



УДК 624.016:692.522.4

DOI 10.25628/UNIIP.2025.64.1.028

КУДРЯВЦЕВ С. В., БЕЛЯЕВА З. В., ЛЕЩЁВ К. С.

Перекрытия реставрируемых зданий из кирпичных и бетонных сводов по металлическим балкам

**Кудрявцев
Сергей
Владимирович**

кандидат технических наук, доцент, Институт строительства и архитектуры, Уральский федеральный университет (УрФУ), Екатеринбург, Российская Федерация

e-mail:
s.v.kudryavtsev@urfu.ru



**Беляева
Зоя
Владимировна**

кандидат технических наук, заведующий кафедрой, Институт строительства и архитектуры, Уральский федеральный университет (УрФУ), Екатеринбург, Российская Федерация

e-mail: z.v.beliaeva@urfu.ru



**Лещёв
Кирилл
Сергеевич**

научный руководитель реставрационных работ, архитектор-реставратор, Архитектурно-реставрационная мастерская «Ренессанс», Екатеринбург, Российская Федерация

e-mail: lks.work@yandex.ru

Проведен анализ исторического конструктивного решения кирпичных и бетонных арочных сводов небольшого пролета, опирающихся на стальные балки перекрытия в зданиях сохраняемых объектов культурного наследия (ОКН). Выполнена оценка различных подходов к определению несущей способности таких конструкций в целях приспособления ОКН для современного использования. Предложена инженерная методика по определению предельной несущей способности перекрытий такого типа. Выполнено сравнение полученных значений предельных расчетных нагрузок с результатами расчетов моделей перекрытий методом конечных элементов (МКЭ). Унифицирован инженерный подход и предложены расчетные формулы для оценки несущей способности как кирпичных, так и бетонных арочных сводов на стальных балках перекрытия.

Ключевые слова: перекрытие, прусский свод, кирпичный свод, бетонный свод, стальная балка, несущая способность, армокирпичная конструкция, сталебетонная конструкция, реставрация, реновация, историческое здание, объект культурного наследия.

Kudryavtsev S. V., Belyaeva Z. V., Leshchev K. S.

Floor structures of renovation buildings made of brick and concrete vaults on steel beams

The analysis of the historical design solutions of brick and concrete arched vaults of a small span supported by steel ceiling beams in buildings of preserved cultural heritage is carried out. An assessment of various approaches to determining the load-bearing capacity of such structures for the purpose of adapting heritage buildings for modern usage has been completed. An engineering technique is proposed to determine the maximum load-bearing capacity of floors structures of such type. The obtained values of the maximum design loads are compared with the results of calculations of the overlap models using the finite element method (FEM). The engineering approach has been unified and calculation formulas have been proposed for estimating the load-bearing capacity as for brick as for concrete arched vaults on steel floor beams.

Keywords: floor structure, Prussian vault, brick vault, concrete vault, steel beam, load-bearing capacity, reinforced brick structure, steel-concrete structure, restoration, renovation, historical building, cultural heritage.

Введение

Масштабные планы по реставрации объектов культурного и исторического наследия, которые подлежат реализации к 2030 г. [11], потребуют значительных усилий со стороны всего реставрационного сообщества. Объекты культурного наследия — это зримое воплощение многовековой истории и национальной идентичности России. Конструктивные особенности этих сооружений надлежит восстановить и сохранить максимально исторически точно. При этом реставрационной методикой, как правило, подразумевается и одновременное приспособление здания для современного использования, а это значит, что его строи-

тельные конструкции должны удовлетворять актуальным требованиям и современным представлениям о надежности и безопасности.

Для сохранившихся до наших дней зданий постройки конца XIX — начала XX в. типичны перекрытия, выполненные в виде кирпичных или бетонных цилиндрических сводов небольшого пролета (сводиков) по продольным стальным балкам сечением из прокатных рельсов и реже из прокатных двутавров (Иллюстрации 1–7). Такое конструктивное решение получило название «прусский свод» или «железнодорожный свод» в зарубежных источниках [10; 19; 20] и «свод Монье» у российских авторов [8; 17].



Иллюстрация 1. ОКН регионального значения «Особняк Д. А. Бахарева». Свердловская область, с. Байкалово. Перекрытие над первым этажом здания выполнено в 1896 г. Деревянные страховочные подпорки под стальными балками перекрытия. Пролет 5,6 м. Фото С. В. Кудрявцева. 2023 г.



Иллюстрация 2. ОКН регионального значения «Здание бывшего магазина купцов Гавриловых». Свердловская область, г. Ирбит, ул. Красноармейская, д. 15. Перекрытие над подвалом выполнено в 1890-е гг. Шаг балок 800...900 мм. Толщина свода «в полкирпича» — 120 мм. Стрела свода 120 мм. Стальные балки перекрытия сечением из прокатных рельсов типа Р33. Пролет 4,8 м. Фото С. В. Кудрявцева. 2024 г.



Иллюстрация 3. ОКН федерального значения «Дом, в котором находился штаб областного комитета РСДРП(б)» во главе с Малышевым, Вайнером и Хохряковым». г. Екатеринбург, ул. Малышева, д. 46. Перекрытие над подвалом выполнено в 1890-е гг. Шаг балок 800...900 мм. Толщина свода «в полкирпича» — 120 мм. Стрела свода 120 мм. Стальные балки перекрытия сечением из прокатных рельсов типа Р33. Пролет 6 м. Фото С. В. Кудрявцева. 2023 г.

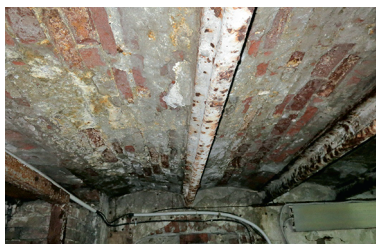


Иллюстрация 4. ОКН регионального значения «Флигель». Свердловская область, г. Нижний Тагил, пр. Ленина, д. 1. Перекрытие над подвалом выполнено в 1920-е гг. Шаг балок 800...900 мм. Толщина свода «в полкирпича» — 120 мм. Стрела свода 120 мм. Стальные балки перекрытия сечением из склепанных подошвами рельсов типа Р33. Пролет 4 м. Фото С. В. Кудрявцева. 2024 г.



Иллюстрация 5. ОКН регионального значения «Особняк Д. А. Бахарева». Свердловская область, с. Байкалово. Зондаж перекрытия над подвалом. Пролет кирпичных сводов 800...900 мм. Толщина свода «в полкирпича» — 120 мм. Стрела свода 120 мм. Стальные балки перекрытия сечением из прокатных рельсов по типу Р33. Фото С. В. Кудрявцева. 2023 г.



Иллюстрация 6. ОКН регионального значения «Гимназия женская». г. Екатеринбург, ул. Антона Валека, д. 11. Перекрытие лестничных площадок по бетонным сводам на стальных балках выполнено в 1935 г. Шаг балок 800...900 мм. Толщина свода — 120 мм. Стрела свода 120 мм. Стальные балки перекрытия сечением из прокатных двутавров № 24. Пролет 4,3 м. Фото С. В. Кудрявцева. 2021 г.



Иллюстрация 7. ОКН регионального значения «Комплекс жилых зданий (конструктивизм)». г. Екатеринбург, пр. Ленина, д. 5. Перекрытие над подвалом по бетонным сводам на стальных балках выполнено в 1929 г. Шаг балок 800...900 мм. Толщина свода — 120 мм. Стрела свода 120 мм. Стальные балки перекрытия сечением из прокатных рельсов типа Р33. Пролет 5 м. Фото С. В. Кудрявцева. 2024 г.

В дальнейшем, в связи с ускорением общих темпов железнодорожного строительства, по всей стране производство рельсового проката увеличивается, а для строительства Транссибирской железной дороги (1891 г.) был пущен металлургический завод в г. Надеждинск (ныне г. Серов, Свердловской области).

С ростом производства снизилась и стоимость рельсового проката, появилось большое количество отбракованных и/или бывших в употреблении железнодорожных рельсов, их применение в строительстве стало экономически оправданным. Этим, по-видимому, объясняется широкая популярность такого типа перекрытий в постройках рубежа XIX–XX вв.

В начале XX в. в практику отечественного строительства входит бетон, появляются железобетонные конструкции. Взрывной рост строительства из железобетона приходится на 1920–1930-е гг. Следуя духу времени, рассматриваемый тип перекрытий видоизменяется, и сводики проще и дешевле становится выполнять вместо кирпича из бетона, бутобетона и железобетона (Иллюстрации 6, 7).

К началу 1940-х гг. сводчатые конструкции (кирпичные и бетонные) по стальным балкам были практически полностью вытеснены первыми сборными железобетонными изделиями индустриального строительства.

Причины и предпосылки возникновения подобных систем перекрытий

Конструктивное решение в виде кирпичных сводов небольшого пролета (сводиков), опирающихся на стальные балки перекрытия, начало применяться с 1890-х гг. в основном на территории Российской империи, Пруссии и Австро-Венгрии

и связано с развитием железнодорожного транспорта. Для изготовления рельсов первых железных дорог Российской империи — Варшавской (1840 г.) и Николаевской (1851 г.) было специально организовано прокатное производство стальных рельсов на Тагильских металлургических заводах в г. Верхняя Салда и г. Нижняя Салда Свердловской области.

Конструктивные особенности перекрытий

Шаг стальных балок в перекрытиях такого типа обычно составляет $a = 800...900$ мм и при стреле подъема сводов $f = 80...120$ мм их можно считать пологими $f/a = 1/6...1/7$. В качестве продольных стальных балок таких перекрытий изначально использовались прокатные рельсы, позднее

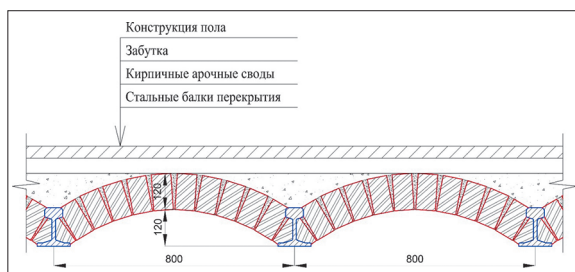


Иллюстрация 8. Рассматриваемое конструктивное решение перекрытия. Авторы: С. В. Кудрявцев, З. В. Беляева, К. С. Лещёв

вместо рельсов стали использовать прокатные двутавровые балки. Толщина кирпичных сводов обычно устраивалась «в полкирпича» — 120...140 мм (Иллюстрация 8).

Перекрытия такого типа представляют собой статически неопределимую пространственную конструкцию, усилия в которой, как известно, распределяются в зависимости от соотношения жесткостей отдельных элементов конструкции.

Несмотря на широкую распространенность такого типа перекрытий в исторических зданиях, до настоящего времени не сохранилось каких-либо четких правил, руководств или нормативов XIX в. по расчету подобных конструкций, а источники XX в. называют подобные решения «устаревшими» и приводят лишь скудные указания по оценке их прочности. В дошедших до нас источниках 1910-х гг. [1; 4] кирпичные своды рассматриваются лишь как нагрузка на стальные балки перекрытия. При этом оценка несущей способности балок производится методом допускаемых напряжений и в зависимости от применяемых коэффициентов запаса допускается как упругая, так и упругопластическая работа материала балок перекрытия.

Накопленный более чем вековой опыт эксплуатации перекрытий такого типа свидетельствует о том, что такой подход не соответствует реальным условиям работы конструкции и значительно занижает несущую способность перекрытия. Так, в 2020 г. по результатам натурных испытаний авторы [2; 3] установили, что из-за совместной работы стальных балок и сводов в составе перекрытия его предельная несущая способность примерно вдвое больше, чем определенная из условий работы лишь одних стальных балок.

По-видимому, конструкции кирпичных сводов также включаются в совместную работу со стальными балками перекрытия. К такому заключению приходят большинство современных исследователей и реставраторов [7; 20; 21]. Однако до настоящего момента нет общего решения, как именно учесть эту «совместную работу».

В большинстве исследований [8; 10; 13; 18] при решении поставленной задачи конструкция моделируется в различных расчетных комплексах и по результатам статического расчета методом конечных элементов (МКЭ) анализируется работа балок и сводов. Такое решение, несмотря на кажущуюся простоту подхода, на деле достаточно трудоемко из-за необходимости корректного учета упругопластической работы кирпичной кладки и неудобно для практической инженерной работы. Кроме того, оно требует правильной интерпретации полученных результатов.

В ограниченном числе исследований [5; 17; 20] реализуется распространенный инженерный подход, при котором кирпичная часть сечения заменяется эквивалентным стальным сечением. При этом упругопластическая работа материала балок в составе перекрытия игнорируется, что, по мнению авторов настоящей работы, является серьезным упущением.

Цель работы — оценить несущую способность перекрытия, при этом учесть как работу кирпичных (бетонных) сводов совместно со стальными балками в составе единой конструкции, так и упругопластическую работу стали балок. Кроме того, получить простые аналитические выражения для оценки несущей способности перекрытия, пригодные для использования в инженерной практике.

Работа перекрытия в поперечном направлении

В поперечном направлении (в плоскости образующей свода) конструкция работает как ряд цилиндрических сводиков, распор которых взаимно уравнивается распорами смежных участков, а по краям воспринимается продольными стенами здания [1; 4]. Несущая способность всего перекрытия в этой плоскости определяется несущей способностью свода. Расчетная схема такого свода — арка единичной ширины с шарнирными опорами, нагруженная равномерно распределенной нагрузкой [6; 12; 14]. Расчетные усилия в такой конструкции можно определить из выражений:

$$M = M_0 - H \cdot y; \quad (1)$$

$$N = Q_0 \sin \alpha + H \cos \alpha, \quad (2)$$

где M_0 и Q_0 — изгибающий момент и поперечная сила в соответствующем сечении простой балки пролетом L ;

$H = 0,125qa^2/f$ — распор свода;

y и α — ордината оси свода и угол наклона к горизонту касательной к оси в рассматриваемом сечении.

Все сечение свода находится в условиях внецентренного сжатия, причем с очень небольшим эксцентриситетом внешних усилий, поэтому для практических инженерных расчетов можно рассматривать сечение свода как центрально сжатый элемент. Оценить несущую способность кирпичной кладки или бетонного сечения по указаниям действующих норм^{1,2} при этом не представляет собой сложности.

Несущая способность самого свода в несколько раз превышает несущую способность стальных балок, на которые он опирается, и избыточна для восприятия как фактических действующих, так и максимальных нормируемых нагрузок на перекрытие. Так, по результатам численной оценки полная расчетная нагрузка на кирпичный свод достигает 5...6 т/м². Отсюда, несущая способность всего перекрытия определяется главным образом его работой в продольном направлении.

Работа перекрытия в продольном направлении

В продольном направлении работа конструкции не столь однозначна. В первом приближении в продольном направлении работают лишь стальные балки перекрытия, условия опирания которых на поперечные стены принимаются, как правило, шарнирными. Влияние сводов при этом никак не учитывается, они рассматриваются лишь как часть постоянной нагрузки на стальные балки. Расчетная схема конструкции в продольном направлении — однопролетная свободно опертая балка, максимальный изгибающий момент в которой может быть установлен по известной формуле:

$$M = 0,125qL^2. \quad (3)$$

Оценка несущей способности стальных балок перекрытия в этом случае производится как для балок 1 класса в понятиях норм³, т. е. напряжения по всей площади поперечного сечения балки не превышают расчетного сопро-

1 СП 15.13330.2020. Каменные и армокаменные конструкции. М.: Минстрой России, 2020. 125 с.

2 СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. М.: Минстрой России, 2018. 143 с.

3 СП 16.13330.2017. Стальные конструкции. М.: Минстрой России, 2017. 140 с.

тивления стали (упругое состояние сечения). Предельный изгибающий момент в балке перекрытия в данном случае может быть определен из выражения:

$$M_{el} = W_x R_y, \quad (4)$$

где W_x — статический момент сопротивления поперечного сечения балки;

R_y — расчетное сопротивление стали по пределу текучести.

Несущая способность конструкции, определенная из выражения (4), значительно занижена и не соответствует ее действительной работе. При этом получается, что эксплуатируемые перекрытия перегружены более чем в 2–3 раза. Однако на практике вполне успешно эксплуатируются более 80...100 лет и не имеют видимых проблем в несущей способности, даже прогибы их не достигают эстетико-психологических пределов. К сожалению, именно такой подход чаще всего встречается в реставрационной практике и приводит к признанию всей конструкции якобы «аварийной».

Очевидно, что подобный подход к оценке несущей способности перекрытия в продольном направлении очень далек от действительности и соответствует, по-видимому, лишь первоначальной стадии работы перекрытия на этапе его изготовления, до набора кладочным раствором своей проектной прочности. Для всех сохранившихся до наших дней перекрытий такого типа данный этап закончился более 80 лет назад.

В действительности стальная балка, заделанная внутри кирпичных сводов, находится в сложном напряженно-деформированном состоянии. В конструкции такого типа имеются все предпосылки для упругопластической работы стальных балок в составе свода: сжатая часть сечения балки полностью раскреплена конструкциями сводов от потери устойчивости, при этом перекрытия, как правило, воспринимают лишь статические нагрузки.

В таком случае возможно рассматривать стальные балки перекрытия как элементы 2 класса в интерпретации норм⁴, в сечениях которых допустимо развитие ограниченных упругопластических деформаций. Предельный изгибающий момент в балке перекрытия при этом может быть определен из выражения:

$$M_{pl} = W_{pl} R_y, \quad (5)$$

где $W_{pl} = c_x W_x$ — пластический момент сопротивления поперечного сечения балки; $c_x = 1,17$ — для прокатных двутавров, $c_x = 1,25$ — для рельсов.

Такой подход преимущественно применялся при проектировании большинства стальных конструкций в России и Советском Союзе, в том числе при разработке типовых проектов и серий несущих металлических конструкций различного назначения вплоть до 1990-х гг. Несмотря на то, что он допускается действующими нормами проектирования⁵, он редко встречается в современной инженерной практике.

Несущая способность конструкции, определенная таким методом, на 17...25% больше, чем определенная из выражения (4), однако по-прежнему не соответствует опыту реальной эксплуатации.

Предлагаемый инженерный подход к оценке предельной несущей способности перекрытия

По мнению авторов настоящей работы, для более корректной оценки несущей способности подобных перекрытий следует рассматривать их как композитную армикирпичную (сталебетонную) конструкцию со стальной жесткой арматурой [15]. Для инженерных расчетов

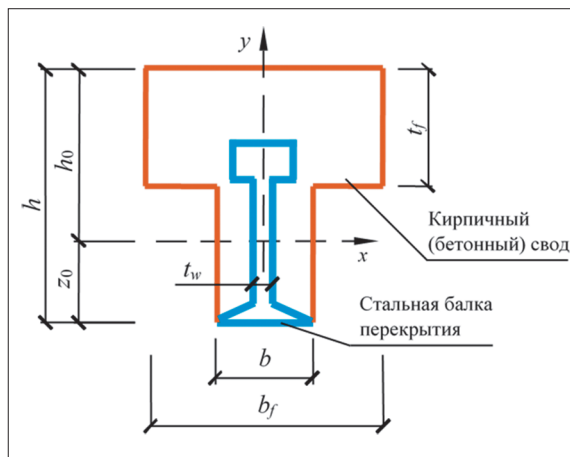


Иллюстрация 9. Расчетное приведенное тавровое сечение композитной армикирпичной (сталебетонной) балки перекрытия. Авторы: С. В. Кудрявцев, З. В. Беляева, К. С. Лещёв

сложную геометрическую форму сводчатого перекрытия можно свести к простому сечению (Иллюстрация 9).

В продольном направлении конструкция рассматривается как изгибаемая композитная армикирпичная (сталебетонная) балка. Учитывая, что армикирпичные изгибаемые элементы ведут себя аналогично железобетонным [9; 16], расчетные выражения для оценки ее несущей способности могут быть получены путем адаптации привычных выражений для оценки несущей способности железобетонных конструкций с жесткой арматурой [15]. При этом учитывается пластическая работа материала стальной балки, которой способствует ее защемление в толще кирпичной кладки и сдавливание распором смежных арок.

В этом случае предельный изгибающий момент для армикирпичной балки перекрытия может быть определен из выражения:

$$M_{ult} = R[(b_f - b)t_f(x - 0,5t_f) + 0,5bx^2] + 0,8R_y(W_{pl} + (h_0 - x)^2 t_w), \quad (6)$$

где R — расчетное сопротивление кирпичной кладки свода;

$$x = \frac{2 \cdot 0,8R_y h_0 t_w - R(b_f - b)t_f}{Rb + 2 \cdot 0,8R_y t_w}, \text{ но не более } 0,55h_0.$$

Предельный изгибающий момент для сталебетонной балки перекрытия, у которой, как правило, сжатая зона расположена в полке, может быть определен из выражения:

$$M_{ult} = R_b b_f x (h_0 - 0,5x), \quad (7)$$

где R_b — расчетное сопротивление бетона сжатию;

$$x = R_y A_s / (R_b b_f), \text{ но не более } 0,612h_0.$$

Определение усилий в конструкциях перекрытия численным методом

Для оценки усилий, возникающих в балках такого перекрытия, в настоящей работе выполнена серия численных расчетов методом конечных элементов (МКЭ) в программном комплексе ЛИРА-САПР 2017. Рассчитаны конечно-элементные модели перекрытий пролетом 3 м, 4 м, 5 м и 6 м при шаге стальных балок 0,8 и 0,9 м со стрелой подъема сводов 120 мм, что соответствует наиболее распространенным типоразмерам подобных конструкций (Иллюстрация 10).

4 СП 16.13330.2017. Стальные конструкции.

5 Там же.

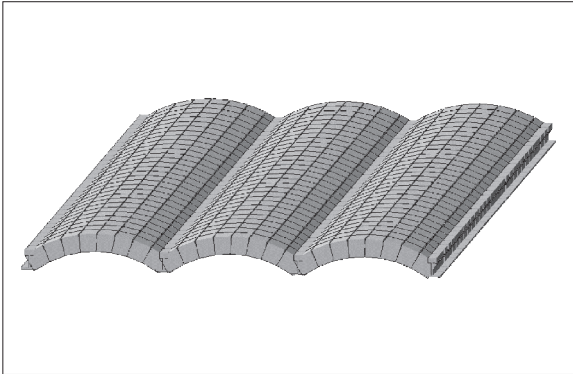


Иллюстрация 10. Конечно-элементная модель рассчитываемой конструкции. Авторы: С. В. Кудрявцев, З. В. Беляева, К. С. Лещёв

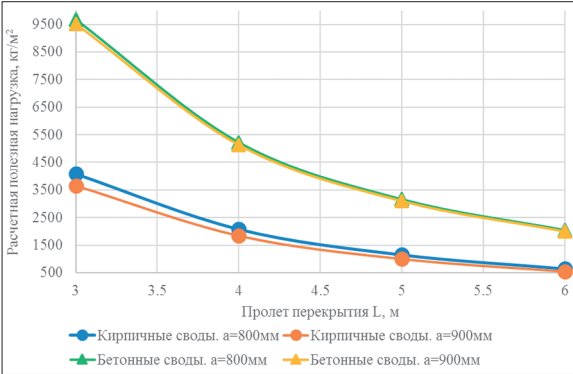


Иллюстрация 11. Предельная полезная нагрузка на перекрытие (без учета их собственного веса) в зависимости от пролета и материала сводов. Авторы: С. В. Кудрявцев, З. В. Беляева, К. С. Лещёв

Таблица 1. Результаты численных расчетов конструкций перекрытия

Материал свода	Шаг балок a, мм	Пролет L, м	M ₁ , т·м	M _{ult1} , т·м	g _{ult1} , т/м²	M², т·м	M _{ult2} , т·м	g _{ult2} , т/м²
Кирпичная кладка	800	3	0,87	3,46	3,988	0,9	4,13	4,589
		4	1,45		2,395	1,6		2,581
		5	2,13		1,632	2,5		1,652
		6	2,92		1,187	3,6		1,147
	900	3	0,97		3,592	1,01	4,213	4,161
		4	1,62		2,146	1,8		2,341
		5	2,37		1,461	2,81		1,498
		6	3,26		1,065	4,05		1,040
Бетон	800	3	0,34		10,247	0,9	9,14	10,156
		4	0,58		6,007	1,6		5,713
		5	0,86		4,012	2,5		3,656
		6	1,25		2,765	3,6		2,539
	900	3	0,33		10,435	1,01	10,13	10,005
		4	0,58		5,928	1,8		5,628
		5	0,93		3,711	2,81		3,602
		6	1,33		2,613	4,05		2,501

Стальные балки в составе перекрытия моделировались стержневыми конечными элементами, их сечение принято из горячекатаных рельсов Р33⁶. Модуль упругости стали принят $E_s = 2,1 \cdot 10^6$ кг/см², расчетное сопротивление стали принято $R_y = 1900$ кг/см².

Конструкции сводов моделировались пластинчатыми конечными элементами. Рассмотрен случай кирпичных и бетонных сводов. Модуль деформации кирпичной кладки свода принят $E_b = 3450$ кг/см², расчетное сопротивление кирпичной кладки сжатию принято $R = 6$ кг/см². Модуль деформации свода из бетона принят сниженным $E_b = 56\,500$ кг/см² в соответствии с указаниями⁷, расчетное сопротивление бетона сжатию $R_b = 85$ кг/см².

Все модели перекрытий загружались равномерно распределенной нагрузкой 1 т/м². Граничные условия опирания концов стальных балок приняты шарнирными.

Результаты численных расчетов моделей конструкций сведены в Таблицу 1. В ней M_1 и M_2 — изгибающие мо-

менты в стальных балках перекрытия, полученные из расчета МКЭ и простым аналитическим методом по формуле (3) соответственно; M_{ult1} , M_{ult2} — предельные изгибающие моменты для стальной балки из выражения (5) и для армокирпичного (сталебетонного) сечения из выражений (6), (7) соответственно; $g_{ult1} = M_{ult1}/M_1$ и $g_{ult2} = M_{ult2}/M_2$ — предельные нагрузки на перекрытия (включая и собственный вес конструкций перекрытия).

Собственный вес перекрытий такого типа обычно находится в диапазоне 380...480 кг/м² в зависимости от типа конструкции пола. В настоящей работе собственный вес конструкций пола и перекрытия принят 500 кг/м².

Из представленных данных видно, что предельная нагрузка на перекрытие, определенная по результатам оценки расчетных усилий в стальных балках перекрытия МКЭ и последующего их численного анализа с учетом развития ограниченных пластических деформаций, близка к значениям предельных нагрузок на перекрытие, вычисленным из условия работы перекрытия как ряда армокирпичных (сталебетонных) балок.

Значения дополнительных полезных нагрузок, которые могут быть восприняты перекрытиями такого типа, представлены на диаграмме (Иллюстрация 11).

6 ГОСТ 6726–53. Рельсы железнодорожные широкой колеи, промышленные, типа Р33.

7 СП 52-103-2007. Железобетонные монолитные конструкции зданий. М.: ФГУП «НИЦ «Строительство», 2007. 18 с.

Заключение

Анализируя полученные результаты сравнительных расчетов конструкций кирпичных и бетонных арочных сводов (сводиков) по стальным балкам, можно сделать следующие выводы.

- 1 Подобное конструктивное решение обладает достаточной несущей способностью для приспособления зданий ОКН к современному использованию. При этом в большинстве случаев несущая способность конструкций не уступает и даже превосходит многие современные сборные и монолитные железобетонные конструкции перекрытий.
- 2 Перекрытие по бетонным арочным сводам обладает несущей способностью примерно в два раза больше несущей способности перекрытия с кирпичными арочными сводами с теми же геометрическими характеристиками.
- 3 Оценивать несущую способность таких конструкций только из условия работы их стальных балок отдельно от кирпичной (бетонной) части сечения для целей реставрации исторических зданий недопустимо.
- 4 В практических инженерных расчетах рекомендуется рассматривать подобные конструкции как ряд армированных (сталебетонных) балок с жесткой арматурой, роль которой выполняют стальные балки перекрытия.
- 5 Предельные изгибающие моменты композитной армированной балки и сталебетонной балки с жесткой арматурой предлагается определять из выражений (6) и (7) соответственно.
- 6 Подобный подход унифицирует анализ работы и оценку несущей способности перекрытий как с бетонными, так и с кирпичными арочными сводами по металлическим балкам.

Список использованной литературы

- [1] Де-Рошефор Н. И. Иллюстрированное учебное пособие. — Петроград: Склад изд. у К. Л. Риккера, 1916. — 694 с.
- [2] Енкина Е. С., Туккия А. Л., Голых О. В. Оценка несущей способности металлических балок в составе кирпичных сводов // Молодой ученый. — 2020. — № 50 (340). — С. 79–81.
- [3] Енкина Е. С., Туккия А. Л., Мельников А. В., Голых О. В. Экспериментальные исследования работы металлических балок в составе сводчатого кирпичного перекрытия // Вестн. гражданских инженеров. — 2021. — № 2 (85). — С. 42–48.
- [4] Залесский В. Г. Архитектура. Краткий курс построения частей зданий. — М., 1904. — 582 с.
- [5] Исекеев И. Д., Трофимов А. В. Совершенствование методики расчета пологих железобетонных сводов, опирающихся на металлические балки // Молодой ученый. — 2018. — № 2 (188). — С. 25–31.
- [6] Исследование деформаций, расчет несущей способности и конструктивное укрепление древних распорных систем: метод. рекомендации / Науч.-исслед. проектная мастерская ВО «Союзреставрация». — М., 1989. — 171 с.
- [7] Кудрявцев С. В., Волков Е. М. Водонапорная башня федерального значения // Академический вестник УралНИИпроект РААСН. — 2016. — № 2 (29). — С. 75–81. — EDN WDCBAV.
- [8] Минасян Г. А. Прочность и несущая способность кирпичных сводов Монье // Вестн. НИЦ «Строительство». — 2020. — № 25 (2). — С. 89–95. — DOI: 10.37538/2224-9494-2020-2 (25) — 89–95.

- [9] Онищик Л. И. Каменные конструкции промышленных и гражданских зданий. — М.; Л.: Гос. изд-во строит. лит., 1939. — 208 с.
- [10] Орлович Р. Б., Новак Р., Ватин Н. И., Беспалов В. В. Оценка прочности кирпичебетонных прусских сводов // Инженерно-строительный журнал. — 2018. — № 6 (82). — С. 95–102. — DOI: 10.18720/МСЕ.82.9.
- [11] Пленарное заседание Петербургского международного экономического форума 7 июня 2024 г. (стенограмма). — URL: www.kremlin.ru/events/president/transcripts/74234 (дата обращения: 17.01.2025).
- [12] Пособие по проектированию железобетонных пространственных конструкций покрытий и перекрытий (к СП 52-117-2008*) / НИИЖБ им. А. А. Гвоздева — Институт ОАО «НИЦ «Строительство». — М., 2010. — 159 с.
- [13] Разживин А. В. Учет несущей способности бетонных сводов при поверочных расчетах сталебетонных перекрытий // Промышленное и гражданское строительство. — 2013. — № 3. — С. 45–46.
- [14] Руководство по проектированию и возведению каменных сводов двоякой кривизны / ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко Госстроя СССР. — М.: Стройиздат, 1976. — 32 с.
- [15] Руководство по проектированию железобетонных конструкций с жесткой арматурой / НИИЖБ Госстроя СССР, ЦНИИПромзданий Госстроя СССР. — М.: Стройиздат, 1978. — 55 с.
- [16] Семенов С. А., Камейко В. А. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Каменные и армокаменные конструкции. — М.: Изд-во лит. по строит-ву, 1968. — 175 с.
- [17] Фабричная К. А., Шарафутдинова К. И. К вопросу усиления сводов (типа «Монье») композитными материалами при реконструкции // Изв. КГАСУ. — 2019. — № 4 (50). — С. 210–219.
- [18] Фролов А. В., Зимин С. С., Фролова Е. В. Влияние жесткости кирпичного сводчатого заполнения на несущую способность балок // Синергия наук. — 2017. — № 10. — С. 580–592.
- [19] Kappendecke. — URL: <https://de.wikipedia.org/wiki/Kappendecke> (дата обращения: 17.01.2025).
- [20] Kekanovic M., Šumarac D., Glinovic D. et al. Problems of the design and construction of slab between floors // Tehnički vjesnik. — 2014. — № 21 (3). — Р. 631–638.
- [21] Kudrjavitsev S. Evaluation of the carrying capacity of the building structures in the industrial heritage for its adaptation // MATEC Web of Conferences. — 2018. — № 146 (02003). — DOI: 10.1051/mateconf/201814602003.

References

- [1] De-Roshefor» N.I. Ilyustrirovannoe urochnoe polozhenie. — Petrograd»: Sklad izd. u K. L. Rikкера, 1916. — 694 s.
- [2] Enkina E.S., Tukkiya A.L., Golyh O.V. Ocenka nesushchej sposobnosti metallicheskih balok v sostave kirpichnyh svodov // Molodoy uchenyj. — 2020. — № 50 (340). — S. 79–81.
- [3] Enkina E. S., Tukkiya A. L., Mel'nikov A. V., Golyh O. V. Eksperimental'nye issledovaniya raboty metallicheskih balok v sostave svodchatogo kirpichnogo perekrytiya // Vestn. grazhdanskikh inzhenerov. — 2021. — № 2 (85). — S. 42–48.
- [4] Zaleskij V. G. Arhitektura. Kratkij kurs postroeniya chastej zdaniy. — M., 1904. — 582 s.

- [5] Isekeev I.D., Trofimov A.V. Sovershenstvovanie metodiki rascheta pologih zhelezobetonnyh svodov, opirayushchihsya na metallicheskie balki // Molodoj uchenyj. — 2018. — № 2 (188). — S. 25–31.
- [6] Issledovanie deformacij, raschet nesushchej sposobnosti i konstruktivnoe ukreplenie drevnih raspornyh sistem: metod. rekomendacii / Nauch.-issled. proektnaya masterskaya VO «Soyuzrestavraciya». — M., 1989. — 171 s.
- [7] Kudryavcev S.V., Volkov E.M. Vodonapornaya bashnya federal'nogo znacheniya // Akademicheskij vestnik UralNIIPROEKT RAASN. — 2016. — № 2 (29). — S. 75–81. — EDN WDCBAV.
- [8] Minasyan G.A. Prochnost' i nesushchaya sposobnost' kirpichnyh svodov Mon'e // Vestn. NIC «Stroitel'stvo». — 2020. — № 25 (2). — S. 89–95. — DOI: 10.37538/2224-9494-2020-2 (25) — 89–95.
- [9] Onishchik L.I. Kamennye konstrukcii promyshlennyh i grazhdanskih zdaniy. — M.; L.: Gos. izd-vo stroit. lit., 1939. — 208 s.
- [10] Orlovich R.B., Novak R., Vatin N.I., Bepalov V.V. Ocenka prochnosti kirpichebetonnyh prusskih svodov // Inzhenerno-stroitel'nyj zhurnal. — 2018. — № 6 (82). — S. 95–102. — DOI: 10.18720/MCE.82.9.
- [11] Plenarnoe zasedanie Peterburgskogo mezhdunarodnogo ekonomicheskogo foruma 7 iyunya 2024 g. (stenogramma). — URL: www.kremlin.ru/events/president/transcripts/74234 (data obrashcheniya: 17.01.2025).
- [12] Posobie po proektirovaniyu zhelezobetonnyh prostranstvennyh konstrukcij pokrytij i perekrytij (k SP 52-117-2008*) / NIIZHB im. A.A. Gvozdeva — Institut OAO «NIC «Stroitel'stvo». — M., 2010. — 159 s.
- [13] Razzhivin A.V. Uchet nesushchej sposobnosti betonnyh svodov pri poverochnykh raschetah stalebetonnyh perekrytij // Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo. — 2013. — № 3. — S. 45–46.
- [14] Rukovodstvo po proektirovaniyu i vozvedeniyu kamennyh svodov dvoyakoj krivizny / CNIISK im. V.A. Kucherenko Gosstroya SSSR. — M.: Strojizdat, 1976. — 32 s.
- [15] Rukovodstvo po proektirovaniyu zhelezobetonnyh konstrukcij s zhestkoj armaturoj / NIIZHB Gosstroya SSSR, CNIIPromzdanij Gosstroya SSSR. — M.: Strojizdat, 1978. — 55 s.
- [16] Semencov S.A., Kamejko V.A. Spravochnik proektirovshchika promyshlennyh, zhilyh i obshchestvennyh zdaniy i sooruzhenij. Kamennye i armokamennye konstrukcii. — M.: Izd-vo lit. po stroitvu, 1968. — 175 s.
- [17] Fabrichnaya K.A., Sharafutdinova K.I. K voprosu usileniya svodov (tipa «Mon'e») kompozitnymi materialami pri rekonstrukcii // Izv. KGASU. — 2019. — № 4 (50). — S. 210–219.
- [18] Frolov A.V., Zimin S.S., Frolova E.V. Vliyanie zhestkosti kirpichnogo svodchatogo zapolneniya na nesushchuyu sposobnost' balok // Sinergiya nauk. — 2017. — № 10. — S. 580–592.
- [19] Kappendecke. — URL: <https://de.wikipedia.org/wiki/Kappendecke> (data obrashcheniya: 17.01.2025).
- [20] Kekanovic M., Šumarac D., Glinovic D. et al. Problems of the design and construction of slab between floors // Tehnički vjesnik. — 2014. — № 21 (3). — P. 631–638.
- [21] Kudryavtsev S. Evaluation of the carrying capacity of the building structures in the industrial heritage for its adaptation // MATEC Web of Conferences. — 2018. — № 146 (02003). — DOI: 10.1051/mateconf/201814602003.

Статья поступила в редакцию 12.02.2025.
Опубликована 30.03.2025.

Kudryavtsev Sergey V.

Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Ural Federal University named after the first President of Russia B.N. Yeltsin (UrFU), Institute of construction and architecture, Yekaterinburg, Russian Federation
e-mail: s.v.kudryavtsev@urfu.ru
ORCID ID: 0000-0001-8096-4421

Belyaeva Zoia V.

Candidate of Technical Sciences, Head of Department, Ural Federal University named after the first President of Russia B.N. Yeltsin (UrFU), Institute of Civil Engineering and Architecture, Yekaterinburg, Russian Federation
e-mail: z.v.beliaeva@urfu.ru
ORCID ID: 0000-0001-7807-7102

Leshchev Kirill S.

Scientific director of restoration works, architect-restorer, Architectural restoration workshop «RENAISSANCE», Yekaterinburg, Russian Federation
e-mail: lks.work@yandex.ru