



УДК 624.014.2

Кузнецов И.Л. – доктор технических наук, профессор

E-mail: kuznetsov@kgasu.ru

Исаев А.В. – кандидат технических наук, старший преподаватель

E-mail: isaev@kgasu.ru

Гимранов Л.Р. – кандидат технических наук, ассистент

E-mail: leenur@mail.ru

Казанский государственный архитектурно-строительный университет

Адрес организации: 420043, Россия, г. Казань, ул. Зелёная, д. 1

Причины обрушения бескаркасного арочного сооружения пролетом 30 м

Аннотация

Рассматриваются причины обрушения конструкций бескаркасного арочного здания, пролетом 30 м, изготовленного из рулонной оцинкованной стали на месте строительства. Проведенные исследования и расчеты несущей способности арочных элементов показали, что наличие поперечных технологических гофр в арочных элементах существенно снижает их несущую способность. В рассматриваемом примере перенапряжение в несущих элементах составило 226 %, что и явилось причиной их разрушения.

Ключевые слова: причины обрушения, бескаркасные арочные здания, исследования.

В последнее время в практике строительства применяются бескаркасные арочные здания изготавливаемые на строительной площадке из рулонированной оцинкованной стали с помощью передвижных профилегибочных агрегатов [1, 2]. В процессе работы агрегата происходит изготовление арочных элементов корытообразного поперечного сечения. Соединение арочных элементов между собой выполняется с помощью забортовочного инструмента за счет образования фальцевого замка по их длине. По указанной выше технологии в р.п. Верхний Услон РТ в 2009 году было построено укрытие хоккейной площадки размерами в плане 30х60 м. Общий вид арочного сооружения приведен на рис. 1.

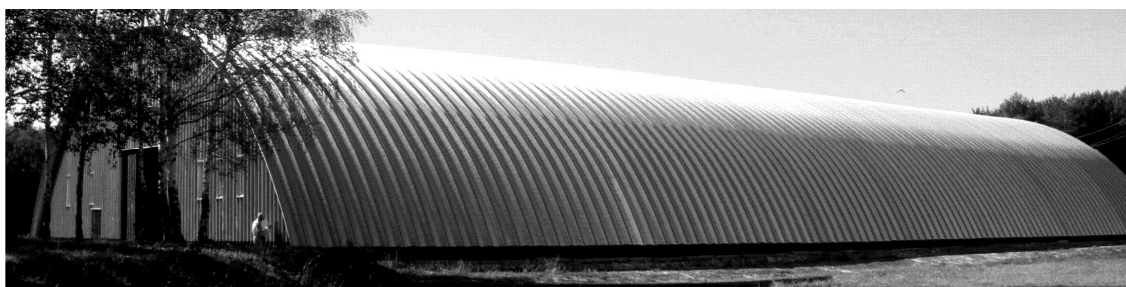


Рис. 1. Общий вид бескаркасного арочного сооружения

Непродолжительная эксплуатация сооружения привела во время начала зимнего периода к его разрушению в начале января 2010 года. Без выявления причин разрушения здание было разобрано и на существующем фундаменте было смонтировано арочное сооружение, аналогичное по конструктивному исполнению ранее разрушившемуся. Однако в начале января 2011 года происходит обрушение и второго вновь построенного сооружения. Характер обрушения арочного сооружения приведен на рис. 2.

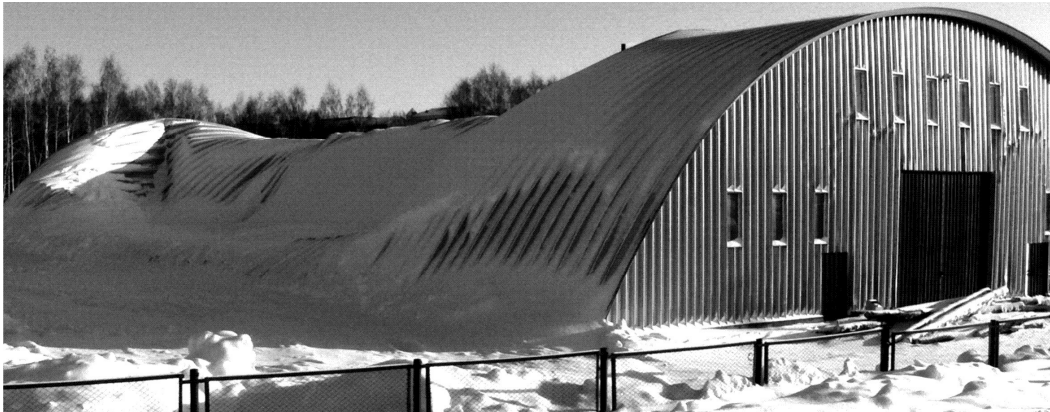


Рис. 2. Общий вид разрушенного сооружения

Проведенные авторами исследования конструкций обрушенного сооружения установили следующее. Пролет арочного здания равен 30 м при его высоте в коньке 10 м. Арочные элементы выполняются по радиусу 16,483 м из стали толщиной 1,5 мм марки 08псОН по ГОСТ 14918-80. Параметры и общий вид сечения тонкостенного и арочного элемента приведен на рис. 3. Арочные элементы установлены на ленточный фундамент мелкого заложения глубиной 0,6 м и расположены в массиве насыпного грунта мощностью 1,8 м. Для определения несущей способности рассматривался отдельно взятый арочный элемент пролетом 30 м с радиусом 16,483 м, поперечное сечение которого приведено на рис. 3. В качестве действующей нагрузки на арочный элемент шириной 0,63 м принималась:

- нагрузка от собственной массы и технологического оборудования – 11,72 кг/м;
- расчетная снеговая нагрузка для IV района [3] – $240 \cdot 0,63 = 151,2$ кг/м;
- расчетная ветровая нагрузка для II района [3] – $1,4 \cdot 30 \cdot 0,63 = 26,46$ кг/м.

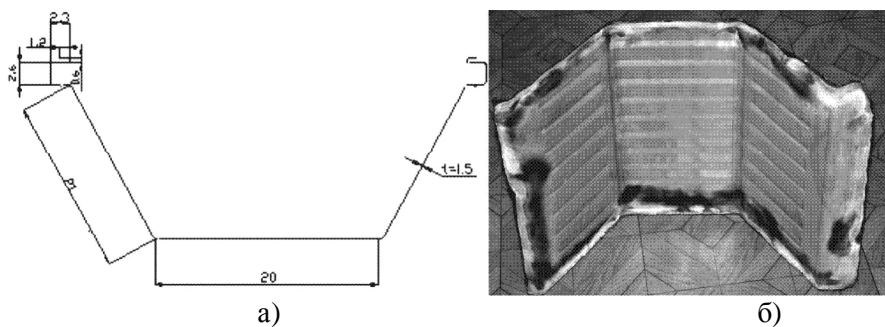


Рис. 3. Сечение арочного элемента:

а – параметры сечения арочного элемента;

б – фрагмент арочного элемента, вырезанного из обрушенной конструкции здания

Характер и их вариантность приложения атмосферных нагрузок соответствует [3, 4] и приведены на рис. 4.

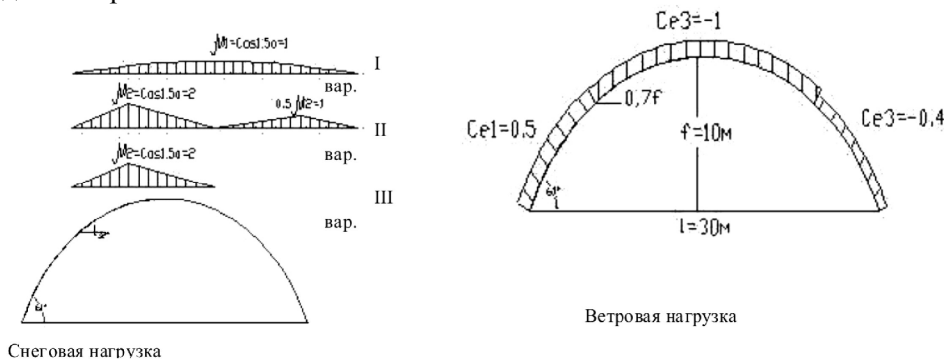


Рис. 4. Варианты приложения атмосферных нагрузок и значения переходных и аэродинамических коэффициентов

Жесткостные характеристики одного арочного элемента без учета поперечных гофр принимались равными. Изгибная жесткость $EJ=221,6 \text{ т*м}^2$, а продольная жесткость $EA=30488 \text{ т}$, при этом вычислены геометрические характеристики:

$$A=14,8 \text{ см}^2; J_x=1076,75 \text{ см}^4; W_{x1}=86,27 \text{ см}^3; W_{x2}=91,59 \text{ см}^3.$$

Наличие технологических поперечных гофр в арочном элементе с одной стороны обеспечивает местную устойчивость элементов сечения, а с другой стороны снижает жесткость.

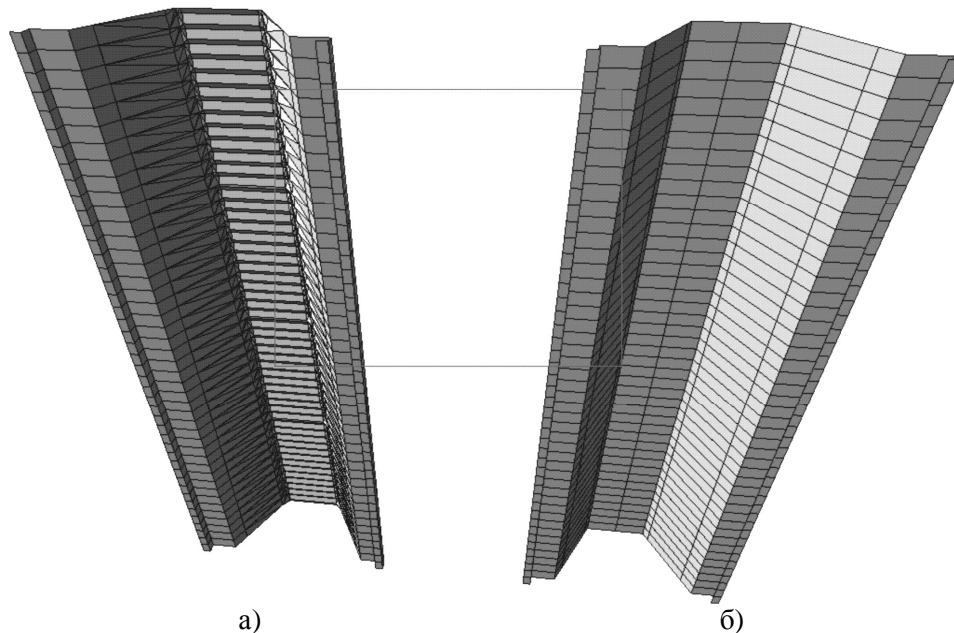


Рис. 5. Конечно-элементная модель арочного элемента с поперечными гофрами (а) и без них (б)

Для определения влияния поперечных гофр на жесткостные и далее прочностные параметры сечения арочного элемента балки рассмотрены два образца (рис. 5), оба образца подвергались двум типам нагружения. Первый тип нагрузки включает в себя равномерную поперечную нагрузку на свободно опертый по краям гофр, для определения влияния на изгибную жесткость исследуемого образца. Второй тип загрузки включает в себя продольную нагрузку на один из торцов исследуемых гофров, для определения продольной жесткости элемента. Сравнительные результаты испытываемых моделей приведены в таблице 1.

Таблица 1

Влияния поперечных гофр на деформации моделей

Тип элемента	Перемещения реперных точек (мм)		Отношение $D=d1 / d2$	
	Продольная жесткость $dп$	Изгибная жесткость $dи$	$dи1 / dи2$	$Dп1 / dп2$
Элемент арки с поперечными гофрами $d1$	0,083243	0,7834	0,6188	0,6946
Элемент арки без поперечных гофр $d2$	0,0578214	1,266		

Из приведенной таблицы следует, что наличие поперечных гофр снижает изгибную жесткость плоского образца в 0,6188 раза, а продольную – в 0,6946 раза. Следовательно, редуцированные геометрические характеристики, а также редуцированная изгибная и продольная жесткость элемента будут равны:

$$A_{red}=14,8 \text{ см}^2; J_{xred}=665,82 \text{ см}^4; W_{x1red}=53,4 \text{ см}^3; W_{x2red}=56,7 \text{ см}^3.$$

Изгибная жесткость $EJ=137,16 \text{ т*м}^2$, а продольная жесткость $EA=21177 \text{ т}$.

Учитывая, что фундаменты сооружения выполнены мелкого заложения, была выполнена оценка несущей способности как при жестком, так и при шарнирном опирании арочных элементов. Окончательные результаты расчетов приведены в таблице 2.

Таблица 2

Значения максимальных напряжений в арочном элементе

№ п/п	Характер закрепления на фундаменте	Расчетная схема арочного элемента	Значение напряжений от расчетного нагружения МПа	Вертикальный прогиб в коньке
1	Шарнирное опирание	Без учета гофр	331,2	32,4
		С учетом гофр	750,5	52,4
2	Жесткая заделка	Без учета гофр	305	15,3
		С учетом гофр	534,7	30,3

Из таблицы 2 следует, что несущая способность арочных элементов бескаркасного сооружения не обеспечена. Перенапряжение в элементах с учетом наличия поперечных гофр составляет 226 % при шарнирном их опирании и 132 % при жестком. Следует также отметить, что в расчетах принималось максимальное значение расчетного сопротивления стали – 230 МПа. Анализ характера разрушения арочного здания (рис. 2), а также сравнительные оценки величины фактической снеговой нагрузки полностью подтверждают данные теоретических исследований по несущей способности конструкции обрушившегося бескаркасного арочного здания.

Выводы

Причиной обрушения бескаркасного арочного здания является недостаточная несущая способность тонкостенных арочных элементов, и вызвано это тем, что при расчетах не учитывается снижение их несущей способности за счет наличия поперечных гофр, действительных нагрузок и способов закрепления их на фундаментах. Дальнейшее строительство рассматриваемых зданий ставит вопрос о необходимости проведения численных и экспериментальных исследований по изучению действительной работы рассматриваемых сооружений и разработки методики их расчета.

Список литературы

1. Еремеев П.Г., Киселев Д.Б., Армейский М.Ю. К проектированию бескаркасных конструкций арочных сводов из холодногнутых тонколистовых стальных профилей. // Монтажные и специальные работы в строительстве, 2004, № 7.
2. Айрумян Э.Л., Беляев В.Ф. Эффективные холодногнутые профили из оцинкованной стали – в массовое строительство. // Монтажные и специальные работы в строительстве, 2005, № 5. – С. 10-17.
3. Нагрузки и воздействия СНиП 2.01.07-85*.
4. Нагрузки и воздействия СТО36554501-015-2008.

Kuznetsov I.L. – doctor of technical science, professor

E-mail: kuznetsov@kgasu.ru

Isaev A.V. – candidate of technical science, senior lecturer

E-mail: isaev@kgasu.ru

Gimranov L.R. – candidate of technical science, assistant.

E-mail: leenur@mail.ru

Kazan State University of Architecture and Engineering

The organization address: 420043, Russia, Kazan, Zelenaya st., 1

The causes of collapse of 30 m span frameless arch structure

Resume

The causes of collapse of 30 m span frameless arch structure made from rolled galvanized steel on the construction yard are considered. Studies and calculations of the load capacity of arch elements showed that the lateral decks in arch elements resulting from manufacturing significantly reduce the load capacity of whole structure. Researching was conducted on engineering simulation software Lira 9.4. The studies were included two different finite element models (FEM) with lateral decks and without it. On the models were separately applied forces in longitude and lateral directions and supports, on the both ends of the model. The ratio of force to displacement in longitude and lateral direction was chosen as a criterion of model stiffness in longitude and lateral direction, respectively. After comparison of model stiffness in case with lateral decks and the case of model without lateral decks was concluded that lateral decks are the issue of significant reduction in lateral and longitude stiffness of model. If consider this different in stiffness of model the load capacity of frameless arch structure was excided more than 2-3 times and obviously that was a cause of collapse.

Keywords: the causes of collapse, frameless arch structure, researching.

References

1. Eremeev P.G., Kisilev D.B., Armeyskiy M.U. To the enter into design of frameless arch structures from thin cold-formed steel elements. // The erection and special activity in building construction, 2004, № 7.
2. Ayruman A.L., Belaev V. F. Effective cold-form galvanized steel elements to mass construction // The erection and special activity in building construction, 2005, № 5. – P. 10-17.
3. Loads and action SNiP 2.01.07-85*.
4. Standards of organization Loads and action STO 36554501-015-2008.