена на два бетонных блока ФБС. Для создания неподвижного закрепления к балке приварены 5 консолей в виде двух парных уголков 125×7 длиной 150 мм, через которые пропускались тязи с целью крепления к силовому полу. Опорная часть шарнирно-подвижной опоры опиралась на опорную балку через три вспомогательные детали (салазки), каждая из которых представляла собой тавр, расположенный полкой вниз. Стенка тавра помещалась между уголками опорной части и фиксировалась осью диаметром 24 мм. Полка тавра опиралась на верхний пояс опорной балки и могла свободно перемещаться в направлении, перпендикулярном ее оси, в то время как перемещения в двух остальных направлениях ограничивались пластинами, приваренными к верхнему поясу опорной балки. Затяжка представляла собой составной стержень диаметром 20 мм из четырех частей. На концах каждой части была нарезана резьба М20. Между собой части соединялись двумя втулками диаметром 30 мм с внутренней резьбой М20 и одним талрепом диаметром 40 мм, с правой резьбой М20 и левой М30. Затяжка была установлена в средней части оболочки и соединялась с опорной частью и опорной балкой через специальный П-образный элемент, который фиксировался осью. Для снижения силы трения все подвижные части установки были обработаны шрусовой смазкой.

Для обеспечения безопасности испытаний в середине пролета арки была установлена страховочная рама, а сама арка раскреплена из плоскости четырьмя тязями из троса. Для передачи нагрузки, а также обеспечения совместной работы трех панелей, составляющих арочную оболочку, по ее верху установлены 6 траверсы из квадратной трубы 80×5 . Траверсы крепились к фальцевым отгибам профилей, составляющих оболочку, через уголки 25×4 , соединенные на саморезах (самонарезающих винтах). Для переда-

чи нагрузки от траверс на верхний пояс под них подкладывалась обрезная доска толщиной 27 мм. Нагрузка на траверсы передавалась от корзин с грузами через подвесы из тросов, свободно крепившихся на концах траверс. Корзины представляли собой стержень диаметром 24 мм, с чугунной пластиной на нижнем конце.

Общий вид установки для испытания показан на рисунке 6. Оценка НДС осуществлялась посредством прогибомеров с ценой деления 0,01 мм, индикаторов часового типа и тензорезисторов. Прогибомеры (П1...П12) использовались для измерения вертикального смещения верхней полки среднего профиля по линиям приложения нагрузки, прогибомеры (П13...П16) – для определения угла поворота опоры, прогибомеры (П17...П20) – для определения осадок опор. Индикаторы часового типа (И1...И4) с ценой деления 0,001 мм применялись для фиксации величины удлинения затяжки; индикаторы (И5 и И6) с ценой деления 0,01 мм – для определения величины смещения подвижной опоры. Тензорезисторы с базой 5 мм и номинальным сопротивлением 200 и 120 Ом применялись для оценки нормальных напряжений на различных участках среднего профиля, а также в затяжке. Показания с тензорезисторов регистрировались с помощью тензометрических комплексов ТИССА. Обработку показаний проводили на ПК.



Рисунок 6. – Общий вид испытательной установки, образца и оборудования в процессе испытаний

Анализ результатов испытаний. Образец после нескольких предварительных испытаний в упругой стадии был испытан до разрушения. Нагрузка прикладывалась поэтапно. Величина приращения нагрузки на каждом этапе ΔF составляла 0,4 кН. Разрушение произошло после 17-го этапа нагружения при нагрузке $F = 6,8$ кН, что эквивалентно снеговой нагрузке с характеристическим значением $2,66$ кН/м². Разрушение носило пластичный характер: прогибы продолжали приращение в течение 5-ти минут после приложения нагрузки, а возле траверсы с максимальной нагрузкой образовались многочисленные зоны неупругой местной потери устойчивости на верхних полках и стенках. После этого пластические деформации ярко проявились на опорных участках, где профиль «сложился» по поперечным гофрам в зоне нижних полок и стенок.

Согласно показаниям тензодатчиков, напряжения во всех частях поперечного сечения вплоть до 17-го этапа нагружения не превышали предела текучести. Качественный вид эпюры нормальных напряжений на разных этапах нагружения был практически одинаковым и характеризовался, как и в случае профиля МПС-240 [5], 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.

Смещение подвижной опоры проходило достаточно равномерно. Среднее значение смещения опоры по показаниям индикаторов И5 и И6 на 16-м этапе нагружения составило 8,04 мм.

Результаты измерений прогибов арочного фрагмента для 16-го этапа загрузки – усредненные для попарно установленных прогибомеров – приведены на рисунке 6. Прогибы носили явно нелинейный характер, особенно на последних этапах загрузки, что позволяет говорить о проявлении геометрической нелинейности.

Сопоставление с теоретическим расчетом. Для проверки надежности предлагаемого метода расчета [3] определим с использованием разработанной нами компьютерной программы STARS теоретическую разрушающую нагрузку экспериментального фрагмента пологого бескаркасного арочного

покрытия. В результате ряда расчетов, повторяющих последовательность загрузки экспериментального образца несимметричной нагрузкой, установлено, что теоретически предельное состояние наступает на 17-м этапе загрузки, что совпадает с результатом испытаний.

Результаты расчетов для 16-го этапа загрузки. Нагрузка на арку составила:

Собственный вес:

- вес профиля 1 м п.: $g_3 = 0,215$ кН/м (3 шт.);

- вес траверсы и 2-х подвесов $F_g = 0,55$ кН.

Вес грузов: $F = 6,4$ кН.

Жесткостные параметры, полученные по расчету, для сечения, состоящего из трех панелей:

- при сжатой верхней полке: $A_{eff3} = 11,957$ см², $I_{eff3} = 459,71$ см⁴, $z_c = 156,5$ см,

$$W_{eff3}^1 = \frac{I_{eff3}}{z_c} = \frac{459,71}{1,851} = 248,32 \text{ см}^3, \quad W_{eff3}^2 = \frac{I_{eff3}}{h - z_c} = \frac{459,71}{156,49} = 29,377 \text{ см}^3;$$

- при сжатой нижней полке: $A_{eff3} = 12,178$ см², $I_{eff3} = 460,4$ см⁴, $z_c = 156,81$ см;

$$W_{eff3}^1 = \frac{I_{eff3}}{z_c} = \frac{460,4}{1,819} = 253,12 \text{ см}^3, \quad W_{eff3}^2 = \frac{I_{eff3}}{h - z_c} = \frac{460,4}{156,81} = 29,36 \text{ см}^3.$$

Напряжения в поперечном сечении по результатам расчета в программе STARS составили:

- в средней части пролета: в верхнем ребре $\sigma_e = -65,78$ МПа, в нижней полке $\sigma_n = 267,33$ МПа;

- на правой опоре: в верхнем ребре $\sigma_e = -1,75$ МПа, в нижней полке $\sigma_n = -331,68$ МПа.

Результаты расчета прогибов в характерных сечениях арки в сопоставлении с экспериментальными данными приведены на рисунке 7. Различие в определении максимального прогиба составило 27,3%.

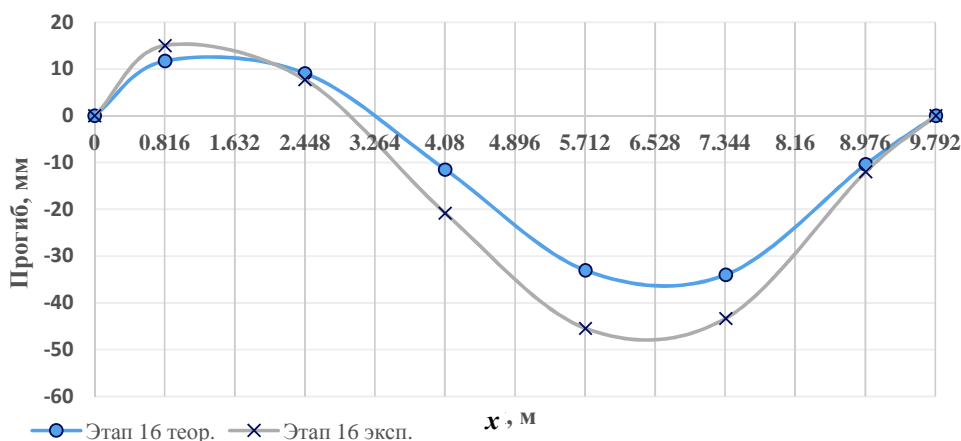


Рисунок 7. – Прогибы по длине пролета арки x на 16-м этапе загрузки

Резюмируя результаты экспериментальных исследований НДС дугообразных профилей трапециевидного поперечного сечения с поперечным гофрированием стенок и нижней полки, а также фрагмента пологого бескаркасного арочного покрытия из таких профилей в сопоставлении с данными теоретических исследований, сделаны следующие **выводы**:

- 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;

- поперечное гофрирование стенок и полок профиля приводит к уменьшению как продольной, так и изгибной жесткости, что в обязательном порядке должно быть учтено при разработке теоретической модели сопротивления;

- сопоставительная оценка предложенной в [4] модели сопротивления продольно-поперечному изгибу СТХП с поперечными гофрами с результатами экспериментальных данных, полученных в ходе настоящего исследования на коротких фрагментах профилей, а также данных, полученных другими авторами для такого же типа профилей, показала хорошую сходимость (коэффициент вариации вектора ошибок составил 20,9%);

- подтверждена надежность разработанного деформационного метода расчета [3], включающего в себя геометрически нелинейную модель оценки НДС и модель сопротивления, путем сопоставления

результатов расчета с результатами экспериментальных исследований напряженно-деформированного состояния опытного образца пологого арочного покрытия (теоретическое значение разрушающей нагрузки совпало с экспериментальным, а разница в значениях максимального прогиба составила 27,3%);

- с целью подтверждения универсальности предложенного деформационного метода расчета и модели сопротивления необходимо проведение дальнейших теоретических и экспериментальных исследований на профилях различной толщины, а также на фрагментах покрытий с различными вариантами закрепления и нагружения.

ЛИТЕРАТУРА

1. Уласевич, В.П. Особенности напряженно-деформированного состояния гибких пологих арок из стальных тонкостенных гнутых профилей / В.П. Уласевич, Д.А. Жданов // Вестн. Брест. гос. техн. ун-та. – 2012. – № 1 : Строительство и архитектура. – С. 104–110.
2. 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 // Вестн. Брест. гос. техн. ун-та. – 2016. – № 1 : Строительство и архитектура. – С. 66–72.
3. Zhdanov D. A Nonlinear Analysis Method for Arch-Shaped Shell Roofs Made of Cold-Formed Steel Profiles / D. Zhdanov, W. Ulasevitch // Civil and Environmental Engineering. – 2016. – Vol. 7. – P. 187–191.
4. Жданов, Д.А. Оценка напряженно-деформированного состояния стальных тонкостенных холодногнуто-профилей с поперечно-гофрированными гранями / Д.А. Жданов, В.П. Уласевич // Актуальные проблемы исследования материалов, конструкций, технологий и организации строительства в трансграничном аспекте : сб. ст. II Междунар. науч. конф., Брест, 18–20 окт. 2017 г. ; редкол.: С.М. Семенюк [и др.]. – Брест, 2017. – С. 51–57.
5. 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 государственного университета. Сер. F, Строительство. Прикладные науки. – 2015. – № 8. – С. 33–40.
6. Stability and Bearing Capacity of Arch-shaped Corrugated Shell Elements: Experimental and Numerical Study / A. Piekarczyk [et al.] // Bulletin of the Polish Academy of Sciences, Technical Sciences. – 2015. – Vol. 63, – No. 1. – P. 113–123.
7. 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.
8. Натурные испытания фрагментов панелей из холодногнуто-профилей для арочных сводов / П.Г. Еремеев [и др.] // Монтажные и специальные работы в строительстве. – 2004. – № 9. – С. 5–9.
9. Metallic materials – Tensile testing / Method of test at room temperature : ISO 6892-1, 2016, BSI. – Brussels : European Committee for Standardization, 2001. Part 1. – 79 p.
10. Eurocode – Basis of structural design : EN 1990, 2002, BSI. – Brussels : European Committee for Standardization, 2001. – 114 p.
11. 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.

Поступила 04.12.2017

EXPERIMENTAL VERIFICATION OF THE VALIDITY OF A DEFORMATIONAL ANALYSIS AND DESIGN METHOD FOR SHALLOW ARCHED ROOF SYSTEMS MADE OF COLD-FORMED TRAPEZOIDAL PROFILES WITH TRANSVERSE CORRUGATIONS

D. ZHDANOV, V. ULASEVICH

The article contains the results of experimental research on both the strain-stress state and ultimate bearing capacity of trapezoidal cold-formed steel panels with transverse corrugations (the MIC-240 type) as compared to the analogous results obtained when analyzing the same type of profiles on the basis of a longitudinal-and-transversal bending resistance model which forms an integral part of a non-linear analysis method being developed by the authors for the analysis and design of shallow arched roof structures made of the above mentioned panels. The results of full-scale tests on bearing capacity of a section of an arched roof structure in comparison with the results of a numerical analysis of the same section on bearing capacity using the model under development have been also presented and discussed.

Keywords: *arc-shaped profiles of trapezoidal cross-section, stress-strain state, longitudinal-transverse bending, full-scale model of arch coating, nonlinear calculation method.*