

**Ключові слова:** постмодернізм, ордерна мова, композиційні інтерпретації.

**Novak N.V. COMPOSITIONAL INTERPRETATIONS OF ORDERS IN THE ARCHITECTURE OF POSTMODERNISM.** The article explores the main methods, techniques and concepts of work with the order of architecture-postmodernists of the second half of the 20th century - beginning XXI century. Analysis of numerous projects has shown the language orientation of the ideology of postmodernism. It is shown that the leading type

was the poly-logical type of compositional thinking. History was interpreted as a source of historical associations, citations and references when creating new architectural objects. It is revealed that the postmodern architects in their works are in polemics with the order architecture of different historical periods. The main compositional interpretations of the order as a modern means of expression in the architecture of postmodernism are analyzed. **Keywords:** postmodernism, order language, compositional interpretations.

DOI: 10.29295/2311-7257-2018-91-1-317-325  
УДК 624.074.043

**Резник П. А., Корнев Р.В.**

*Харьковский национальный университет городского хозяйства имени А.Н. Бекетова,  
(ул. Маршала Бажанова, 13, Харьков, 61000, Украина; e-mail: r.v.korr@gmail.com)*

### ВЛИЯНИЕ КОНСТРУКТИВНЫХ ОСОБЕННОСТЕЙ НА НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ СПЕЦИАЛЬНЫХ ОБОЛОЧЕЧНЫХ СИСТЕМ

Рассмотрены конструкции покрытий и сооружений, в виде специальных оболочечных систем, выполненных из тонкостенных холоднодеформированных профилей. Уточнены геометрические характеристики основного несущего элемента указанных систем. Осуществлено численное моделирование и анализ напряженно-деформированного состояния рассматриваемых оболочечных систем от различных нагрузок и их сочетаний. На основании выполненных расчетов и анализа определены критические нагрузки потери устойчивости плоской формы изгиба, а также, критерии прочности конструкции. Исследование проведено на базе составленных конечно-элементных моделей, верифицированных натурным экспериментом, с учетом последовательности возведения указанных систем, т.е. при условии работы конструкции как одно- так и трехслойной.

**Ключевые слова:** бескаркасные покрытия, оболочечные системы, экспериментальная верификация, бескаркасное сооружение.

**Актуальность и постановка проблемы.** На территории Украины и других стран, в настоящее время широко используются бескаркасные покрытия из тонкостенных холоднодеформированных профилей, основным конструктивным элементом которых является арочный тонкостенный профиль. Данные конструкции могут применяться как в качестве покрытия зданий и сооружений (рис. 1а), так и в качестве остова бескаркасных сооружений (рис. 1б), в целом.

Существенный интерес к рассматриваемым конструкциям обусловлен их низкой стоимостью, возможностью быстрого возведения и изготовления в условиях строительной площадки.



*Рис. 1. Варианты применения указанных оболочечных систем: а) в качестве покрытия здания (сооружения); б) в качестве остова бескаркасного сооружения*

Использование указанных конструкций позволяет существенно минимизировать вес здания, что является не маловажным и находит подтверждение в словах Р.Б. Фуллера: «Если вы хотите установить степень совершенства конструкции здания, взвесьте его» [1]. Научный интерес вызывает напряженно-деформированное состояние указанных конструкций. Несмотря на широкое применение, в действующих нормативных документах Украины отсутствуют четкие рекомендации для расчета подобного рода сооружений.

**Анализ последних исследований и публикаций.** Описание технологии, последовательность строительных работ и схема работы прокатного стана, для формования арочных конструктивных элементов из рулонной оцинкованной стали в условиях строительной площадки, рассмотрены в статье [2]. В работе [3] определены особенности работы поперечных сечений конструктивных элементов в виде трапециевидных арочных холоднодеформированных профилей системы типа «МІС». Начальные несовершенства, при изготовлении элементов конструкции и недостаточная изученность вопроса, обуславливают необходимость проведения численных и экспериментальных исследований рассматриваемых конструкций и разработки алгоритмов их расчета. Подтверждением сказанному служит информация о определенном количестве аварий обозначенных систем [4].

**Объектом исследования** является специальная трехслойная оболочечная система, с учетом последовательности ее возведения, т. е. при условии работы конструкции как одно- так и трехслойной системы. Основным несущим элементом системы является холоднодеформированный арочный тонкостенный профиль (рис. 2).

**Предметом исследования** является напряженно-деформированное состояние (НДС) объекта исследования при действии постоянных и временных нагрузок, и их различных сочетаний.

**Цель исследования** заключается в:

- оценке влияния на НДС системы различных вариаций конструирования (одно- и трехслойная система);
- проведении натуральных испытаний статическим нагружением объекта исследования;
- верификации конечно-элементных (КЭ) моделей специальной оболочечной системы, исходя из данных натурального эксперимента;
- определение оптимальной толщины основного конструктивного элемента, удовлетворяющей требованиям прочности и устойчивости;
- определение максимальных перемещений объекта исследования, в соответствии с действующими нормативными документами Украины.

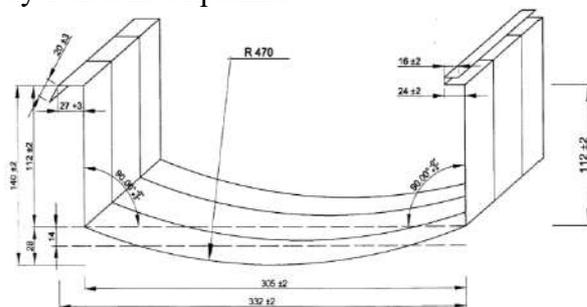


Рис. 2. Поперечное сечение расчетного арочного профиля [5]

**Изложение основного материала.**

Рассматриваемой конструкцией является бескаркасное сооружение (рис. 3), в состав конструктивной системы которого входят:

- арочный холоднодеформированный профиль;
- Z-прогоны, между которыми размещают утеплитель;
- профилированный лист ПС-20;

В качестве расчетного принят пролет 22м. Рассматриваются различные высоты и радиусы данной конструкции, соответствующие указанному пролету. ( $\{R=11 \text{ м}, H=11.27 \text{ м}\}$ ;  $\{R=11.135 \text{ м}, H=9.82 \text{ м}\}$ ;  $\{R=11.585 \text{ м}, H=8.37 \text{ м}\}$ ;). Марка стали, согласно [5], принята к расчету DX51D+Z140.

Данное исследование фундировано гипотезами классической теории оболочек, основанной на гипотезах Кирхгофа-Лява

[6] и принятии положения о совместном деформировании конструктивной системы «обшивка – Z-прогоны – обшивка».



Рис. 3. Бескаркасное сооружение на этапах возведения: а) однослойная система, с установленными Z-прогонами; б), в) процесс утепления и монтажа верхней обшивки

**Геометрические характеристики конструктивных элементов системы.** Рассмотрение арочного профиля, обусловлена его широким использованием в утепляемых трехслойных конструкциях, в связи с удобством укладки утеплителя, что подтверждается в [7]. Исходные данные, а также уточняемые характеристики сечений конструктивных элементов приняты на основе [5]. Ширина профиля составляет 305 мм, следовательно, нагрузка собирается на ширине 0.305м. (рис. 2). Геометрические характеристик профиля были уточнены экспериментальным путем в лаборатории кафедры строительных конструкций ХНУГХ им. А.Н. Бекетова.

Исследовали одиночный арочный профиль, по [4] - 305 А, с толщиной исходного металла  $t=1.2$  мм, для определения момента инерции относительно горизонтальной оси.

Момент инерции сечения был определен по формуле:

$$I_x = \frac{PL^3}{48Ef}, \quad (1)$$

где  $P$  - нагрузка, кг;  $L$  - пролет, см;  $E$  - модуль упругости 1-го рода, кг/см<sup>2</sup>;  $f$  - перемещение, см.

Расчетная схема проведения эксперимента представлена на рис. 4. Расчетный пролет  $L=295$  см. Нагрузку прикладывали в середине пролета предварительно тарированными бетонными грузами. После прекращения роста деформаций, на каждом шаге, производили разгрузку образца и контроль остаточных деформаций. В связи с начальным выгибом (кривизной) объекта

исследования, контролировали перемещения на опоре и в середине пролета с целью оценки обжатия на опоре и переходом выгиба в прогиб.

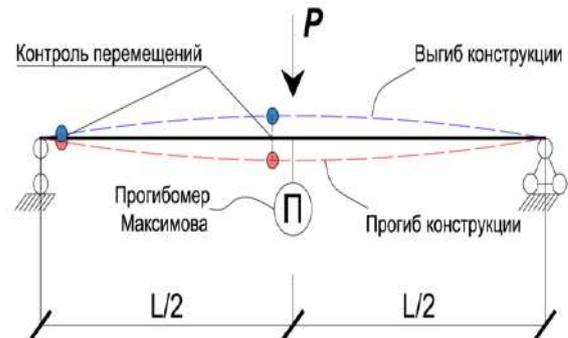


Рис. 4. Вид установки для испытаний и расчетная схема эксперимента

Результаты (рис. 4) показали, что в связи с частичным нарастанием остаточных деформаций при увеличении нагрузки, значение момента инерции падало. Тем не менее, среднее кубическое значение момента инерции было  $I_x=118.7$  см<sup>4</sup>, а значение момента инерции, полученное для данного профиля с использованием программного комплекса (ПК) «Ли́ра-Сапр»  $I_x=113$  см<sup>4</sup>. Разница составила  $\sim 4.8\%$ , что является удовлетворительным.

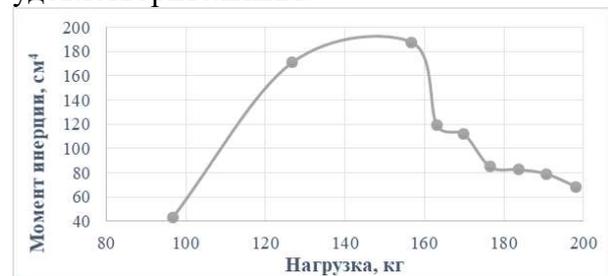


Рис. 5. Изменение момента инерции в зависимости от нагрузки

Геометрические характеристики пакета трехслойной системы, «обшивка – Z-прогоны – обшивка» («арочный профиль 305А – Z-прогоны – проф. лист ПС20») были подсчитаны в среде ПК «Ли́ра-10»

(рис. 6), для арочных профилей толщиной 0.7мм - 1.5мм, включительно, с шагом 0.1мм, и профлиста ПС-20 толщиной 0.45 мм (табл. 1).

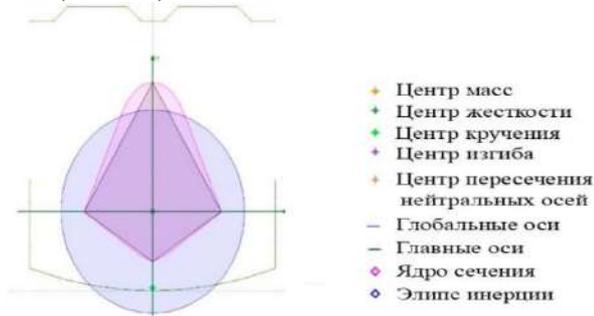


Рис. 6. Расчетное поперечное сечение пакета «обшивка – Z-прогоны – обшивка»

**Расчетная модель.** Моделирование и расчет производили в многофункциональном программном комплексе «Ли́ра-Сапр» [8], применяемом для проектирования и расчета строительных конструкций, в основе которого лежит метод конечных элементов (МКЭ), применение именно МКЭ является наиболее оптимальным в такого рода задачах [9]. Для решения плоской задачи (первое приближение), без учета про-

странственной работы и ортотропии конструкции, расчетная модель представляла собой арку диаметром 22 м, выполненную из универсальных пространственных стержневых элементов (КЭ 10). Расчет производили исходя из следующих условий:

- арочный профиль и профлист работают как единое сечение;
- узел сопряжения арки и фундамента – неподвижный шарнир;
- элементы соединения арочных профилей между собой обеспечивают равнопрочные связи, что позволяет принять минимальные перемещения из плоскости;
- перемещения фундаментов по горизонтали не допустимы;
- неравномерные осадки фундаментов и их крен не должны превышать 30 мм и 0.002, соответственно;
- допустимый вертикальный прогиб составляет  $L/245$ , а горизонтальные предельные перемещения  $L/200$ .

Производили расчет 3х моделей:  $L=const=22м$ ,  $\{R=11 м, H= 11.27 м\}$ ;  $\{R=11.135 м, H= 9.82 м\}$ ;  $\{R=11.585 м, H= 8.37 м\}$ .

Таблица 1 - Геометрические характеристики исследуемых пакетов.

Тип пакета	Момент инерции $I_x, см^4$	Момент инерции $I_y, см^4$	Площадь поперечного сечения $A, см^2$	Расстояние до центра тяжести $a_y, см$	Секториальный момент инерции $I_w, см^6$	Момент инерции при свободном кручении $I_d, см^4$	Момент сопротивления $W_x, см^3$
305A 0.7мм+Z+ПС20	1093,32	653,46	5,26	9,67	144204	103,03	48,21
305A 0.8мм+Z +ПС20	1141,43	729,24	5,80	9,94	149254	103,27	48,57
305A 0.9мм+Z +ПС20	1183,14	805,02	6,33	9,61	153562	103,46	48,92
305A 1.0мм+Z +ПС20	1219,8	880,80	6,86	9,60	157319	103,61	49,26
305A 1.1мм+Z +ПС20	1252,53	956,58	7,39	9,53	160655	103,74	49,60
305A 1.2мм+Z +ПС20	1282,14	1032,36	7,92	9,49	163662	103,84	49,91
305A 1.3мм+Z +ПС20	1309,2	1108,14	8,45	9,45	166408	103,94	50,24
305A 1.4мм+Z +ПС20	1334,18	1183,92	8,98	9,42	168943	104,02	50,56
305A 1.5мм+Z +ПС20	1357,42	1259,71	9,52	9,38	171305	104,10	50,87

**Нагрузки и воздействия**

Расчет производили для Украины, снеговой район № 5, ветровой район № 2. Сбор нагрузок на конструкцию был проведен в соответствии с [10]. Системы рассчитывали на постоянные (собственный вес,

вес конструкции кровли и т.д.) и переменные (в данном случае, снег и ветер). Расчет проводили по двум предельным состояниям.

Схемы приложения снегового и ветрового нагружений, определенные по [10], представлены на рис. 7.

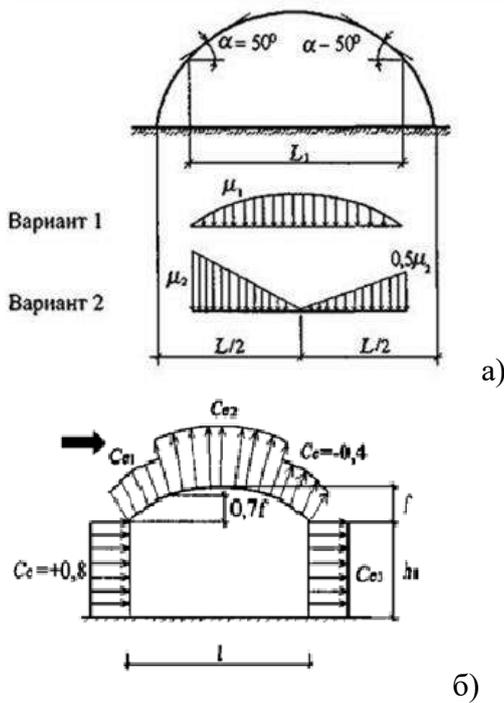


Рис. 7. Схемы приложения снеговой и (а) и ветровой нагрузки (б)

На основании этих нагружений было сформировано 6 расчетных сочетаний нагрузок и таблица расчетных сочетаний усилий. Анализ перемещений и действующих нагрузок на каждый конечный элемент проводили на основании расчета по расчетным сочетаниям нагрузок, а проверка критерия прочности – по расчетным сочетаниям усилий.

**Результаты расчета.** Расчет по прочности, определение перемещений конструкции. В соответствии с [11], [12] расчет элементов стальных конструкций на действие продольной силы и изгибающего момента проводили по формуле:

$$\frac{N j_n}{A_n R_y j_c} \pm \frac{M_x j_n}{I_{xn} R_y j_c} y \pm \frac{M_y j_n}{I_{yn} R_y j_c} x \leq 1 \quad (2)$$

где  $N, M_x, M_y$  – абсолютные значения усилий;  $j_c = 1; j_n = 1; R_y = 235$  Мпа;  $y, x$  – расстояния от главных осей до рассматриваемой точки сечения.

По формуле (2) проведена проверка критерия прочности 737 сечений по результатам сформированных расчетных сочетаний усилий для каждой из трех моделей арок ( $H = 11.27$  м;  $H = 9.82$  м;  $H = 8.37$  м;), для каждого пакета системы с разной толщиной арочного профиля. Максимальные вертикальные и горизонтальные перемещения

получены из анализа расчета по расчетным сочетаниям нагрузок стержней.

На рис. 8, 9 приведены эпюры усилий (продольной силы « $N$ » и изгибающего момента « $M$ ») для арки высотой 11.27 м с профилем толщиной 1,2 мм для расчетных сочетаний нагрузок 1 и 2. Критерии прочности сечений, максимальные вертикальные и горизонтальные перемещения представлены в виде диаграммы на рис. 10.

Устойчивость плоской формы изгиба. Устойчивость плоской формы изгиба определена по формуле (3), на основе решения профессора Власова В.З. [10]:

$$M = R P_x \left[ \frac{1}{2} \left( \frac{r^2}{R^2} \frac{P_0}{P_x} + \frac{L^2}{\pi^2 R^2} - \frac{2\beta_x}{R} \right) \pm \sqrt{\frac{1}{4} \left( \frac{r^2}{R^2} \frac{P_0}{P_x} + \frac{L^2}{\pi^2 R^2} - \frac{2\beta_x}{R} \right)^2 + \frac{r^2}{R^2} \left( 1 - \frac{L^2}{\pi^2 R^2} \right) \frac{P_0}{P_x}} \right];$$

где  $M$  – момент;  $R$  – радиус арки;

$$r^2 = \frac{I_x + I_y}{A} + a_y^2; \quad (3)$$

$$P_x = \frac{\pi^2 E I_x}{L^2}; \quad (4)$$

$$P_0 = \frac{1}{r^2} \left( \frac{\pi^2 E I_w}{L^2} + G I_d \right); \quad (5)$$

$\beta_x = 0$ ;  $I_x, I_y$  – моменты инерции;  $A$  – площадь сечения;  $I_w$  – секториальный момент инерции;  $I_d$  – момент инерции при свободном кручении;  $E$  – модуль упругости 1-го рода;  $G$  – модуль упругости 2-го рода.

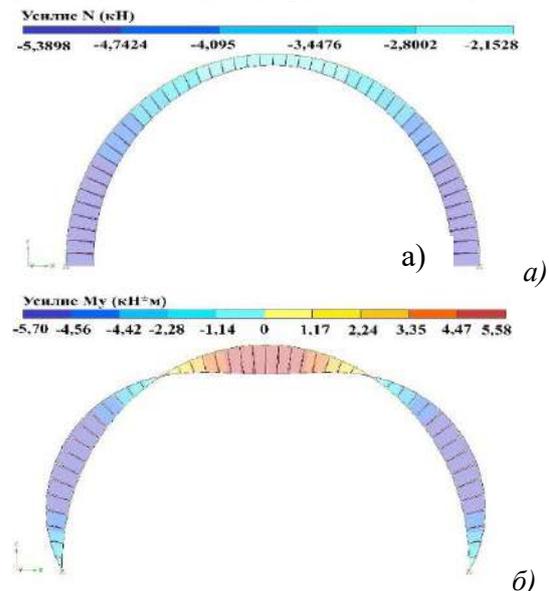


Рис. 8. Эпюры продольной силы  $N$ , кН (а) и изгибающего момента  $M$ , кН·м (б), для расчетного сочетания нагрузок № 1.

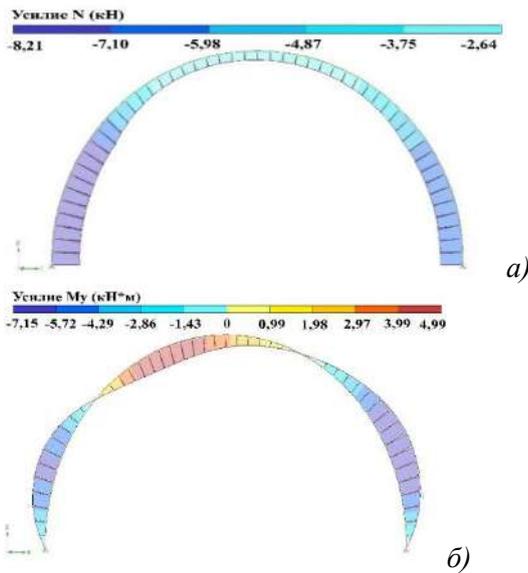


Рис. 9. Эпюры продольной силы  $N$ , кН (а) и изгибающего момента  $M$ , кН·м (б), для расчетного сочетания нагрузок № 2.

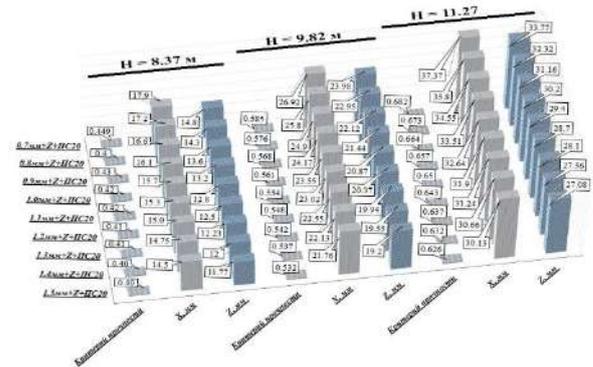


Рис. 10. Критерии прочности сечений, максимальные вертикальные ( $Z$ , мм) и горизонтальные перемещения ( $X$ , мм), для высот  $H= 8.37$  м;  $H= 9.82$  м;  $H= 11.27$  м.

Результаты расчета для всех типов рассматриваемых сечений пакетов и радиусов арок представлены в табл. 2.

Таблица 2 - Устойчивость плоской формы изгиба.

Тип пакета	Критические изгибающие моменты $M_1, M_2$ (т·м) для радиусов систем $R$ (м)					
	$R=11,0$		$R=11,135$		$R=11,585$	
	$M_1$	$M_2$	$M_1$	$M_2$	$M_1$	$M_2$
305A 0.7мм+Z +ПС20	22.2	-0.7875	22,0	-0.8091	21.2	-0.8795
305A 0.8мм+Z +ПС20	23.2	-0.7913	22.9	-0.8131	22.1	-0.8840
305A 0.9мм+Z +ПС20	24,0	-0.7945	23.7	-0.8163	22.9	-0.8876
305A 1.0мм+Z +ПС20	24.7	-0.7970	24.4	-0.8190	23.5	-0.8906
305A 1.1мм+Z +ПС20	25.3	-0.7992	25,0	-0.8213	24.1	-0.8932
305A 1.2мм+Z +ПС20	25.9	-0.8011	25.6	-0.8232	24.7	-0.8954
305A 1.3мм+Z +ПС20	26.4	-0.8027	26.1	-0.8249	25.2	-0.8973
305A 1.4мм+Z +ПС20	26.9	-0.8042	26.6	-0.8264	25.6	-0.8990
305A 1.5мм+Z +ПС20	27.3	-0.8055	27,0	-0.8278	26.1	-0.9006

Для учета пространственной работы конструкции исследовали конечно-элементные модели, как одно- (рис. 11), так и трехслойной (рис. 12) системы.

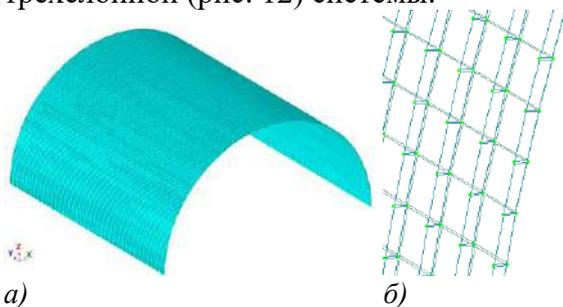


Рис. 11. Конечно-элементная модель однослойной системы: а) модель; б) внутреннее строение (укрупненно)

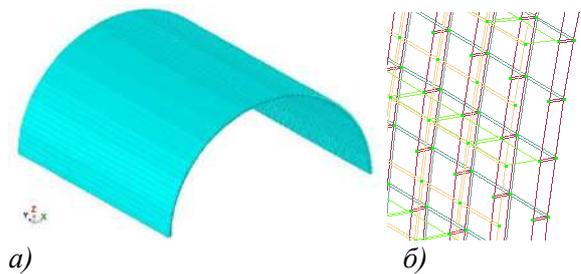


Рис. 12. Конечно-элементная модель трехслойной системы: а) модель; б) внутреннее строение (укрупненно)

С целью верификации расчетной модели, проводили натурные испытания, предполагающие сопоставление расчетных прогибов с экспериментальными. Испыта-

ния проводили с учетом последовательности возведения конструкции, т. е. при условии работы конструкции как одно-, так и трехслойной системы.

Реализованы испытания систем, методом приложения сосредоточенной нагрузки  $F$  в середине пролета (рис. 13).

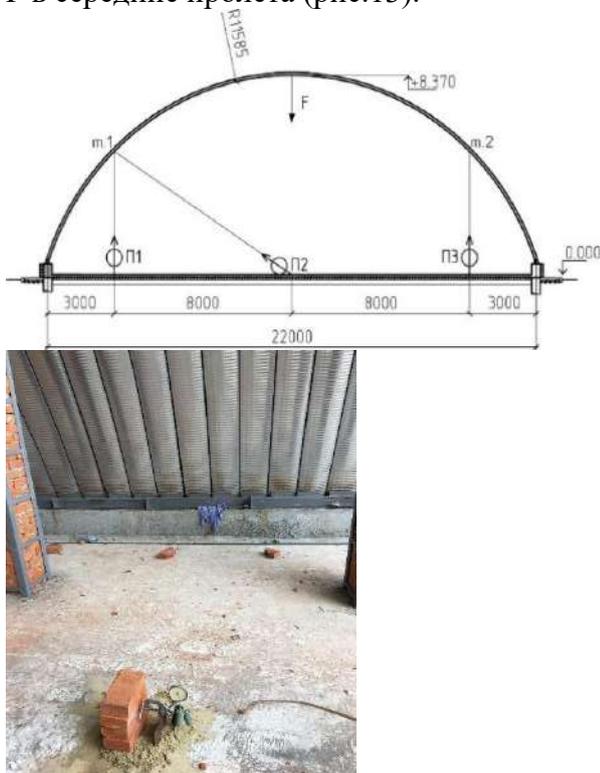


Рис. 13. Схема нагружения и расстановки измерительных приборов и фото проведения эксперимента

Нагрузку прикладывали поэтапно - по 20 кг, с временным интервалом 1 мин. Максимальная нагрузка составила 200 кг. Под максимальной нагрузкой конструкция находилась 10 мин, после чего, так же поэтапно по 20 кг осуществляли разгрузку. После снятия нагрузки было выдержано 10 мин и сняты показания приборов без нагрузки для сопоставления с начальными показаниями и для получения данных об остаточных деформациях. На рис. 14 приведено сопоставление значений прогибов, полученных в ходе эксперимента, для одно- и трехслойной системы.

Для сопоставления полученных экспериментальных результатов с теоретическими, исследовали КЭ модели систем, с нагружениями, аналогичными экспериментальным, и замирами перемещений в соответствующих точках.

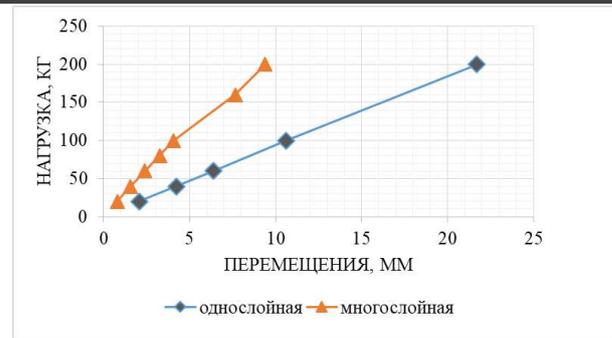


Рис. 15. График перемещений (мм) в зависимости от нагрузки (кг), для однослойной и трехслойной оболочечных систем

Сопоставление результатов эксперимента с расчетной моделью показало, что в целом эксперимент показал удовлетворительную для инженерных расчетов точность (~15%) вычисления прогибов однослойной системы. Это дает право использовать разработанные КЭ модели, и предопределяет необходимость проведения более детального изучения проблемы и использования более точных измерительных приборов, т.к. расхождение экспериментальных и расчетных значений следует отнести, в том числе, на накопленные неточности, связанные с:

- погрешностями сборки и установки грузов;
- погрешностями координат установки грузов;
- погрешностями геометрии конструкции в целом и рядом других неточностей.

#### Выводы:

- в рамках данного исследования проведено численное моделирование трехслойной специальной оболочечной системы, с учетом последовательности ее возведения, т.е. при условии работы конструкции как одно- так и трехслойной;
- проведен анализ и сопоставление критических сил потери устойчивости, определенных методом проф. В.З. Власова, с определенными методом конечных элементов;
- все исследованные арки (при решении плоской задачи) удовлетворяют:
- критерию прочности при действии продольных сил и изгибающих моментов в соответствии с [5],
- требованиям, предъявляемым к максимальным вертикальным ( $L/245 = 90$  мм) и

горизонтальним ( $L/200 \Rightarrow 42, 49, 56$  мм для арок висотою 8.37, 9.82, 11.27м відповідно) перемещенням в відповідності з [14];

- максимальні діючі навантаження, і їх розрахункові комбінації, на оболонку не перевищили навантаження втрати стійкості рівноваги (изгибно-крутильна форма) і критичної навантаження втрати стійкості плоскої форми изгиба;

- показано, що в процесі возведення змінюється конструкція і характер роботи оболонки, що знашло відображення в трансформації розрахункової моделі і було підтверджено експериментально. При цьому, спостерігається зниження деформативності при переході від одношарової до трьохшарової системи  $\sim$  в 2 рази. Дані результати отримані при прийнятті положення про спільне деформування конструктивної трьохшарової системи і служать основою для проведення подальших натурних випробувань конструкції.

### ЛИТЕРАТУРА:

1. Сапрыкина Н. А. Теоретические предпосылки формирования динамической адаптации архитектурных объектов / Н. А. Сапрыкина // Известия вузов. Строительство: Ежемесячный науч.-технич. журн. – Новосибирск, 2003. - Вып. 7. – С. 112-119.
2. Зильберберг С.Д. Эффективные хранилища из легких арочных металлических конструкций / С.Д. Зильберберг, К.А. Огайка, В.П. Федорова // Пром. Стр-во: Ежемесячный науч.-технический и произв. ж-л – Москва, 1988. - Вып. 11. – С. 21-23.
3. Білик А.С. Визначення геометричних характеристик холодноформованих тонкостінних аркових профілів / А.С. Білик, М.В. Лапонов // Збірник наукових праць – Київ: Український ін-т сталевих конструкцій ім. В.М. Шимановського, 2012. – Вип. 9. – С. 193-203.
4. Кузнецов И.Л. Причины обрушения бескаркасного арочного сооружения пролетом 30 м. / И.Л. Кузнецов, А.В. Исаев, Л.Р. Гимранов // Известия КГАСУ: Ежемесячный науч.-технический журн. – Казань: ФГОУВО КГАСУ, 2011. – Вип. 4. – С. 166-171.
5. ТУ 527200-028-87168171-2012 «Бескаркасные арочные сооружения (конструкции) из прямых и арочных гнутых профилей 305А; 305П производимых на оборудовании «Радуга-Кровля» выше отметки 0.000». – г. Тамбов: ООО «Стальпроект», 2012. – 39 с.
6. Власов В.З. Избранные тр. Общая теория оболочек. Том 1. / В.З. Власов. – Москва: изд-во акад. наук СССР, 1962 г. - 528 стр.
7. Армениян М. Ю. Эффективные хранилища из легких арочных металлических конструкций / М. Ю. Армениян, И. И. Ведяков, П. Г. Еремеев // Пром. и гражданское стр-во: Ежемесячный науч.-технический и произв. журн. – Москва, 2007. - Вып. 3. – С. 16-18.
8. Городецкий А.С. Информационные технологии расчёта и проектирования строит. конструкций / А.С. Городецкий, В.С. Шмуклер, А.В. Бондарев. – Харьков: НТУ «ХПИ», 2003. – 248 с.
9. Моссаковский В. И. Контактные задачи теории оболочек и стержней / В. И. Моссаковский, В. С. Гудрамович, Е.М. Макеев. – М.: изд-во «Машиностроение», 1978. - 507 с.
10. Навантаження і впливи: ДБН В.1.2-2:2006 [Чинний від 01.01.2007]. – Київ: ДП «Укразбудінформ», 2006. – 75 с. (Державні будівельні норми)
11. Сталеві конструкції. Норми проектування : ДБН В.2.6-198:2014 [Чинний від 01.01.2015]. – Київ: ДП «Укразбудінформ», 2014. – 205 с. (Державні будівельні норми)
12. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ: ДБН В.1.2-14:2009 [Чинний від 01.12.2012]. – Київ: ДП «Укразбудінформ», 2009. – 29 с. (Державні будівельні норми)
13. Власов В.З. Избранные тр. Тонкостенные упругие стержни. Том 2. / В.З. Власов. – Москва: изд-во акад. наук СССР, 1963. - 507 с.
14. Прогини і переміщення. Вимоги проектування: ДСТУ Б В.1.2-3:2006 [Чинний від 01.01.2007]. – Київ: ДП «Укразбудінформ», 2006. – 14 с. (Національний стандарт України)

**Резнік П.А., Коренєв Р. В. ВПЛИВ КОНСТРУКТИВНИХ ОСОБЛИВОСТЕЙ НА НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН СПЕЦІАЛЬНИХ ОБОЛОНКОВИХ СИСТЕМ.** Розглянуто конструкції покриттів і споруд, у вигляді спеціальних оболонкових систем, виконаних з тонкостінних холоднодефор-

мованих профілів. Уточнено геометричні характеристики основного несучого елемента зазначених систем. Здійснено чисельне моделювання та аналіз напружено-деформованого стану розглянутих оболонкових систем від різних навантажень і їх поєднань. На підставі виконаних розрахунків і аналізу визначені критичні навантаження втрати стійкості плоскої форми вигину, а також, критерії міцності конструкції. Дослідження проведено на базі складених скінченно-елементних моделей, верифікованих натурних експериментом, з урахуванням послідовності зведення зазначених систем, тобто за умови роботи конструкції як одно- так і тришарової.

**Ключові слова:** безкаркасні покриття, оболонкові системи, експериментальна верифікація, безкаркасні споруди.

**Reznik P. A., Koreniev R.V. THE INFLUENCE OF THE CONSTRUCTIVE FEATURES ON**

**THE STRESS-STRAIN STATE OF SPECIAL SHELL SYSTEMS.** The article is devoted to the roofing and structures, in the form of special shell systems made of thin-walled cold-deformed profiles. The geometric characteristics of the main supporting element of the discussing systems are refined. Numerical modeling and analysis of the stress-strain state of the shell systems under consideration from various loads and their combinations, has been carried out. On the basis of the calculations and analysis, the critical loads of stability loss of a flat bending shape are determined, and also the criteria for the strength of the structures. The research was conducted on the basis of a finite element model verified by the full-scale experiment and taking into account the sequence of erection of systems, that is, under the condition that the designed structure works as the single- and as the three-layer system.

**Key words:** Frameless roofing, shell systems, experimental verification, frameless structure.

DOI: 10.29295/2311-7257-2018-91-1-325-331

УДК 626.862: 666.973

**Гасанов А.Б.**

*Харьковский национальный университет строительства и архитектуры  
(ул. Сумская, 40, Харьков, 61002, Украина; e-mail: tsmi@ukr.net)*

**Шевчук Л.В.**

*Винницкий колледж строительства и архитектуры  
Киевского национального университета строительства и архитектуры*

### **НАПРАВЛЕННОЕ СТРУКТУРООБРАЗОВАНИЕ В ЗОНЕ КОНТАКТА ПУТЕМ УВЕЛИЧЕНИЯ ПЛОЩАДИ КОНТАКТА ЦЕМЕНТНОГО КАМНЯ С ПОВЕРХНОСТЬЮ ЗАПОЛНИТЕЛЯ**

Анализ напряженного состояния трубофилтра под действием внешних нагрузок позволил установить характер и величину опасных напряжений в керамзитобетоне и сделать вывод о необходимости пересмотра сложившегося ранее подхода к выбору состава керамзитобетона в связи с тем, что традиционный метод - подбор по прочности на сжатие - не соответствует действительной работе трубофилтра как конструкции, под действием эксплуатационных нагрузок. С целью улучшения эксплуатационных характеристик керамзитобетонных изделий предложен метод оптимизации открытой пористости заполнителя путем частичного заполнения пор цементной пастой на стадии уплотнения бетона.

**Ключевые слова:** трубофилтр, керамзитобетон, контактная зона, пористость, кольматация.

**Анализ проблемы.** В последние десятилетия в Украине и в других странах Европы наблюдается усиливающееся негативное влияние подземных грунтовых вод, связанное с поднятием их уровня, что обусловлено как техногенным воздействием возводимых объектов, так и застройкой ранее не осваиваемых территорий, часто заболоченных.

Поднятие уровня подземных грунтовых вод вызывает подтопление городских территорий, заболачивание земель сельских районов, появление оползней, что в конечном итоге вызывает преждевременную частичную или полную потерю эксплуатационных качеств объектов, а в ряде случаев приводит к авариям.

*НАУКОВИЙ ВІСНИК БУДІВНИЦТВА, Т. 91, №1, 2018*