

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ. ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ. ТЕХНОЛОГИЯ И ОРГАНИЗАЦИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ. ИНЖЕНЕРНЫЕ ИЗЫСКАНИЯ И ОБСЛЕДОВАНИЕ ЗДАНИЙ

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH PAPER

УДК 624.014

DOI: 10.22227/2305-5502.2022.4.1

Оптимальное проектирование большепролетной арочной конструкции

Ольга Александровна Туснина, Михаил Валерьевич Постарнак

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ); г. Москва, Россия

АННОТАЦИЯ

Введение. Большепролетные сооружения проектируются в качестве зданий зрелищно-массового назначения, спортивных комплексов и т.д. Как один из вариантов покрытия большепролетных сооружений могут использоваться стальные арочные конструкции. Вопрос рационального проектирования большепролетных стальных арок, а также корректный выбор расчетной схемы и анализа ее несущей способности является актуальным.

Материалы и методы. Рассмотрено покрытие теннисного спортивного комплекса пролетом 108 м, выполненное в виде стальной двухшарнирной арки без затяжки и арок с предварительно напряженной затяжкой и несколькими вариантами решетки. Проведены подбор сечения элементов конструкции, анализ влияния величины предварительного напряжения затяжки на усилия и перемещения, возникающие в арке, а также на ее металлоемкость. Проанализирована общая устойчивость рассмотренных арочных конструкций. Расчеты выполнялись в геометрически нелинейной постановке с использованием программного комплекса (ПК) ЛИРА-САПР.

Результаты. Определено, что масса арки с затяжкой и решеткой меньше, чем масса арки без затяжки. За счет отсутствия передачи распора от арки с затяжкой на колонны можно добиться снижения расхода металла на колонны и упростить узлы конструкции. Установлена необходимая величина предварительного напряжения затяжки для обеспечения требуемой жесткости арки. Несколькими методами определена критическая нагрузка, при которой арка теряет устойчивость в своей плоскости — аналитическим способом, на основе результатов геометрически нелинейного расчета и с использованием режима «Устойчивость», реализованного в ПК ЛИРА-САПР. Критическая нагрузка оказалась выше для арки с затяжкой.

Выводы. На основе проведенных расчетов принято решение о применении в качестве покрытия рассматриваемого спортивного комплекса двухшарнирной арки с предварительно напряженной затяжкой и решеткой. Величины критической нагрузки потери устойчивости арки, полученные на основе геометрически нелинейного конечно-элементного расчета и с использованием режима «Устойчивость», оказались весьма близки. Применение аналитического расчета дало завышенное значение критической нагрузки, что не позволяет рекомендовать его к использованию.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: двухшарнирная арка, арка с затяжкой, устойчивость, нелинейный расчет, критическая нагрузка, металлоемкость, преднапряжение

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Туснина О.А., Постарнак М.В. Оптимальное проектирование большепролетной арочной конструкции // Строительство: наука и образование. 2022. Т. 12. Вып. 4. Ст. 1. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2022.4.1

Автор, ответственный за переписку: Ольга Александровна Туснина, tusninaOA@mgsu.ru.

Optimal design of a large-span arched structure

Olga A. Tushnina, Mikhail V. Postarnak

*Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU);
Moscow, Russian Federation*

ABSTRACT

Introduction. Large-span structures are designed as entertainment and mass-use buildings, sports facilities, etc. A steel arched structure can be used as a covering for large-span structures. The issue of the rational design of large-span steel arches, as well as the proper choice of the structural design and the analysis of its bearing capacity is relevant.

Materials and methods. The covering of a tennis sports facility with the span of 108 m, that represents a double-hinged steel arch without tightening, arches with prestressed tightening and several lattice options are considered. The cross-section of structural elements was selected; the effect of prestressing on forces and displacements in the arch, as well as the amount

of metal per structure were analyzed. The general stability of these arched structures was analyzed. Calculations were performed in the geometrically nonlinear formulation using the LIRA-SAPR software package.

Results. It is determined that the weight of the arch, including the tightening and the lattice is smaller than the weight of the arch without the tightening. The amount of metal, used to make columns, can be reduced to simplify structural units due to the absence of gusset transfer from the arch with tightening to columns. The required prestressing value is set for the tightening to ensure the required rigidity of the arch. Several methods were used to determine the critical load at which the arch loses its stability in its plane: the analytical method, geometrically nonlinear calculation results, and the Stability mode implemented in LIRA-SAPR software package were employed. The critical load turned out to be higher for the arch with tightening.

Conclusions. Following the above computations, a decision was made to use a double-hinged arch with prestressed tightening and a lattice as the covering of the sports facility. The values of the critical load that triggers the arch stability loss, obtained using the geometrical nonlinear finite-element analysis and the Stability mode, were quite close. Application of the analytical method resulted in an overestimated value of the critical load, which prevents it from being recommended for use.

KEYWORDS: double-hinged arch, arch with tightening, stability, nonlinear calculation, critical load, metal capacity, prestressing

FOR CITATION: Tusnina O.A., Postarnak M.V. Optimal design of a large-span arched structure. *Stroitel'stvo: nauka i obrazovanie* [Construction: Science and Education]. 2022; 12(4):1. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2022.4.1

Corresponding author: Olga A. Tusnina, tusninaOA@mgsu.ru.

ВВЕДЕНИЕ

Большепролетные конструкции широко применяются в гражданском строительстве в качестве покрытий и перекрытий различных спортивных сооружений, концертных и выставочных комплексов, торговых помещений и т.д. Стальные конструкции хорошо зарекомендовали себя для перекрытия больших пролетов. Известны различные виды большепролетных стальных конструкций — висячие (мембранные и вантовые), арочные, ферменные, оболочки и проч. [1–6].

В соответствии с Градостроительным кодексом РФ сооружения с пролетом свыше 100 м являются уникальными и обладают повышенным уровнем ответственности. К уникальным сооружениям предъявляются особые требования при проектировании: проведение расчета на прогрессирующее обрушение; обеспечение длительного срока службы — 100 лет и более; выполнение научно-технического сопровождения при проектировании, включающее проведение поверочных расчетов, осуществляемое независимыми организациями, отличными от той, которая разрабатывала проект; разработка специальных технических условий, рекомендаций по назначению ветровых и снеговых нагрузок.

Учитывая, как правило, сложную форму большепролетного сооружения, отличную от стандартных, приведенных в нормативных документах, схемы распределения снеговой и ветровой нагрузок в соответствии с действующими нормами требуется устанавливать в специальных рекомендациях, разработанных на основе результатов модельных испытаний в аэродинамических трубах.

Следует отметить, что для определения снеговой и ветровой нагрузки на сооружения в мировой практике в настоящее время все шире применяются численные методы. Использование математических моделей и численных методов в совокупности с классическими экспериментальными исследованиями в аэродинамических трубах позволяет наиболее полноценно воспроизвести реальные условия, при

которых происходит снегоперенос и движение воздушных масс, и получить весьма точные значения нагрузок, действующих на сооружение с учетом его формы, окружающей застройки и других факторов [7, 8].

При проектировании большепролетных сооружений встает вопрос надежности, металлоемкости, простоты и скорости монтажа основных несущих конструкций. В связи с этим при проектировании большепролетных конструкций требуется выполнение оптимизации и анализ различных вариантов конструктивных решений покрытия, так как выбор наиболее оптимального конструктивного решения позволяет запроектировать покрытие с наиболее рациональным распределением усилий с учетом действующих нагрузок, обладающее требуемой живучестью, тем самым снизить металлоемкость каркаса, упростить монтаж, при этом обеспечив необходимую надежность [9, 10].

Одним из широко распространенных и хорошо зарекомендовавших себя видов большепролетных конструкций являются плоские арки. Арки применяются не только в качестве несущих конструкций зданий и сооружений, но также в виде пролетных строений мостов [11, 12].

Арка работает на сжатие с изгибом, в связи с чем подвержена общей потере устойчивости формы. Потеря устойчивости арки может происходить как в плоскости, так и из плоскости изгиба.

Потеря устойчивости арки из плоскости аналогична по своему характеру общей потере устойчивости изгибаемых элементов, а именно происходит потеря плоской формы изгиба арки в виде закручивания ее сечения и выхода его из плоскости.

Как правило, устойчивость арки из плоскости обеспечивается за счет того, что она дискретно с определенным шагом закрепляется от смещения продольными связевыми элементами (например, распорками связевой системы, прогонами покрытия, воспринимающими продольную силу и объединенными жестким сдвиговым диском ограждения и т.д.).

Шаги, с которыми арка закрепляется из плоскости, служат расчетной длиной, учитывающейся в расчете на устойчивость плоской формы изгиба арки. Однако в статье [13] показано, что применение методик расчета на устойчивость плоской формы изгиба для прямолинейных балок не всегда оказывается верным для проверки криволинейных арок, особенно работающих в большей степени на изгиб, чем на сжатие, что имеет место для бесшарнирных арок с жестким закреплением на опорах.

Кроме этого, стоит отметить, что жесткость продольных связей, конструкция узлов их крепления к арке влияют на работу арки и должны учитываться при проверке ее устойчивости [14, 15].

Потеря устойчивости арки в плоскости происходит в виде развития существенных деформаций и образования новой деформированной формы арки. На характер потери устойчивости арки в плоскости влияет кривизна ее оси, характер и локализованность действия внешней нагрузки, схема опирания арки на фундамент (жесткое или шарнирное), уровень начальных сварочных напряжений [16, 17].

Расчет арок выполняют с использованием известных методов строительной механики. Классический подход при расчете на устойчивость учитывает линейную взаимосвязь между перемещениями и напряжениями. Такой подход допустим для арок с большой кривизной, так как их деформации относительно малы по сравнению со стрелой подъема арки. Деформации пологих арок, происходящие на этапе до потери устойчивости, соизмеримы со стрелой подъема, в связи с этим при расчете пологих арок необходимо учитывать изменение геометрии оси арки при нагружении, т.е. проводить нелинейный (деформационный) расчет [18–22]. В настоящее время в связи с широким распространением численных методов расчет арочных систем на устойчивость целесообразно выполнять с использованием программных комплексов (ПК), реализующих метод конечных элементов в геометрически нелинейной постановке. Проведение нелинейного расчета позволяет получить критическую нагрузку, при которой

происходит потеря устойчивости арки в плоскости, а также проанализировать закритическую работу арки (поведение после потери устойчивости) [23].

Для более точного учета действительной работы арочной конструкции, в частности учета развития пластических деформаций при расчете, следует учитывать и физическую нелинейность.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

В настоящей статье рассмотрено здание теннисного спортивного комплекса прямоугольное в плане, с размерами в осях 192×108 м. Поперечный разрез здания показан на рис. 1. В соответствии с принятым архитектурным решением покрытие здания выполнено в виде плоских арок. Пролет арок — 108 м. Высота здания в коньке — около 30,5 м, в карнизе 23 м. Шаг основных колонн — 12 м.

Здание теннисного спортивного комплекса представляет собой рамно-связевой стальной каркас. В поперечном направлении устойчивость каркаса обеспечивается за счет работы рам с жестким закреплением колонн в базе и шарнирным опиранием арок; в продольном направлении — за счет установки вертикальных связей по колоннам.

Задача исследования — определение оптимального конструктивного решения арочного покрытия для рассматриваемого здания теннисного центра.

Геометрия арки (кривизна ее оси, стрела подъема) была принята исходя из архитектурных соображений, поэтому влияние ее изменения на несущую способность и металлоемкость в настоящей работе не изучалось.

Исследована пологая двухшарнирная арочная система, выполненная в двух вариантах: арка без затяжки и арка с затяжкой (рис. 2). Для арки с затяжкой рассмотрены различные варианты конструкции: арка с раскосами и центральной стойкой (рис. 2, *b*), арка только с раскосами (рис. 2, *c*) и арка без раскосов и стойки (рис. 2, *d*). С целью уменьшения прогиба арки, а также лучшего включения в работу затяжка проектируется предварительно напряженной.

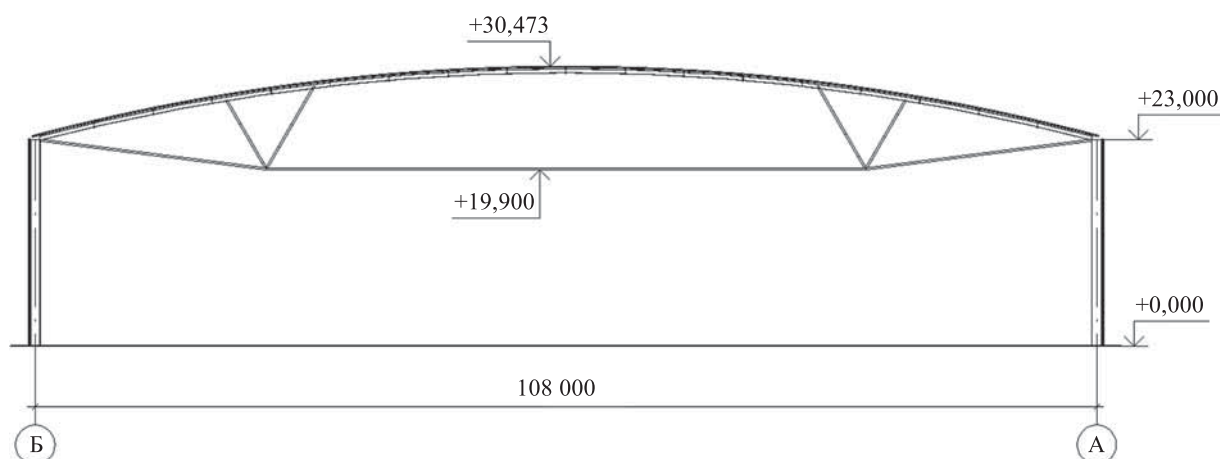


Рис. 1. Поперечный разрез здания теннисного комплекса

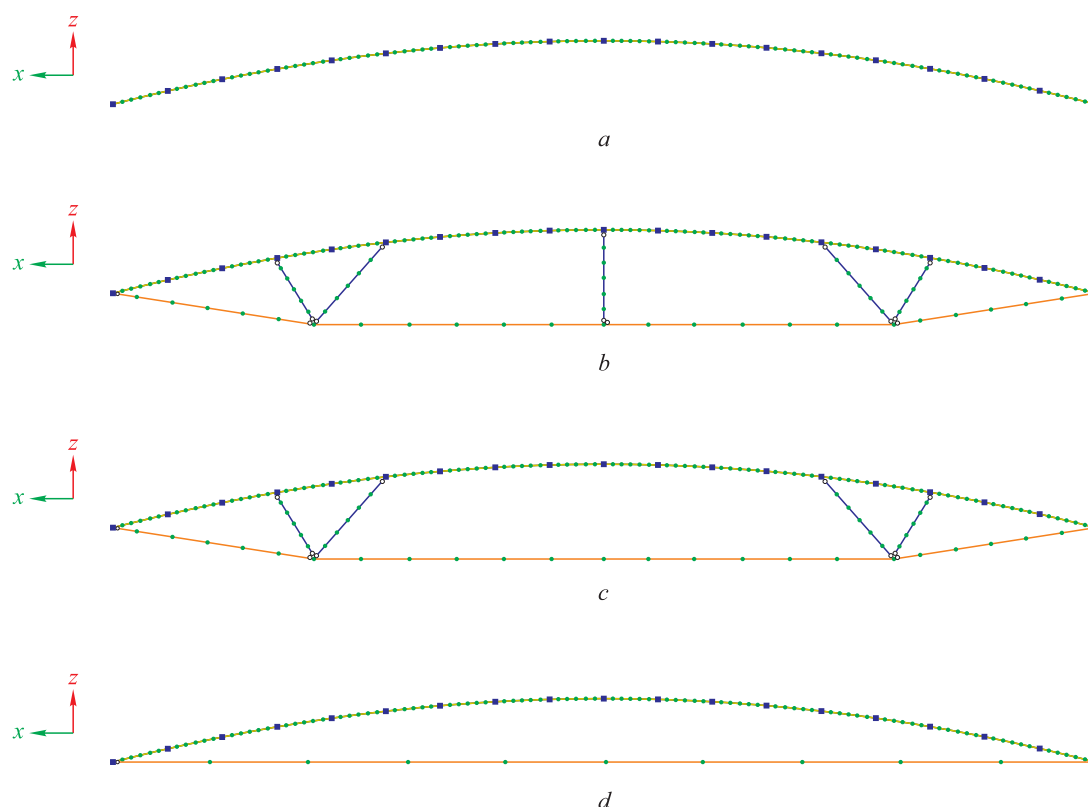


Рис. 2. Общий вид расчетной схемы: *a* — двухшарнирная арка без затяжки; *b* — двухшарнирная арка с затяжкой, раскосами и центральной стойкой (схема 1); *c* — двухшарнирная арка с затяжкой только с раскосами (схема 2); *d* — двухшарнирная арка с затяжкой без решетки (схема 3)

Конструкция пологой арки является сжато-изгибаемой, причем осевая сжимающая сила — доминирующая, что делает такой тип конструкции чувствительным к потере устойчивости [24]. Для анализа напряженно-деформированного состояния (НДС) арочной системы выполнялся численный расчет с использованием ПК ЛИРА-САПР в геометрически нелинейной постановке.

Задача настоящего исследования — анализ работы арки в плоскости, в связи с этим рассмотрены плоские расчетные схемы арок (рис. 2). При расчете учтено, что арки закреплены из плоскости прогонами, объединенными жестким сдвиговым диском покрытия из профилированного настила. Согласно принятым техническим решениям, прогоны работают как распорки, а узлы их крепления к аркам воспринимают действующую и фиктивную продольную силу. Шаг прогонов составляет 6 м. Между точками опирания прогонов арка разбита на 6 конечных элементов (КЭ). Тип принятого конечного элемента — КЭ № 310, геометрически нелинейный универсальный пространственный стержневой КЭ (нить).

На арку действуют постоянные нагрузки от собственного веса несущих и ограждающих конструкций, длительная нагрузка от веса осветительного и иного оборудования, закрепленного на арке, а также кратковременная снеговая нагрузка. Суммарная расчетная равномерно распределенная нагрузка по арке (за исключением собственного веса арки) составила

75 кН/м. Учет собственного веса арки выполнен автоматизировано с помощью средств ПК.

Для арки с затяжкой предварительное натяжение затяжки задавалось за счет приложения к ней температурной нагрузки. Расчет выполнялся в геометрически нелинейной постановке. Принят метод нелинейного расчета с автоматическим выбором шага.

Для арки с затяжкой нелинейное нагружение с учетом технологии ее монтажа включало три последовательно прикладываемых нагружения:

1. Преднапряжение затяжки с помощью температурной нагрузки.
2. Расчетный собственный вес несущих элементов конструкции.
3. Расчетная погонная нагрузка, включающая постоянную нагрузку от веса ограждающих конструкций покрытия, длительную и снеговую нагрузку.

Для арки без затяжки последовательность нагружений принята аналогично, за исключением отсутствия необходимости задавать предварительное напряжение затяжки.

Исчерпание несущей способности арки может произойти по прочности, по устойчивости в плоскости или из плоскости. Кроме этого, необходимо обеспечивать требуемую жесткость арки — уровень деформаций и перемещений, не более допускаемого в нормативных документах.

По результатам расчетов подбирались требуемые сечения элементов арки: сечение арки в виде

замкнутого прямоугольного сварного профиля, затяжка в виде двух полос стали, раскосы и стойка — из квадратных труб. Арка выполнена из стали С355.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

В табл. 1 приведены подобранные по результатам расчета сечения элементов рассмотренных арочных конструкций. Величина предварительного напряжения затяжки, создаваемого температурой, принята $-50\text{ }^{\circ}\text{C}$.

Наименьшим весом обладает арка с затяжкой, раскосами и центральной стойкой (схема 1), поэтому такое конструктивное решение было принято как основное и анализировалось в дальнейшем.

С целью анализа влияния величины предварительного напряжения затяжки на металлоемкость арки выполнены расчеты с учетом разного уровня преднапряжения затяжки, создаваемого температурной нагрузкой (-50 ; -100 ; -150 ; $-200\text{ }^{\circ}\text{C}$). Зависимость массы арки от величины предварительного напряжения затяжки показана на рис. 3. Для сравнения на графике пунктирной линией показана масса арки без затяжки.

Из графика на рис. 3 видно, что с увеличением величины предварительного напряжения затяжки повышается масса арочной конструкции, что обусловлено более активным включением в работу раскосов и стойки и возникновением в арке большего момента (табл. 2).

Табл. 1. Подобранные сечения и масса арочной конструкции

Арка	Затяжка		Арка		Раскосы, стойка		Общая масса арки, т
	Сечение	Масса, т	Сечение	Масса, т	Сечение	Масса, т	
Двухшарнирная арка без затяжки (рис. 2, а)	—	—	$2-650 \times 40 + 2-1320 \times 36$	126	—	—	126
Двухшарнирная арка с затяжкой, раскосами и центральной стойкой (схема 1, рис. 2, б)	$2-400 \times 35$	23,80	$2-600 \times 40 + 2-800 \times 36$	90,52	Квадратная труба 300×10	3,54	117,87
Двухшарнирная арка с затяжкой только с раскосами (схема 2, рис. 2, в)	$2-400 \times 35$	23,80	$2-600 \times 40 + 2-850 \times 36$	93,61	Квадратная труба 300×10	2,82	120,23
Двухшарнирная арка с затяжкой без решетки (схема 3, рис. 2, д)	$2-400 \times 55$	37,30	$2-600 \times 40 + 2-850 \times 40$	99,44	—	—	136,74

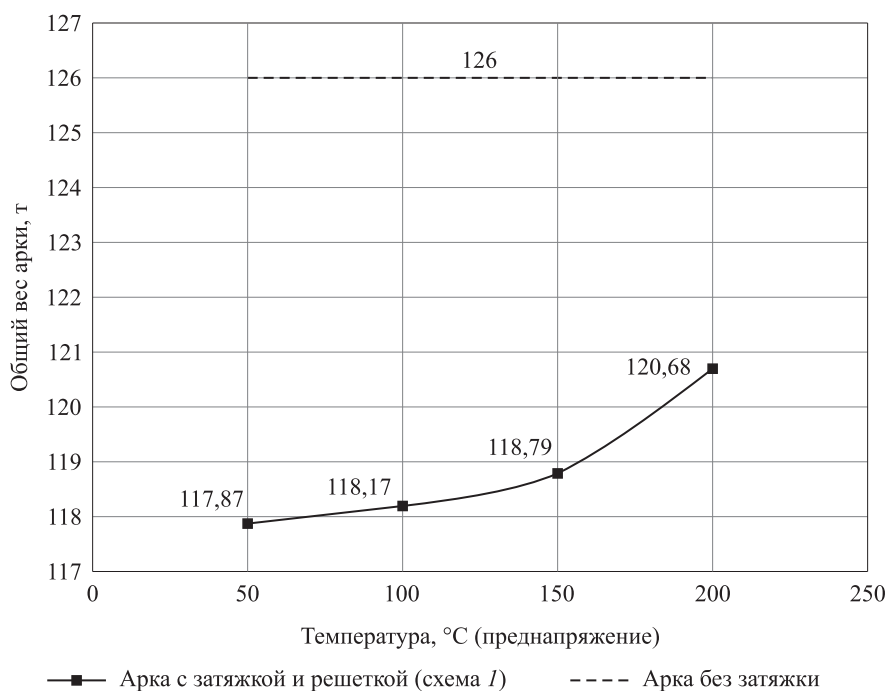


Рис. 3. Зависимость массы арки от величины предварительного напряжения затяжки

Табл. 2. Усилия и перемещения в арках

Температура, °С (преднапряжение)	Прогиб, мм	Усилие в затяжке N , кН	Распор, кН	$N_{\max}$, кН	M_y , кНм	Приведенный относительный эксцентриситет m_{ef}
<i>Арка с затяжкой и решеткой (схема 1, рис. 2, б)</i>						
–50	335	10 572	–	–10 682	4420,7	2,05
–100	219	10 576	–	–10 687	4533,5	2,11
–150	101	10 593	–	–10 706	4647,8	2,15
–200	–15,7	10 598	–	–10 713	4781,4	2,22
<i>Арка без затяжки (рис. 2, а)</i>						
–	336	–	15 883	–15 883	1815	0,38

Таким образом, необходимый уровень предварительного напряжения затяжки принимается из условия обеспечения прогиба арки не более предельно допустимого нормами.

Предельный вертикальный прогиб в данном случае принят 1/300 пролета, что составляет 360 мм. Для обеспечения прогиба арки не более предельного необходимая величина предварительного напряжения затяжки арки создается температурной нагрузкой –50 °С.

Арка с затяжкой и решеткой работает на более выраженное внецентренное сжатие, чем арка без затяжки, что видно по величине приведенного относительного эксцентриситета m_{ef} (табл. 2).

На основе полученных результатов для арки без затяжки принято прямоугольное сварное сечение 2-650 × 40 + 2-1320 × 36. Для арки с затяжкой назначены следующие сечения: арка — прямоугольная сварная труба 2-600 × 40 + 2-800 × 36, затяжка — 2-400 × 35 и раскосы из квадратной трубы — 300 × 10.

С целью анализа запаса устойчивости арочной системы в своей плоскости определена критическая нагрузка, при которой происходит потеря устойчивости арки. Для определения критической нагрузки, вызывающей потерю устойчивости арки, к ней была приложена погонная нагрузка 158 кН/м и выполнен геометрически нелинейный расчет.

На рис. 4 приведены графики зависимости продольного усилия и вертикального прогиба центрального узла от процента действующей нагрузки для рассматриваемых арок. На рис. 5 представлена форма потери устойчивости арок.

Из графиков видно, что критическая нагрузка, при которой происходит потеря устойчивости арки в своей плоскости (т.е. точка, в которой пропадает линейная зависимость между усилием и процентом нагрузки), по результатам геометрически нелинейного расчета для арки без затяжки составила 80 % от полной величины (что соответствует нагрузке 126,4 кН), а для арки с затяжкой — 87,3 % от полной величины (137,9 кН) приложенной нагрузки.

Кроме этого, коэффициент запаса устойчивости был определен с использованием режима «Устойчивость», реализованного в ПК ЛИРА-САПР. При

таком расчете коэффициент запаса устойчивости по первой форме составил 0,78 (123,2 кН) для двухшарнирной арки без затяжки и 0,79 (124,8 кН) для арки с затяжкой.

Для двухшарнирной арки без решетки критическая нагрузка может быть определена аналитически [25] по формуле:

$$P_{cr} = k_1 \frac{EI_x}{l^3},$$

где для двухшарнирной арки $k_1 = 28,4$ (табл. 5.1 [25]); E — модуль упругости стали; I_x — момент инерции сечения арки относительно горизонтальной оси; l — пролет арки.

Действующая в арке при потере устойчивости продольная сила определяется следующим образом:

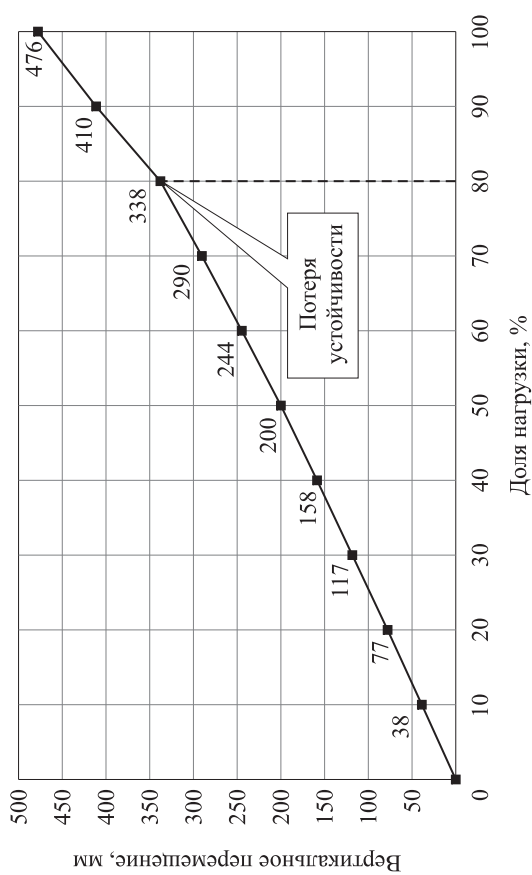
$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI_x}{(\mu S)^2},$$

где μ — коэффициент расчетной длины, принимаемый по табл. 5.3 [25] в зависимости от соотношения стрелы подъема к пролету арки f/l (в данном случае $f/l = 0,07$); S — длина полуарки.

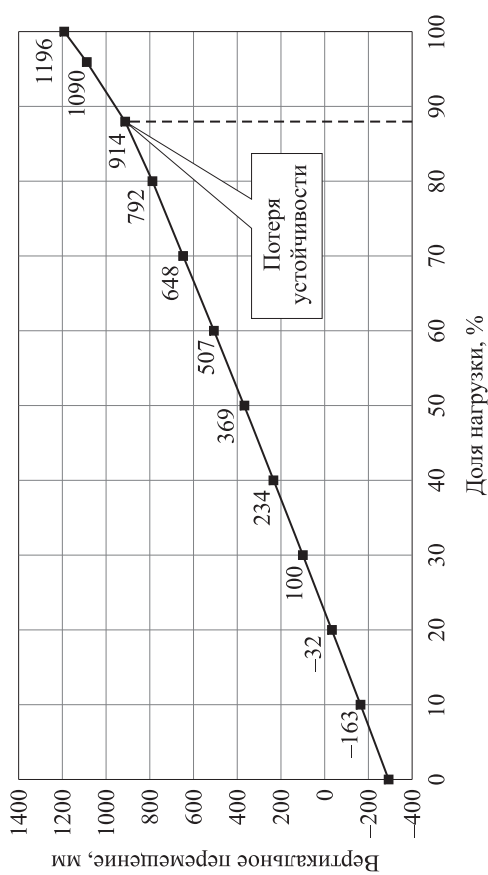
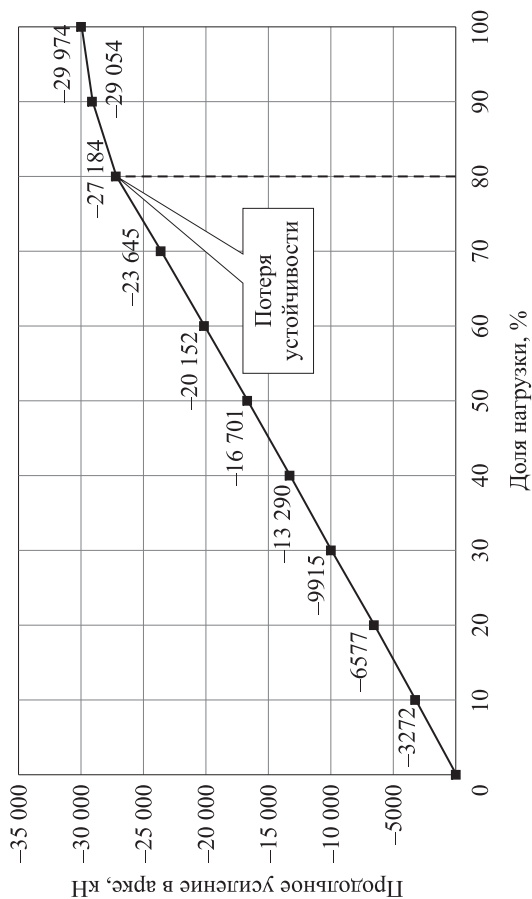
Критическая сила, полученная в результате аналитического расчета, составила 171 кН/м, при этом продольная сила, возникающая в арке, –24 712 кН. Продольная сила в арке без затяжки в момент потери устойчивости, полученная при численном геометрически нелинейном расчете, оказалась больше, чем определенная аналитически, и составила –27 184 кН при меньшей величине действующей нагрузки (126,4 кН).

Результаты определения критической нагрузки приведены в табл. 3.

Как видно, величины критической нагрузки, полученные по данным геометрически нелинейного расчета и расчета режимом «Устойчивость», отличаются не более чем на 10 %, что позволяет рекомендовать оба способа расчета подобных арочных конструкций на устойчивость. Аналитический расчет дает завышенную на 35 % величину критической нагрузки, что не дает возможность использовать его в данном случае.



a



b

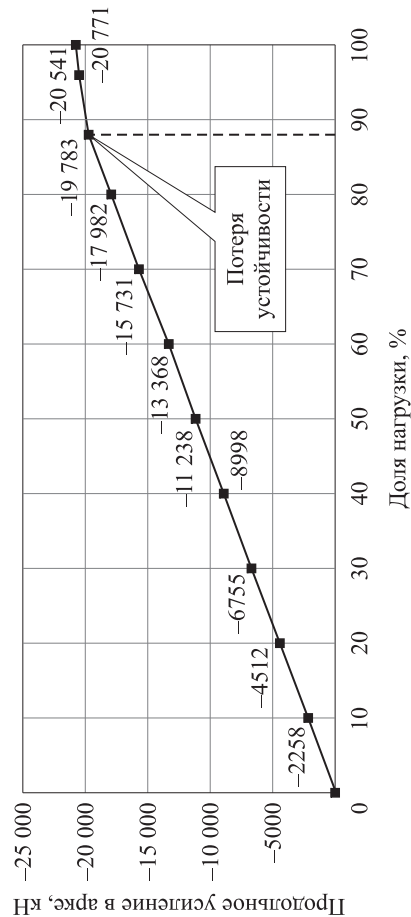


Рис. 4. Зависимость вертикального перемещения центрального узла и продольного усилия в арке от процента нагрузки: а — арка без затяжки; б — арка с затяжкой и решеткой

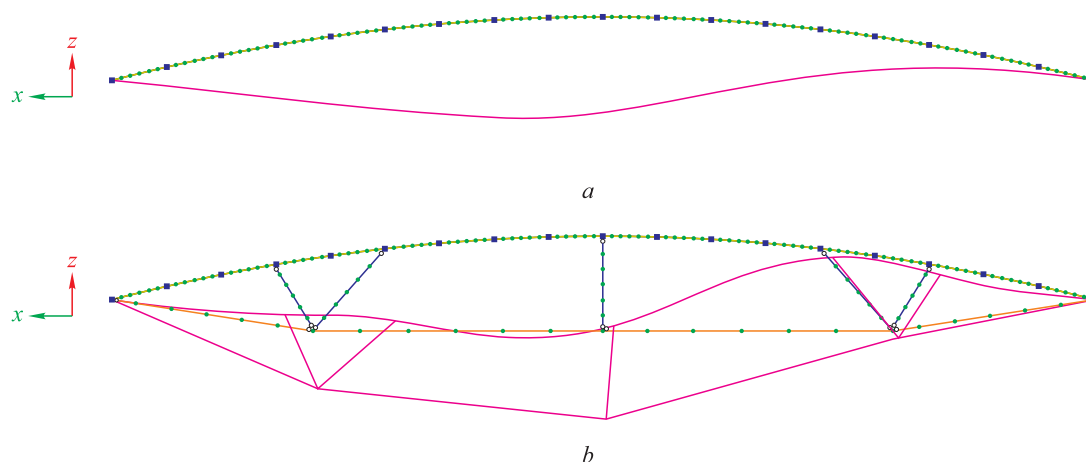


Рис. 5. Общий вид формы потери устойчивости, полученной по результатам геометрически нелинейного расчета: *a* — арка без затяжки; *b* — арка с затяжкой и решеткой

Табл. 3. Сравнение критической нагрузки на арки

Вид расчета	Критическая нагрузка, кН/м	
	Двухшарнирная арка без затяжки	Двухшарнирная арка с затяжкой и решеткой
Геометрически нелинейный расчет	126,4	137,9
Расчет режимом «Устойчивость»	123,2	124,8
Аналитический расчет	171	—

Двухшарнирная арка без затяжки и решетки обладает меньшим запасом устойчивости на 9 %. Кроме того, двухшарнирная арка без затяжки передает существенный распор на несущие колонны, тем самым требуя значительного увеличения сечения колонн и усложнения узлов опирания.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ И ОБСУЖДЕНИЕ

На основе проведенных исследований можно сделать следующие выводы.

В качестве конструкции покрытия проектируемого здания теннисного комплекса пролетом 108 м следует принять арку с предварительно напряженной затяжкой и решеткой, так как она обладает на 6 %

меньшей металлоемкостью и на 9 % большим запасом устойчивости в плоскости, чем арка без затяжки и решетки.

Арка с затяжкой и решеткой работает на более выраженное внецентренное сжатие, чем арка без затяжки — величина продольной силы в ней ниже, а момент больше.

Для наиболее корректной оценки НДС рассмотренных пологих арок необходимо применять численный геометрически нелинейный расчет, который позволяет получить критическую нагрузку потери устойчивости, а также проанализировать закритическую работу арки. Применение аналитического расчета может давать завышенную критическую нагрузку и не рекомендуется для практических расчетов.

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. Еремеев П.Г. Металлические конструкции покрытий уникальных большепролетных сооружений // Промышленное и гражданское строительство. 2007. № 3. С. 19–21.
2. Кривошапко С.Н., Мамиева И.А. Выдающиеся пространственные сооружения последних 20 лет // Монтажные и специальные работы в строительстве. 2012. № 12. С. 8–14.
3. Кривошапко С.Н. Висячие тросовые конструкции и покрытия сооружений // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2015. № 7 (34). С. 51–70.

4. Lazzari M., Majowiecki M., Vitaliani R.V., Saetta A.V., Nonlinear F.E. Analysis of Montreal Olympic Stadium roof under natural loading conditions // Engineering Structures. 2009. Vol. 31. Issue 1. Pp. 16–31. DOI: 10.1016/j.engstruct.2008.07.010
5. Душкевич К.Н. Роль большепролетных оболочек в формировании общественных зданий // Architecture and Modern Information Technologies. 2017. № 4 (41). С. 163–178.
6. Пашкова Л.А., Денисова Ю.В. Эволюция большепролетных сооружений на примере олимпийских объектов // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. 2016. № 11. С. 88–94. DOI: 10.12737/22380

7. Belostotsky A.M., Britikov N.A., Goryachevsky O.S. Critical review of modern numerical modelling of snow accumulation on roofs with arbitrary geometry // *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2021. Vol. 17. Issue 4. Pp. 40–59. DOI: 10.22337/2587-9618-2021-17-4-40-59
8. Tominaga Y. Computational fluid dynamics simulation of snowdrift around buildings: Past achievements and future perspectives // *Cold Regions Science and Technology*. 2018. Vol. 150. Pp. 2–14. DOI: 10.1016/j.coldregions.2017.05.004
9. Семенов А.А., Демидова Д.А., Нафикова А.А., Зимин С.С., Николаев Д.И. Вариантное проектирование конструкции покрытия большепролетного спортивного сооружения // *Строительство уникальных зданий и сооружений*. 2018. № 5 (68). С. 24–35. DOI: 10.18720/CUBS.68.3
10. Семенов А.А., Порываев И.А., Софоян С.В., Гилемханов Р.А., Семенов С.А. Анализ работы несущих конструкций покрытия большепролетного спортивного сооружения // *Строительство уникальных зданий и сооружений*. 2015. № 4 (31). С. 58–81.
11. Backer H.D., Outtier A., Bogaert Ph.V. Buckling design of steel tied-arch bridges // *Journal of Constructional Steel Research*. 2014. Vol. 103. Pp. 159–167. DOI: 10.1016/j.jcsr.2014.09.004
12. Cai Y.Q., Ding W.S. Mechanical behavior analysis of long-span steel truss arch bridge based on static load test // *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2018. Vol. 392. P. 062008. DOI: 10.1088/1757-899X/392/6/062008
13. Bradford M.A., Pi Y.-L. Flexural-torsional buckling of fixed steel arches under uniform bending // *Journal of Constructional Steel Research*. 2006. Vol. 62. Issue 1–2. Pp. 20–26. DOI: 10.1016/j.jcsr.2005.02.012
14. Dou C., Jiang Z.Q., Pi Y.L., Gao W. Elastic buckling of steel arches with discrete lateral braces // *Engineering Structures*. 2018. Vol. 156. Pp. 12–20. DOI: 10.1016/j.engstruct.2017.11.028
15. Lu H.W., Liu A.R., Pi Y.L., Huang Y.H., Bradford M.A., Fu J.Y. Flexural-torsional buckling of steel arches under a localized uniform radial-load incorporating shear deformations // *Journal of Structural Engineering*. 2019. Vol. 145. Issue 10. DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002407
16. Chen S.H., Chi M.Z., Fu X.M., Mao J.W., Ju J.S. Stability analysis of H-section steel arch considering effect of welding residual stress // *Journal of Physics: Conference Series*. 2021. Vol. 1777. Issue 1. P. 012035. DOI: 10.1088/1742-6596/1777/1/012035
17. Грудев И.Д., Симон Н.Ю., Дворников В.А. Форма оси, конструкция и расчет устойчивости арок // *Промышленное и гражданское строительство*. 2008. № 5. С. 22–24.
18. Pi Y.-L., Trahair N.S. In-plane buckling and design of steel arches // *Journal of Structural Engineering*. 1999. Vol. 125. Issue 11. Pp. 1291–1298. DOI: 10.1061/(asce)0733-9445(1999)125:11(1291)
19. Pi Y.-L., Trahair N.S. Non-linear buckling and postbuckling of elastic arches // *Engineering Structures*. 1998. Vol. 20. Issue 7. Pp. 571–579. DOI: 10.1016/s0141-0296(97)00067-9
20. Колоколов С.Б. Методика подбора сечения стальной арки при помощи деформационного расчета // *Вестник Оренбургского государственного университета*. 2015. № 5 (180). С. 151–154.
21. Колоколов С.Б. Исследование процесса деформирования арочной конструкции как способ оценки ее устойчивости // *Вестник Оренбургского государственного университета*. 2010. № 2 (108). С. 150–153.
22. Дмитриев А.Н., Семенов А.А., Лалин В.В. Устойчивость равновесия упругих арок с учетом искривления оси // *Строительство уникальных зданий и сооружений*. 2018. № 4 (67). С. 19–31. DOI: 10.18720/CUBS.67.2
23. Tusnina A., Tusnina O. Analysis of supercritical behavior of rod systems // *Proceedings of the METNET Seminar 2011 in Aarhus (Denmark)*. 2011. Pp. 160–169.
24. Zilenaite S. Comparative analysis of the buckling factor of the steel arch bridges // *Engineering Structures and Technologies*. 2019. Vol. 11. Issue 1. Pp. 11–16. DOI: 10.3846/est.2019.8856
25. Горев В.В. Металлические конструкции. Т. 2. Конструкции зданий. М.: Высшая школа, 2004. 528 с.

Поступила в редакцию 13 ноября 2022 г.

Принята в доработанном виде 16 ноября 2022 г.

Одобрена для публикации 30 ноября 2022 г.

Об авторах: **Ольга Александровна Туснина** — кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры металлических и деревянных конструкций; **Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ)**; 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; РИНЦ ID: 7465-2846, Scopus: 55975424400, ResearcherID: U-7848-2018, ORCID: 0000-0002-5595-2784; tusninaOA@mgsu.ru;

Михаил Валерьевич Постарнак — аспирант кафедры металлических и деревянных конструкций; **Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ)**; 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; РИНЦ ID: 3569-6358, ORCID: 0000-0002-1248-7026; mihaile.pasternak@mail.ru.

Вклад авторов: все авторы сделали эквивалентный вклад в подготовку публикации.

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

INTRODUCTION

Large-span structures are widely used in civil engineering as coverings and ceilings of various sports facilities, concert and exhibition halls, shopping centres, etc. Steel structures are widely recognized as coverings for large spans. There are various types of large-span steel structures, including suspended (membrane and cable-stayed), arched, truss, shell, and other types of structures [1–6].

Pursuant to the Urban Planning Code of the Russian Federation, constructions, having a span over 100 meters are unique; they are characterized by a so-called higher level of responsibility. Special design requirements are imposed on applied to unique structures: progressive collapse analysis; a long service life of 100 years or more; scientific and engineering support in the course of structural design, including verification of any analyses by independent companies different from the project designer; development of special technical specifications, wind and snow load recommendations.

Taking into account the complex shape of large-span structures, different from the standard ones specified in the regulatory documents, snow and wind load distribution patterns should be set in special recommendations, developed on the basis of results of simulation tests in wind tunnels.

Numerical methods are now increasingly used to determine snow and wind loads on structures worldwide. The use of mathematical models and numerical methods together with classical experimental research in wind tunnels allows reproducing the real conditions of the snow transfer and the movement of air masses, and obtaining very accurate values of the loads acting on the structure, taking into account its shape, surrounding buildings and other factors [7, 8].

When large-span structures are designed, issues of reliability, metal consumption, simplicity and speed of installation of the main load-bearing structures arise. In this connection, optimization and analysis of various structural solutions for a covering are needed in the course of designing large-span structures, as the choice of the most optimal structural solution allows designing the covering that has the most rational distribution of forces, taking into account current loads, having the required survivability to reduce metal consumption of the frame and simplify the installation process, while ensuring the necessary reliability [9, 10].

Flat arches are a widely spread type of large-span structures. Arches are used not only as bearing structures of buildings and structures, but also as bridge spans [11, 12].

The arch resists compression with bending and is, therefore, it follows the general buckling mode. The arch buckling can occur both in the plane of bending and out of it.

The arch buckling out of the plane is similar in nature to the general buckling of bending elements.

As a rule, the stability of the arch out of the plane is ensured by the fact that it is discretely fixed by longitudinal ligament elements to prevent displacement (e.g., struts of the ligament system, roof purlins which take the longitudinal force and are united by a rigid shear disk of the enclosure, etc.). The steps, used to fix the arch out of the plane, serve as the design length taken into account in the stability analysis of flat shape of the arch bend. However, the article [13] shows that stability analysis methods, applied to the flat shape of the arch bend in rectilinear beams, are not always correct for verifying curvilinear arches, especially those that resist bending more than compression, which is typical for rigidly fixed arches.

In addition, it is noteworthy that the stiffness of longitudinal ties and the design of their attachments to the arch affect the behaviour of the arch and should be taken into account when verifying its stability [14, 15].

The loss of arch stability in the plane occurs in the form of significant deformations and the formation of a new deformed shape of the arch. The curvature of its axis, the nature and localization of the external load, the pattern of the arch resting on the foundation (rigid or hinged), and the level of initial welding stresses affect the character of the arc stability loss in the plane [16, 17].

The analysis of arches is performed using well-known methods of structural mechanics. The classical approach to stability analysis takes into account the linear relationship between displacements and stresses. This approach is acceptable for arches with large curvature, because their deformations are relatively small compared to the arch rise. Deformations of shallow arches, occurring at the stage before stability loss, are commensurate with the arch rise; therefore, when analyzing shallow arches, one should take into account a change in the geometry of the arch axis during loading, i.e. to perform a non-linear (deformation) analysis [18–22]. At present, in connection with the widespread use of numerical methods, it is expedient to calculate the stability of arch systems using software packages (PCs) and the finite element method in a geometrically nonlinear formulation. The nonlinear analysis makes it possible to obtain the critical load at which the stability of the arch is lost in the plane, as well as to analyze the overcritical behaviour of the arch (behaviour after stability loss) [23].

To analyze the actual behaviour of the arch structure more accurately, in particular, to analyze the development of plastic deformations, physical nonlinearity should also be taken into account.

MATERIALS AND METHODS

The building of a tennis sports centre, which is rectangular in plan, is considered in this article; its dimensions in the axes are 192×108 m. The cross section of the building is shown in Fig. 1. In accordance with

the architectural solution, the covering of the building is made in the form of flat arches. The span of the arches is 108 m. The height of the building ridge is about 30.5 m; the height of the cornice is 23 m. The column spacing is 12 m.

The building of the tennis sports centre is a braced-frame steel structure. In the transverse direction, the sta-

bility of the frame is ensured by the resistance of frames with the rigid fastening of the column base and hinged support of the arches; in the longitudinal direction it is ensured by vertical connections along the columns.

The task of the research is to determine the optimal structural solution of the arch covering for the building of the tennis center.

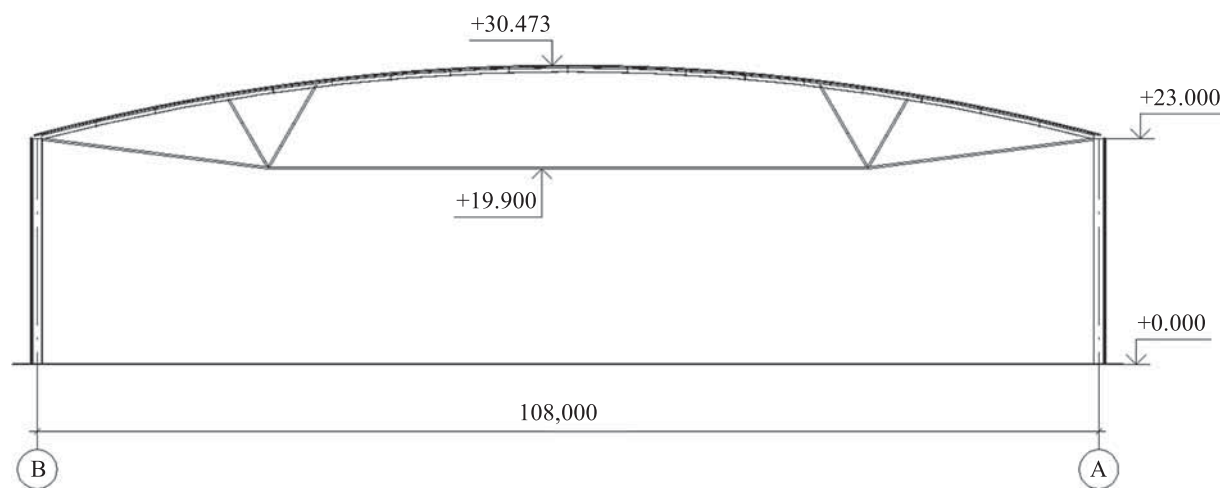


Fig. 1. The cross-section of the building of the tennis centre

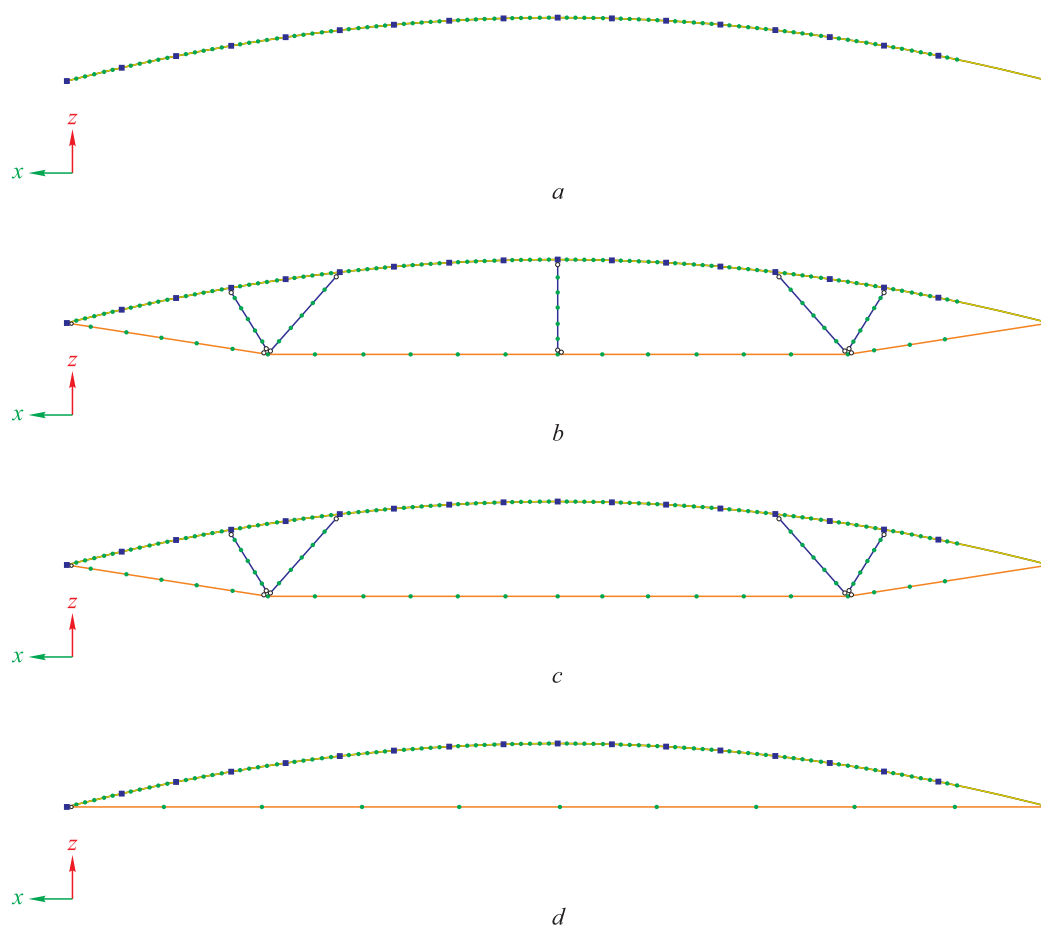


Fig. 2. The general view of the structural model: *a* — double-hinged arch with no tightening; *b* — double-hinged arch with tightening, struts and central post (pattern 1); *c* — double-hinged arch with tightening and struts (pattern 2); *d* — double-hinged arch with tightening without lattice (pattern 3)

The geometry of the arch (curvature of its axis, arch rise) was selected on the basis of architectural considerations, so its influence on the bearing capacity and metal consumption was not studied in this work.

The authors studied a double-hinged hollow arch system implemented in the two options of arches: an arch without tightening and an arch with tightening (Fig. 2). Different design options were considered for the arch with tightening, including the arch with struts and a central post (Fig. 2, *b*), the arch with struts only (Fig. 2, *c*), and the arch without struts and a post (Fig. 2, *d*). To reduce the arch deflection, as well as to better ensure the joint resistance of the arch and the tightening, the tightening is designed as a pre-stressed element.

The construction of the hollow arch is compressed-bent; the axial compressive force is dominant, which makes this type of structure sensitive to loss of stability [24]. To analyze the stress-strain state (SSS) of the arch system, a numerical calculation was performed using the LIRA-SAPR software package in the geometrically nonlinear formulation.

The task of this study is to analyze the behaviour of arches in the plane; in this connection, we consider flat designs of arches (Fig. 2). The analysis takes into account the fact that the arches are fixed from the plane by purlins united by a rigid shear disk of the profiled deck covering. According to the adopted technical solutions, purlins behave as struts and their attachments to the arches absorb the effective and fictitious longitudinal force. The purlin spacing is 6 m. Between the purlin resting points, the arch is divided into 6 finite elements (FE). The type of the finite element is FE 310, a geometrically nonlinear universal spatial rod FE (a string).

The arch is subject to permanent loads from the dead weight of supporting and enclosing structures; a continuous load from the weight of lighting and other equipment attached to the arch and a short-term snow load. The total uniformly distributed design load on the arch (except for the arch's own weight) was

75 kN/m. The proper weight of the arch was taken into account by the software.

For the arch with tightening, the prestressing of the tightening was used due to its exposure to the temperature load. The computation was performed in the geometrically nonlinear formulation. The nonlinear calculation method with automatic step selection was used.

The nonlinear loading of the arch with tightening included three consecutively applied loads, taking into account its installation technology:

1. Prestressing of the tightening using the temperature load.

2. Design own weight of the load-bearing elements of the structure.

3. Design linear load, including constant load from the weight of the enclosing structures of the covering, continuous load and the snow load.

For an arch without tightening, the loading sequence is assumed to be the same, except there is no need to specify prestressing of the tightening.

The exhaustion of the bearing capacity of the arch can occur in terms of strength, in-plane or out-of-plane stability. In addition, it is necessary to ensure the required rigidity of the arch, while the level of deformation and displacement shall not exceed those allowed by the regulations.

According to the computations, the authors chose the required cross-sections of the arch elements: the arch section is made of a closed rectangular welded profile, the strut is made of two steel stripes, the struts and the post are made of square tubes. The arch is made of steel C355.

RESEARCH RESULTS

Table 1 shows the cross-sections of the elements of the considered arch structures, selected according to the computation results. The value of prestressing of the tightening created by the temperature is assumed to be -50°C .

Table 1. Selected cross-sections and weight of the arch structure

Arch	Tightening		Arch		Struts, post		Total weight of the arch, t
	Cross section	Weight, t	Cross section	Weight, t	Cross section	Weight, t	
Double-hinged arch without tightening (Fig. 2, <i>a</i>)	–	–	2-650 × 40 + + 2-1,320 × 36	126	–	–	126
Double-hinged arch with tightening, struts and central post (Diagram 1, Fig. 2, <i>b</i>)	2-400 × 35	23.80	2-600 × 40 + + 2-800 × 36	90.52	Square tube 300 × 10	3.54	117.87
Double-hinged arch with tightening and with struts (Diagram 2, Fig. 2, <i>c</i>)	2-400 × 35	23.80	2-600 × 40 + + 2-850 × 36	93.61	Square tube 300 × 10	2.82	120.23
Double-hinged arch with tightening without lattice (Diagram 3, Fig. 2, <i>d</i>)	2-400 × 55	37.30	2-600 × 40 + + 2-850 × 40	99.44	–	–	136.74

An arch with tightening, struts and a central post (Diagram 1) has the lowest weight, so this design solution was accepted as the basic one and analyzed further.

To analyze the effect of pre-stressing on the steel consumption of the arch, calculations were made taking into account different levels of pre-stressing of the tightening created by temperature load (–50; –100; –150; –200 °C). Dependence of the arch mass on the value of prestressing

of the tightening is shown in Fig. 3. For comparison, the dotted line on the graph shows the mass of the arch without tightening.

The graph in Fig. 3 shows that the weight of the arch structure rises with an increase in the pre-stressing value, which is caused by the higher resistance of struts and the post, as well as a higher moment in the arch (Table 2).

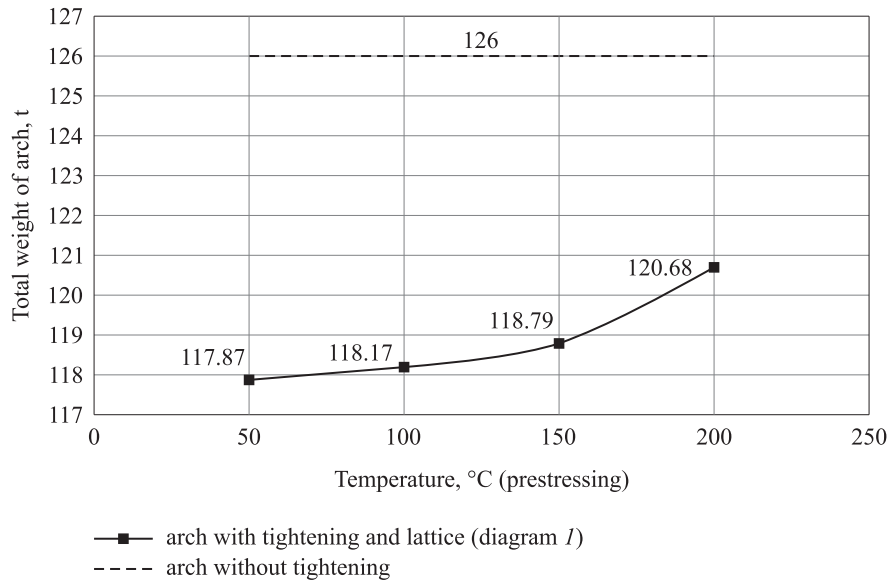


Fig. 3. Dependence of the arch weight on the value of the prestressing of the tightening

Table 2. Forces and displacements in arches

Temperature, °C (prestress)	Deflection, mm	Tightening force N , kN	Thrust, kN	N_{max} , kN	M_y , kNm	Reduced relative eccentricity m_{ef}
<i>Arch with tightening and lattice (diagram 1, Fig. 2, b)</i>						
–50	335	10,572	–	–10,682	4,420.7	2.05
–100	219	10,576	–	–10,687	4,533.5	2.11
–150	101	10,593	–	–10,706	4,647.8	2.15
–200	–15.7	10,598	–	–10,713	4,781.4	2.22
<i>Arch without tightening (Fig. 2, a)</i>						
–	336	–	15,883	–15,883	1,815	0.38

Thus, the required level of prestressing of the tightening stems from the condition that the deflection of the arch does not exceed the maximum value allowed by the standards.

In this case, the vertical deflection limit is taken as 1/300 of the span, which is 360 mm. To make sure that the deflection of the arch does not exceed the limit allowed by the standards, the required value of the pre-stressing of the arch tightening is created by a temperature load of –50 °C.

The arch with the tightening and lattice resists more pronounced eccentric compression than the arch without tightening, which is evident from the value of the reduced relative eccentricity m_{ef} (Table 2).

Based on the obtained results, a rectangular welded section of 2-650 × 40 + 2-1,320 × 36 is used for the arch

without tightening. For the arch with tightening, the following cross-sections are used: the arch — rectangular welded pipe 2-600 × 40 + 2-800 × 36, the tightening — 2-400 × 35 and struts from square tube — 300 × 10.

To analyze the stability margin of the arch system in its plane, the critical load at which the loss of arch stability occurs is determined. To determine the critical load that causes the loss of stability of the arch, a linear load of 158 kN/m was applied to the arch and a geometrically nonlinear calculation was performed.

Fig. 4 shows dependence graphs of the longitudinal force and vertical deflection of the central attachment on the percentage of the effective load for the arches under consideration.

Fig. 5 shows the form of stability loss of the arches.

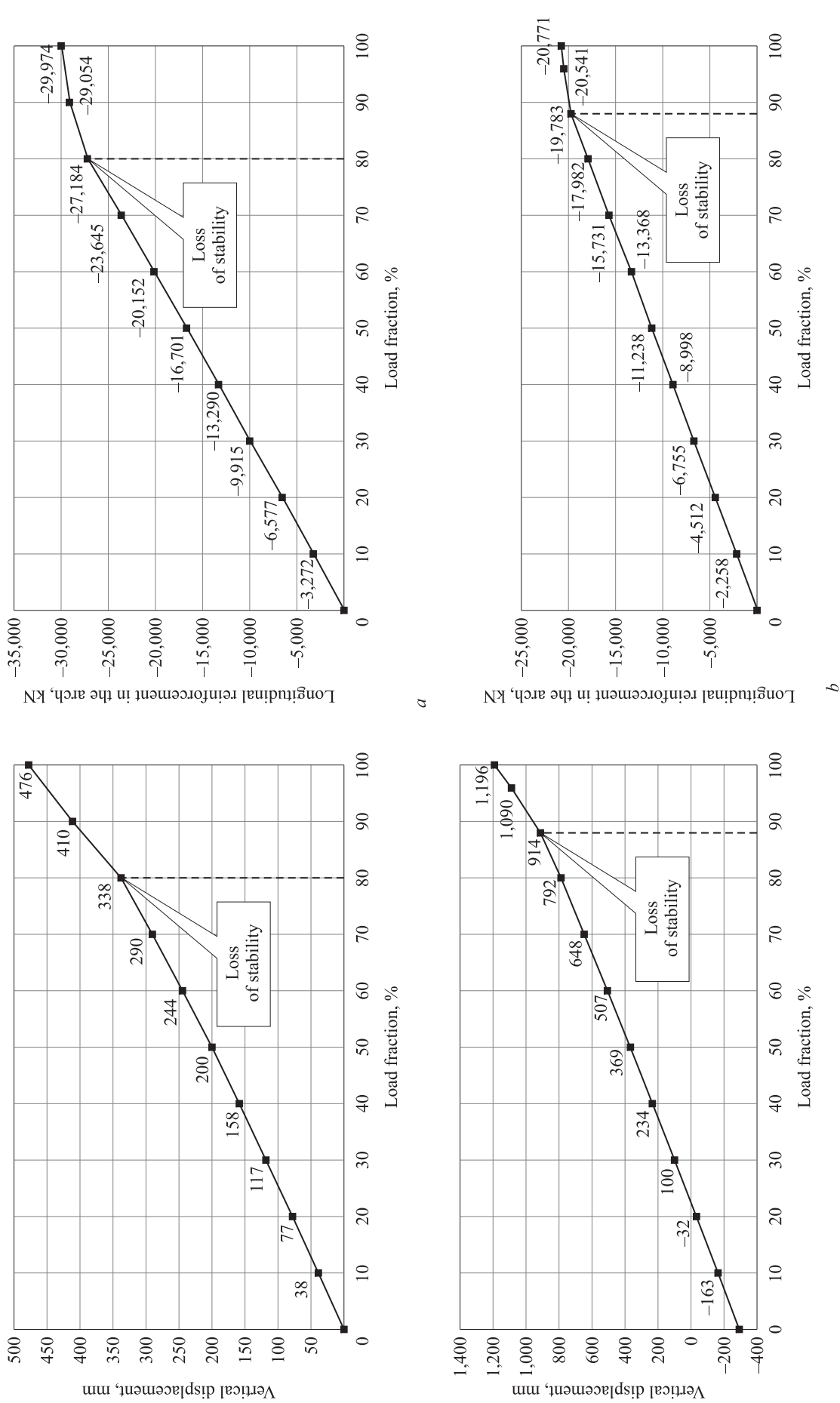


Fig. 4. Dependence of vertical displacement of the central attachment and longitudinal force in the arch on the percentage of load: *a* — arch without tightening; *b* — arch with tightening and lattice

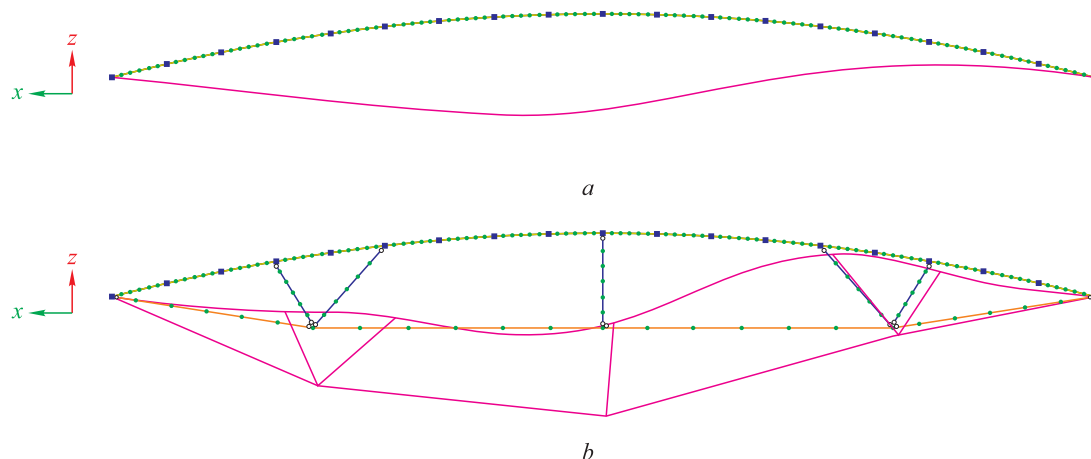


Fig. 5. General view of the buckling mode based on the geometrically nonlinear calculation: *a* — arch without tightening; *b* — arch with tightening and lattice

The figures show that the critical load at which the stability of the arch in its plane is lost (i.e. the point at which the linear dependence between the force and the load percentage disappears), according to the geometrically nonlinear analysis of the arch without tightening was 80 % of the full value (corresponding to the load of 126.4 kN), and for the arch with tightening — 87.3 % of the full value (137.9 kN) of the applied load.

In addition, the stability factor was determined using the Stability mode in the LIRA-SAPR software package. In this calculation, the first stability coefficient was 0.78 (123.2 kN) for a double-hinged arch without tightening and 0.79 (124.8 kN) for an arch with tightening.

For a double-hinged arch without lattice, the critical load can be determined analytically [25] by the formula:

$$p_{cr} = k_1 \frac{EI_x}{l^3},$$

where $k_1 = 28.4$ (Table 5.1 [25]) for a double-hinged arch; E — modulus of elasticity of steel; I_x — moment of inertia of the arch section relative to the horizontal axis; l — span of the arch.

The longitudinal force in the arch in buckling is determined as follows:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI_x}{(\mu S)^2},$$

where μ is the coefficient of design length, taken from Table 5.3 [25] depending on the ratio of the arch ridge to the span of the arch f/l (in this case, $f/l = 0.07$); S is the length of the half-arch.

The critical force, resulting from the analytical calculation, was 171 kN/m, while the longitudinal force, arising in the arch was –24,712 kN. The longitudinal force in the arch without tightening at the moment of stability loss obtained by the geometrically nonlinear

numerical calculation was higher than that determined analytically and amounted to –27,184 kN while the actual load value was smaller (126.4 kN).

Resulting critical load values are provided in Table 3.

Table 3. Comparison of critical load applied to arches

Type of calculation	Critical load, kN/m	
	Double-hinged arch without tightening	Double-hinged arch with tightening and lattice
Geometrically nonlinear calculation	126.4	137.9
Calculation made using the Stability mode	123.2	124.8
Analytical calculation	171	–

Evidently, critical load values obtained using the geometrically nonlinear calculation and the Stability calculation differ by no more than 10 %, which allows to recommend both methods of stability calculation of arch structures. The value of the critical load is overestimated by 35 % if the analytical calculation method is employed, which makes it unsuitable in this case.

A double-hinged arch without tightening and a lattice has a smaller stability margin of 9 %. In addition, the doubly-hinged arch without tightening transmits a significant thrust to the supporting columns, thereby requiring a significant increase in the column cross-section and more complicated support nodes.

CONCLUSION AND DISCUSSION

The following conclusions can be made on the basis of the studies.

An arch with pre-stressed tightening and a lattice should be used as a structure of the covering for the de-

signed tennis building whose span equals 108 m, as its metal consumption is 6 % lower, and the in-plane stability reserve is 9 % greater than that of an arch without tightening and a lattice.

An arch with tightening and a lattice resists more pronounced eccentric compression than an arch without tightening; longitudinal force value in it is lower and the moment value is larger.

To ensure the most accurate assessment of the SSS of flat arches, it is necessary to make a geometrically nonlinear numerical calculation, which makes it possible to obtain the critical load of buckling, as well as to analyze the supercritical behaviour of the arch. The analytical calculation can result in the excessively high critical load value, and it is not recommended for practical calculations.

REFERENCES

1. Ereemeev P.G. Metal structures of roofs of unique large-span buildings. *Industrial and Civil Engineering*. 2007; 3:19-21. (rus.).
2. Krivoschapko S.N., Mamieva I.A. Outstanding spatial structures of the last 20 years. *Assembly and Special Works in Construction*. 2012; 12:8-14. (rus.).
3. Krivoschapko S.N. Suspension cable structures and roofs of erections. *Construction of Unique Buildings and Structures*. 2015; 7(34):51-70. (rus.).
4. Lazzari M., Majowiecki M., Vitaliani R.V., Saetta A.V., Nonlinear F.E. Analysis of Montreal Olympic Stadium roof under natural loading conditions. *Engineering Structures*. 2009; 31(1):16-31. DOI: 10.1016/j.engstruct.2008.07.010
5. Dushkevich K. The role of the high-span shell forms in architecture of public buildings. *Architecture and Modern Information Technologies*. 2017; 4(41):163-178. (rus.).
6. Pashkova L.A., Denisova Yu.V. Evolution of long-span structures on the example of olympic facilities. *The Bulletin of BSTU named after V.G. Shukhov*. 2016; 11:88-94. DOI: 10.12737/22380 (rus.).
7. Belostotsky A.M., Britikov N.A., Goryachevsky O.S. Critical review of modern numerical modelling of snow accumulation on roofs with arbitrary geometry. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2021; 17(4):40-59. DOI: 10.22337/2587-9618-2021-17-4-40-59
8. Tominaga Y. Computational fluid dynamics simulation of snowdrift around buildings: Past achievements and future perspectives. *Cold Regions Science and Technology*. 2018; 150:2-14. DOI: 10.1016/j.coldregions.2017.05.004
9. Semenov A.A., Demidova D.A., Nafikova A.A., Zimin S.S., Nikolaev D.I. Trial design of the large-span structure. *Construction of Unique Buildings and Structures*. 2018; 5(68):24-35. DOI: 10.18720/CUBS.68.3 (rus.).
10. Semenov A.A., Poryvaev I.A., Sofoyan S.V., Gilemkanov R.A., Semenov S.A. Research of spatial metal roof of long-span sport arena. *Construction of Unique Buildings and Structures*. 2015; 4(31):58-81. (rus.).
11. Backer H.D., Outtier A., Bogaert Ph.V. Buckling design of steel tied-arch bridges. *Journal of Constructional Steel Research*. 2014; 103:159-167. DOI: 10.1016/j.jcsr.2014.09.004
12. Cai Y.Q., Ding W.S. Mechanical behavior analysis of long-span steel truss arch bridge based on static load test. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2018; 392:062008. DOI: 10.1088/1757-899X/392/6/062008
13. Bradford M.A., Pi Y.-L. Flexural-torsional buckling of fixed steel arches under uniform bending. *Journal of Constructional Steel Research*. 2006; 62(1-2):20-26. DOI: 10.1016/j.jcsr.2005.02.012
14. Dou C., Jiang Z.Q., Pi Y.L., Gao W. Elastic buckling of steel arches with discrete lateral braces. *Engineering Structures*. 2018; 156:12-20. DOI: 10.1016/j.engstruct.2017.11.028
15. Lu H.W., Liu A.R., Pi Y.L., Huang Y.H., Bradford M.A., Fu J.Y. Flexural-torsional buckling of steel arches under a localized uniform radial-load incorporating shear deformations. *Journal of Structural Engineering*. 2019; 145(10). DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002407
16. Chen S.H., Chi M.Z., Fu X.M., Mao J.W., Ju J.S. Stability analysis of H-section steel arch considering effect of welding residual stress. *Journal of Physics: Conference Series*. 2021; 1777(1):012035. DOI: 10.1088/1742-6596/1777/1/012035
17. Grudev I.D., Simon N.Yu., Dvornikov V.A. Axle shape, design and calculation of arches stability. *Industrial and Civil Engineering*. 2008; 5:22-24. (rus.).
18. Pi Y.-L., Trahair N.S. In-plane buckling and design of steel arches. *Journal of Structural Engineering*. 1999; 125(11):1291-1298. DOI: 10.1061/(asce)0733-9445(1999)125:11(1291)
19. Pi Y.-L., Trahair N.S. Non-linear buckling and postbuckling of elastic arches. *Engineering Structures*. 1998; 20(7):571-579. DOI: 10.1016/s0141-0296(97)00067-9
20. Kolokolov S.B. Method of choice of steel arch cross section with deformational calculation. *Vestnik of the Orenburg State University*. 2015; 5(180):151-154. (rus.).
21. Kolokolov S.B. The study of the process of deformation of the arched structure as a way to assess its stability. *Vestnik of the Orenburg State University*. 2010; 2(108):150-153. (rus.).

22. Dmitriev A.N., Semenov A.A., Lalin V.V. Stability of the equilibrium of elastic arches with a deformed axis. *Construction of Unique Buildings and Structures*. 2018; 4(67):19-31. DOI: 10.18720/CUBS.67.2 (rus.).
23. Tushin A., Tushina O. Analysis of supercritical behavior of rod systems. *Proceedings of the METNET Seminar 2011 in Aarhus (Denmark)*. 2011; 160-169.
24. Zilenaite S. Comparative Analysis of the Buckling Factor of the Steel Arch Bridges. *Engineering Structures and Technologies*. 2019; 11(1):11-16. DOI: 10.3846/est.2019.8856
25. Gorev V.V. *Steel structures. Vol. 2. Structures of the buildings*. Moscow, High School, 2004; 528. (rus.).

Received November 13, 2022.

Adopted in revised form on November 16, 2022.

Approved for publication on November 30, 2022.

B I O N O T E S : **Olga A. Tushina** — Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Associate Professor of the Department of Metal and Timber Structures; **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**; 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; ID RISC: 7465-2846, Scopus: 55975424400, ResearcherID: U-7848-2018, ORCID: 0000-0002-5595-2784; tushinaOA@mgsu.ru;

Mikhail V. Postarnak — postgraduate of the Department of Metal and Timber Structures; **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**; 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; ID RISC: 3569-6358, ORCID: 0000-0002-1248-7026; mihail.pasternak@mail.ru.

Contribution of the authors: all authors have made an equivalent contribution to the preparation of the publication. The authors declare no conflict of interest.