

Р.Б. ОРЛОВИЧ¹, С.С. ЗИМИН², А.В. ГАЛАЛЮК³¹ООО «ПИ Георекострукция», г. Санкт-Петербург, Россия²ФГАУ ВО «Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого»,
г. Санкт-Петербург, Россия³Филиал РУП «ИНСТИТУТ БелНИИС» – «Научно-технический центр», г. Брест, Республика Беларусь

АНАЛИЗ РАБОТОСПОСОБНОСТИ ОПОРНЫХ УЧАСТКОВ КАМЕННЫХ СВОДОВ

Аннотация. В статье обосновывается, что в цилиндрических сводах с распалубками и крестовых сводах исторических зданий наиболее напряженными являются зоны опирания сводов на опорные конструкции (стены и столбы) и зоны сопряжения распалубок со сводами. В частности, в крестовых сводах наиболее нагруженными являются диагональные ребра, в которых сжимающие усилия действуют под углом 45° (именно в этом направлении каменная кладка обладает наименьшим сопротивлением сжатию), а поток сжимающих усилий в пределах диагоналей свода накапливается, достигая максимальных значений в его опорных пятах. Из чего делается вывод, что именно опорные консоли чаще всего определяют несущую способность крестового свода в целом. В статье даются приближенные расчетные зависимости для оценки несущей способности опорных консолей крестовых сводов и делается вывод, что наиболее точную картину напряженного состояния опорных консолей можно установить путем численного моделирования, а для оценки несущей способности необходимо использовать частные критерии прочности.

Ключевые слова: цилиндрические каменные своды, крестовые каменные своды, своды с распалубками, опорные консоли крестовых сводов, несущая способность каменных сводов, критерии прочности каменных сводов.

R.B. ORLOVICH¹, S.S. ZIMIN², A.V. HALALIUK³¹ООО «PI Georekonstrukcia», Saint-Petersburg, Russia²Saint-Petersburg State Polytechnical University, Saint-Petersburg, Russia,³Branch office of the RUE «Institute BelNIIS» – Scientific-Technical Center, Brest, Republic of Belarus

THE ANALYSIS OF EFFICIENCY OF SUPPORT AREA IN MASONRY VAULTS

Abstract. The article substantiates that in cylindrical vaults with stripping and cross vaults of historical buildings, the most stressed areas are the areas where the vaults rest on the supporting structures (walls and pillars) and the zones of interface between strippings and vaults. In particular, in cross vaults, the most loaded are the diagonal ribs, in which the compressive forces act at an angle of 45° (it is in this direction that the masonry has the least resistance to compression), and the flow of compressive forces within the diagonals of the vault accumulates, reaching maximum values in its supporting heels. From which it is concluded that it is the supporting consoles that most often determine the bearing capacity of the cross vault as a whole. The article gives approximate calculated dependences for assessing the bearing capacity of the supporting consoles of the cross vaults and concludes that the most accurate picture of the stress state of the supporting consoles can be established by numerical modeling, and to assess the bearing capacity, it is necessary to use particular strength criteria.

Keywords: cylindrical stone vaults, cross stone vaults, vaults with demouldings, supporting consoles of cross vaults, load-bearing capacity of stone vaults, strength criteria for stone vaults.

Введение

Каменные своды являются неотъемлемыми конструктивными элементами многих исторических зданий. Оценка их технического состояния является актуальной при ремонтах, реконструкции и модернизации зданий. Среди многообразия геометрических форм наиболее распространенными являются цилиндрические и крестовые своды, которые являются предметом настоящей работы. Из анализа технической и научной литературы следует, что большинство исследований сводов связано с оценкой напряженно-деформированного состояния и несущей способности их пролетных участков [1-7]. В то же время отсутствуют исследования весьма ответственных зон опирания сводов на каменные стены и колонны. Практика показывает, что именно эти участки в результате многолетней эксплуатации часто имеют опасные повреждения, которые могут быть вызваны перегрузками, динамическими воздействиями, вертикальными и горизонтальными смещениями опор или плохо выполненными ремонтными работами. Причиной повреждений может быть также деградация кладки из-за скопления дождевой воды в пазухах сводов, например, в результате протечек кровельного покрытия (рисунок 1 а).



Рисунок 1 - Пример повреждения опоры цилиндрического свода (а) и характер передачи опорного давления N со свода на стену (б)

Результаты анализа напряженного состояния сводов в опорных зонах

Расчет опорных зон каменных конструкций обычно сводится к проверке их прочности на сжатие перпендикулярно раствором швам [8]. В случае сводов сжимающее усилие N передается на каменную кладку опор под углом θ к горизонтальным раствором швам (рисунок 1 б). Его величина зависит от формы свода, отношения его пролета к высоте и колеблется в пределах $\theta = 30^\circ - 70^\circ$. Учитывая анизотропные свойства каменной кладки ее прочность на сжатие под указанными углами к горизонтальным раствором швам, а также модуль упругости могут существенно отличаться от нормативных значений. Вопросы прочности на сжатие каменной кладки под различными углами к горизонтальным раствором швам нашли отражение в ряде зарубежных и отечественных исследованиях [9-12]. Основные данные получены путем испытаний опытных образцов каменной кладки на сжатие при углах наклона горизонтальных растворяющих швов к сжимающему усилию $\theta = 0^\circ, 22,5^\circ, 45^\circ, 67,5^\circ$ и 90° . Исследовались образцы, изготовленные из щелевых и полнотелых керамических, силикатных и бетонных камней с применением различных строительных растворов. Установлено, что степень анизотропии прочности при сжатии каменной кладки, характеризуемое соотношением прочности на сжатие вдоль и поперек горизонтальных растворяющих швов, колеблется в пределах 0,35-0,75. Для кладки из полнотелого глиняного кирпича на известковом растворе, которая характерна для исторических зданий, степень анизотропии составляет 0,75. Наибольший практический интерес представляет изменение прочности кладки при сжатии для промежуточных значений углов $0^\circ < \theta < 90^\circ$.

Из рисунка 2 следует, что минимальные значения прочности при сжатии кладки имеют место при направлении сжимающего усилия N под углами $\theta = 20^{\circ}$ – 45° к горизонтальным растворным швам. При указанных углах разрушение опытных образцов кладки в основном происходило в результате сдвига в плоскости горизонтальных растворных швов. Объясняется это тем, что при действии сжимающего усилия под углами $0^{\circ} < \theta < 90^{\circ}$ на характер разрушения каменной кладки влияют возникающие в ней касательные напряжения в плоскости горизонтальных растворных швов, значения которых возрастают с уменьшением угла θ направления N к горизонтальным швам каменной кладки (рисунок 1 б). По сравнению с сжатием перпендикулярно горизонтальным растворным швам прочность кладки на сжатие в этих направлениях снижается в 4-5 раз. Подобная зависимость получена и для модуля упругости кладки, который при углах $\theta = 20^{\circ}$ – 45° снижается примерно на 25% [9].

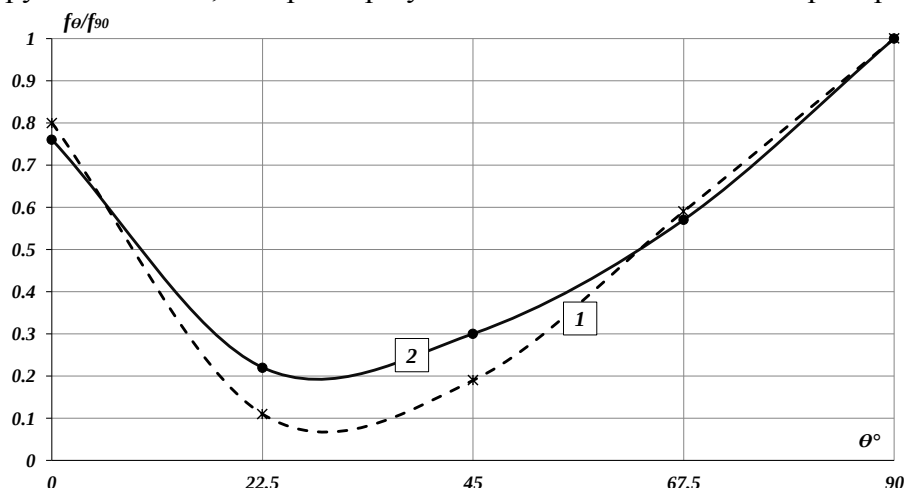


Рисунок 2 - Аппроксимирующие зависимости степени анизотропии прочности на сжатие f_{θ}/f_{90} каменной кладки согласно экспериментальным исследованиям [10, 11, 12] (кривая 1) и [9] (кривая 2)

Как известно с уменьшением соотношения стрелы подъема сводов к их пролету при одинаковой полезной нагрузке сжимающее усилие N возрастает (рисунок 1 б). Поскольку при углах $\theta = 20^{\circ}$ – 45° имеет место существенное снижение сопротивления кладки сжатию в опорной зоне, а также уменьшение ее модуля упругости, то одновременно со снижением несущей способности опорных участков происходит увеличение их податливости, что характерно для пологих сводов. При этом несущая способность опорных пят сводов, воспринимающих опорное давление N перпендикулярно горизонтальным растворным швам остается выше несущей способности опорных участков каменных стен и столбов.

Результаты анализа влияния распалубок на напряженное состояние сводов

В зонах опирания цилиндрических сводов на каменные стены в исторических зданиях обычно устраивались боковые проемы, которые оформлены в виде распалубок, образованных путем пересечения двух взаимно перпендикулярных цилиндрических поверхностей (обычно разного радиуса) [13-19]. Распалубки чаще всего устраивались над перемычками оконных либо дверных проемов при расположении верхней точки проема выше пята свода. Наличие распалубок может привести к неблагоприятному перераспределению опорного давления вдоль пят свода и их перегрузке. В связи с отсутствием в технической литературе сведений о взаимодействии распалубок со сводами авторами выполнены статические расчеты моделей согласно схемам на рисунке 3 [14]. Предварительно анализировалось напряженное состояние цилиндрического свода с полукруглыми проемами в его приопорных зонах без наличия распалубок.

Наличие проемов приводит к перераспределению сжимающих усилий вдоль продольной оси свода. Сжимающие напряжения в пятах свода концентрируются вблизи проемов (рисунок 3 а). Изменение направления траектории сжимающих напряжений в зоне

проемов вызывает в его шельге появление горизонтальных растягивающих напряжений, действующих по перевязанным сечениям кладки (рисунок 3 б). Из-за низкой прочности кладки на растяжение в этом направлении растягивающие напряжения могут вызвать трещины в сечении в направлении, перпендикулярном шельге проема.

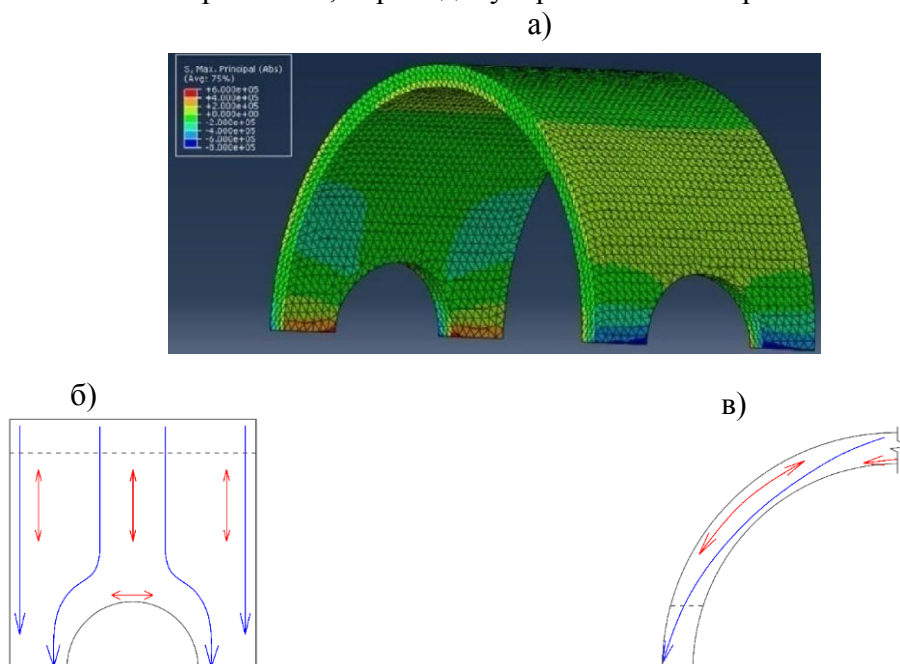


Рисунок 3 - Цилиндрический свод с полукруглым проемом в опорной зоне: фрагмент расчетной схемы МКЭ [14] (а), траектория сжимающих (голубые линии) и растягивающих (красные линии) напряжений на поверхности свода (б), и в его поперечных сечениях вне проема (в)

На рисунке 4 представлен случай распалубки с пятами, опираемыми совместно с пятами свода на стену. Траектории сжимающих напряжений на участках свода, расположенных вне распалубки, аналогичны, как и в модели на рисунке 3. Отличия касаются непосредственно зоны распалубки, которая существенно разгружает пята свода. При этом концентрация горизонтальных растягивающих напряжений наблюдается не в зоне сопряжения свода с проемом, а в шельге распалубки (рисунок 4 б).

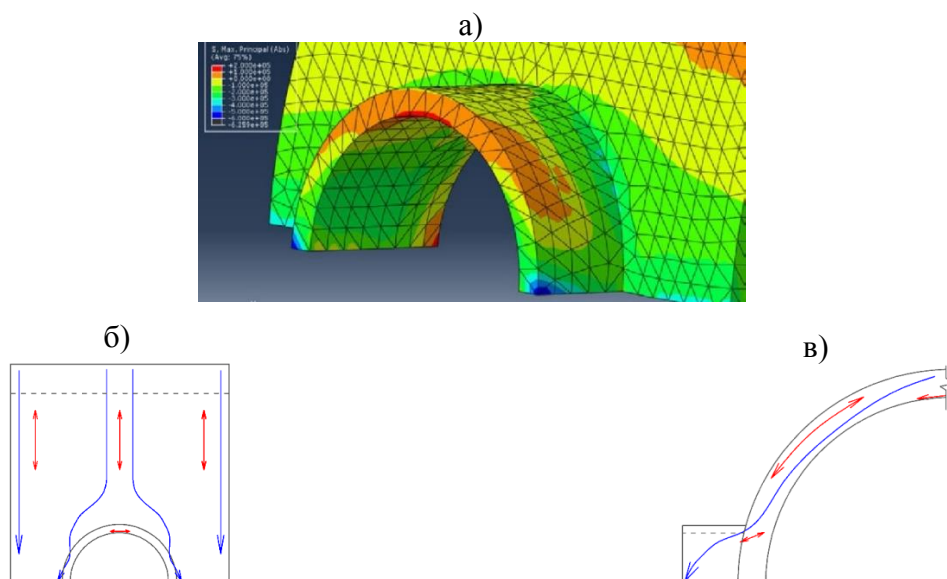
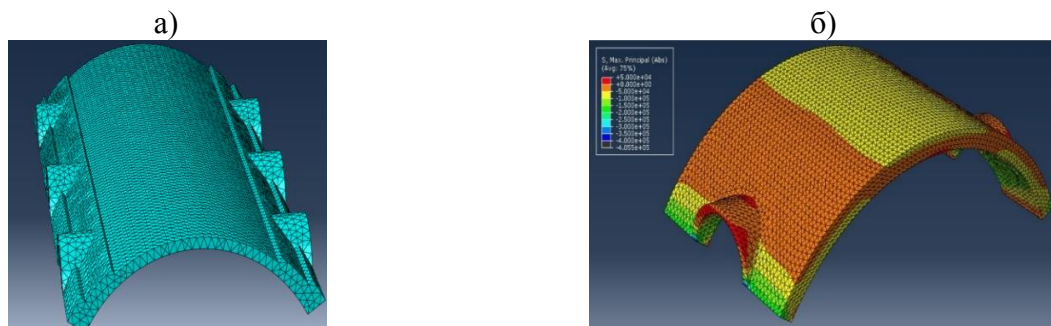


Рисунок 4 - Цилиндрический свод с распалубкой, опираемой на стену [14]: фрагмент расчетной схемы МКЭ (а), распределение напряжений на внешней поверхности свода и распалубки (б), распределение напряжений в поперечных сечениях свода и распалубки (в)

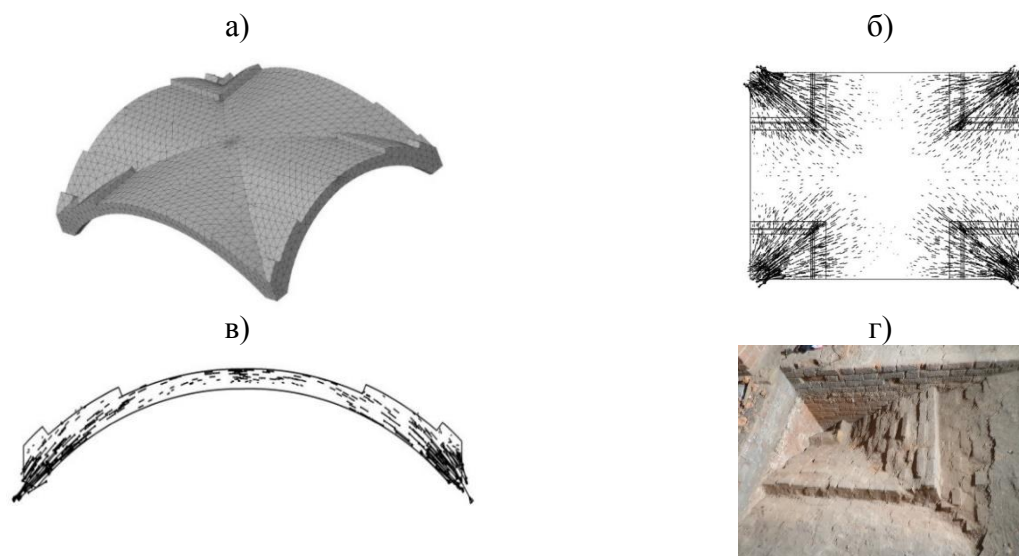
В исторических зданиях наиболее часто встречаются своды с распалубками без опорных пьест (рисунки 5 а). В этом случае распалубка работает как самостоятельный свод, опирающийся на основной свод. Наибольшая концентрация сжимающих напряжений в пьестах свода наблюдается в зоне его сопряжения с распалубкой. Поскольку наличие распалубок приводит к перегрузке расположенных между ними пьестов участка свода последние обычно имеют утолщения (рисунки 5 а).



Рисунки 5 – Конечнo-элементная модель цилиндрического свода с распалубками (а) с изополями напряжений (б) [14]

Результаты анализа напряженного состояния ребер крестовых сводов

Наряду с цилиндрическими в исторических зданиях часто встречаются крестовые своды. Последние, представляют собой прямоугольное или квадратное в плане перекрытие, образованное пересечением двух взаимно перпендикулярных цилиндрических сводов с одинаковой стрелой подъема и опирающиеся в четырех самых нижних точках, расположенных в углах прямоугольника или квадрата. Образованные пересечением сводов четыре распалубки объединены диагональными ребрами, которые опираются на каменные консоли (рисунки 6). При этом щечковые участки распалубок не сопрягаются с примыкающими к ним каменными стенами, а работают как свободно опертые на диагональные ребра цилиндрические своды переменного пролета. В связи с этим диагональные ребра являются наиболее нагруженными, а возникающие в них сжимающие усилия действуют не перпендикулярно к горизонтальным растворным швам, как это имеет место в распалубках, а под углом θ к ним (в случае квадратного в плане свода $\theta = 45^\circ$).



Рисунки 6 - Пространственная расчетная конечнo-элементная схема крестового свода (а) с траекториями главных сжимающих напряжений в плане (б) и в сечении диагонального ребра (в) по нижней поверхности крестового свода (а) и по толщине диагонального ребра (б) видом утолщения опорных пьест (г)

Согласно рисунку 2 именно в этом направлении каменная кладка обладает наименьшим сопротивлением сжатию. По этой причине в ряде исторических сводах диагональные ребра выполнялись как самостоятельные несущие элементы из камней специальной формы и повышенной прочности. Численные исследования показывают, что поток сжимающих усилий в пределах диагоналей свода накапливается, достигая максимальных значений в его опорных пятах (рисунок 6 б, в). В связи с этим последние обычно выполнялись утолщенными по сравнению с распалубками свода (рисунок 6 г).

Методы расчета каменных консолей крестовых сводов

Опирающие пят свода осуществляется на пирамидальные каменные консоли, форма которых является продолжением внутренней грани диагональных ребер. Крепление консолей к пересекающимся каменным стенам осуществляется путем перевязки их каменных кладок. Именно опорные консоли как наиболее нагруженные чаще всего определяют несущую способность крестового свода в целом. На рисунке 7 представлены некоторые из встречаемых в практике дефектов опорных консолей. Наряду с деградацией каменной кладки (рисунок 7 а) в практике часто встречаются случаи повреждения опорных консолей путем их недопустимого ослабления технологическими проемами для прокладки инженерных сетей (рисунок 7 б). Результатом таких повреждений может быть частичное или полное обрушение консолей и опирающихся на них участков крестового свода (рисунок 7 в, г).

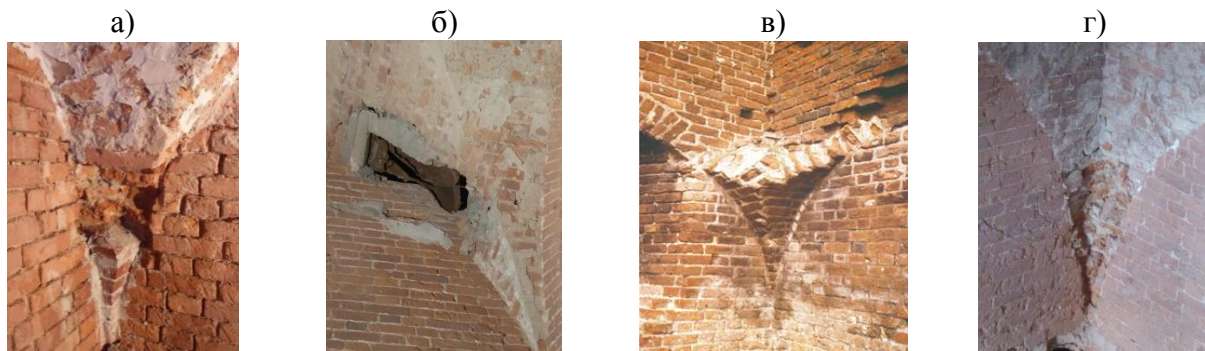


Рисунок 7 - Повреждения опорных консолей крестовых сводов в результате деградации каменной кладки (а), устройства технологических проемов (б) с видами их частичного (в) и полного обрушения (г)

В технической литературе отсутствуют методы расчета несущей способности рассматриваемых опорных консолей крестовых сводов. В соответствии с приведенной на рисунке 8 а расчетной схемой нормальное усилие N от диагональных ребер передается на консоли в виде двух составляющих: вертикального давления P и горизонтального усилия распора H . В этом случае несущую способность консолей приближенно можно определить из следующих условий:

- сжатия поперек горизонтальных растворных швов под действием опорного давления P на площади размером $a \times b$

$$P \leq R \cdot a \cdot b, \quad (1)$$

- среза по неперевязанному сечению кладки в плоскости опорной площадки размером $a \times b$

$$H \leq (R_{sq0} + kP/a \cdot b) a \cdot b, \quad (2)$$

- среза по перевязанному сечению кладки в вертикальных плоскостях треугольной формы, соединяющих консоли со стенами

$$P \leq R_{sq} (a + b) / 2 \cdot h, \quad (3)$$

где a, b, h - размеры консоли в соответствии с рисунком 8;

R, R_{sq}, R_{sq0} - прочность каменной кладки соответственно на сжатие перпендикулярно растворным швам, на срез по перевязанному и неперевязанному сечениям;

k - коэффициент трения в плоскости горизонтальных растворных швов.

Например, для вспарушенных крестовых сводов с доминирующим влиянием вертикальной составляющей P при расчетных значениях сопротивлений кладки $R = 1,35$ МПа, $R_{sq} = 1,1$ МПа несущая способность консоли с размерами $a \times b \times h = 20 \times 30 \times 80$ см определяется условием (1) и составляет $P_n = 100$ кН. Условие (2) отражает напряженное состояние консоли пологих сводов, когда определяющими ее несущую способность являются доминирующие горизонтальные усилия распора H (рисунок 8 а). Что касается условия (3) то в нем не учитывается неравномерность распределения касательных напряжений по площадкам среза равным $A = (a + b) / 2 \cdot h$, а также влияние нормальных к этим площадкам растягивающих напряжений σ . Последние определяются из приближенного условия (4):

$$\sigma = P (e_a / W_a + e_b / W_b), \quad (4)$$

где W_a и W_b – моменты сопротивления вертикальных площадок среза треугольной формы;

e_a и e_b - эксцентриситеты силы P относительно сторон a и b опорного основания (рисунок 8 а).

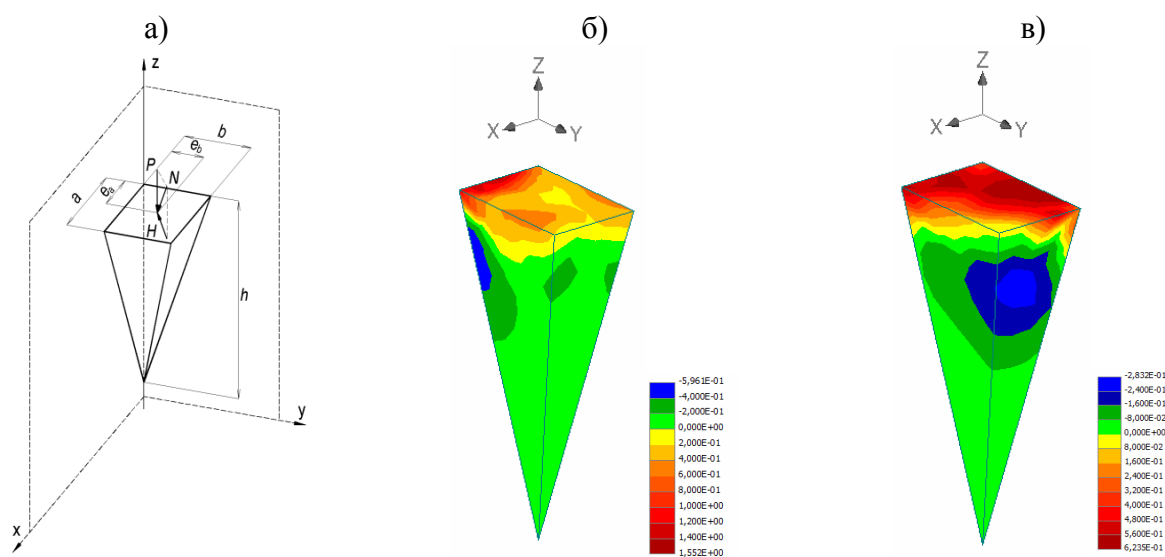


Рисунок 8 - Схема нагружения опорных консолей крестовых сводов (а) и результаты определения МКЭ напряжений σ_{xy} [МПа] (б) и τ_{xy} (в) в плоскостях сопряжения консолей со стенами

В связи с изложенным более точную картину напряженного состояния вертикальных площадок среза консолей можно установить путем численного моделирования методом МКЭ. Пример распределения нормальных σ_{xy} и касательных τ_{xy} напряжений в указанных площадках приведен на рисунке 8 б, в, из которых следует, что их концентрация имеет место в верхней зоне опорных консолей. В этом случае для оценки несущей способности необходимо использовать критерии прочности, учитывающие одновременное действие касательных и нормальных к площадке среза напряжений [20].

Выводы

Большинство исследований в области каменных сводов связано с оценкой напряженно-деформированного состояния и прочности пролетных участков сводов. Однако именно в зонах опирания сводов на опорные конструкции (стены и столбы) кладка может иметь наиболее опасные повреждения. В инженерной практике расчет опорных зон сводов обычно сводится к сравнению сжимающих напряжений с прочностью на сжатие перпендикулярно горизонтальным растворным швам, которая регламентирована в нормативной документации. Однако в цилиндрических сводах с распалубками сжимающие усилия передаются на кладку опор под углом $30^\circ - 70^\circ$, а минимальные значения прочности

при сжатии кладки имеют место при направлении сжимающего усилия под углами $\theta = 20^\circ - 45^\circ$ к горизонтальным растворным швам. Аналогичная закономерность характерна и для модуля упругости кладки, который при углах $\theta = 20^\circ - 45^\circ$ снижается примерно на 25 %, что приводит к увеличению податливости опорных участков.

В цилиндрических сводах с распалубками наибольшая концентрация сжимающих напряжений наблюдается в зоне сопряжения свода с распалубками. В частности, крестовые своды представляют собой четыре распалубки объединенные диагональными ребрами, которые опираются на пирамидальные каменные консоли. При этом диагональные ребра являются наиболее нагруженными, а возникающие в них сжимающие усилия действуют под углом $\theta = 45^\circ$. Именно в этом направлении каменная кладка обладает наименьшим сопротивлением сжатию. Поток сжимающих усилий в пределах диагоналей свода накапливается, достигая максимальных значений в его опорных пятах. Именно опорные консоли как наиболее нагруженные чаще всего определяют несущую способность крестового свода в целом. При этом в практике часто встречаются случаи повреждения опорных консолей путем их недопустимого ослабления технологическими проемами для прокладки инженерных сетей. Результатом таких повреждений может быть частичное или полное обрушение консолей и опирающихся на них участков крестового свода.

На сегодняшний день имеются только приближенные методы расчета каменных консолей крестовых сводов. Наиболее точную картину напряженного состояния опорных консолей сводов можно установить путем численного моделирования, а для оценки несущей способности необходимо использовать частные критерии прочности.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Исследование деформаций, расчет несущей способности и конструктивное укрепление древних распорных систем. Методические рекомендации. М.: Объединение Союзреставрация, 1989. 171 с.
2. Бернгард В.Р. Арки и своды: Руководство по устройству и расчету арочных и сводчатых перекрытий. С-Петербург: Типография Ю.Н. Эрлих, 1901. 128 с.
3. Физдель И.А. Дефекты в конструкциях, сооружениях и методы их устранения. М.: Стройиздат, 1987. 135 с.
4. Павлов В.В., Харьков Е.В. Восстановление работоспособности каменных арок и сводов // Вестник гражданских инженеров. 2017. № 6(65). С. 65-70.
5. Ahnert R., Krause K.H. Typische Baukonstruktionen von 1860 bis 1960 zur Beurteilung der vorhandenen Bausubstanz. Berlin, 2009. 360 p.
6. Jasieńko J., Tomasz Ł., Rapp P. Naprawa, konserwacja i wzmacnianie wybranych, zabytkowych konstrukcji ceglanych. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, 2006. 185 p.
7. Соколов Б.С., Павлов В.В., Хорьков Е.В. Конструктивно-технологические особенности восстановления эксплуатационной пригодности каменных сводчатых покрытий // Сб. ст. IV Международной (X Всероссийской) конференции НАСКР-2018. Чебоксары: Издательство Чувашского университета. 2018. С. 323-329.
8. СП 15.13330.2020. Каменные и армокаменные конструкции. Актуализированная редакция: утвержден Приказом Министерства регионального развития Российской Федерации (Минрегион России) от 29 декабря 2011 г. N 635/5: дата введения 1 января 2013 г. Москва: Минрегион России, 2012. 73 с.
9. Деркач В.Н., Галалюк А.В., Беспалов В.В. Несущая способность кирпичных сводов исторических зданий // Обследование зданий и сооружений: проблемы и пути их решения: Материалы VIII международной научно-практической конференции. 13 октября 2017 года. СПб.: Издательство Политехн. ун-та, 2017. С. 63-70.
10. Guggisberg R., Thurlimann B. Versuche zur Festlegung der Rechenwerte von Mauerwerksfestigkeiten. Zurich: Institut für Baustatik und Konstruktion, 1987. 61 p.
11. Mojsilović N.A. Discussion of masonry characteristics derived from compression tests // Proceedings of the 10th Canadian Masonry Symposium, Banff, Alberta, Canada, and June 8 – 12, 2005 / University of Calgary, Department of Civil Engineering. Calgary, 2005. Pp. 242 – 250.
12. Asteris P., Symakezis C. Strength of Unreinforced Masonry Walls under Concentrated Compression Loads // Practice Periodical Structural Design and Construction. 2005. No. 10(2). Pp. 133-140.
13. Беспалов В.В., Зимин С.С. Прочность каменной кладки сводчатых конструкций // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2016. № 11 (50). С. 37-51.

14. Зимин С.С., Беспалов В.В., Скрипченко И.В. Влияние распалубок на напряженное состояние каменных сводов // Обследование зданий и сооружений: проблемы и пути их решения: Материалы VIII международной научно-практической конференции. 13 октября 2017 года. СПб.: Издательство Политехн. ун-та, 2017. С. 133-144.
15. Skripchenko I., Bepalov V., Lukichev S., Zimin S. Unconventional cases of the stone vaults // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2017. No. 2 (53). С. 87-95.
16. Bepalov V., Orlovich R., Zimin S. Stress-strain state of brick masonry vault with an aperture // MATEC Web of Conferences 53, 01009. 2016. 6 p. doi:10.1051/mateconf/20165301009.
17. Зимин С.С., Беспалов В.В., Кокоткова О.Д. Сводчатые конструкции исторических зданий // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2015. № 2 (29). С. 57-72.
18. Зимин С.С., Беспалов В.В., Казимирова А.С. Расчетная модель каменной арокной конструкции // Вестник Донбасской национальной академии строительства и архитектуры. 2015. № 3 (113). С. 33-37.
19. Орлович Р.Б., Беспалов В.В., Семенова М.Д. О совместной работе каменных арок и стен // Строительство и реконструкция. 2018. № 5 (79). С. 32-39.
20. Орлович Р.Б., Деркач В.Н. Критерии прочности, применяемые в зарубежной практике расчета и проектирования каменных конструкций // Известия высших учебных заведений. Строительство. 2011. № 6. С. 101-106.

REFERENCES

1. Issledovanie deformacij, raschet nesushchej sposobnosti i konstruktivnoe ukreplenie drevnih raspornyh sistem. Metodicheskie rekomendacii. M.: Ob"edinenie Soyuzrestavratsiya, 1989. 171 p.
2. Bergard V.R. Arki i svody: Rukovodstvo po ustrojstvu i raschetu arochnyh i svodchatyh perekrytij. S-Peterburg: Tipografiya YU.N. Erlih, 1901. 128 p.
3. Fizdel' I.A. Defekty v konstrukciyah, sooruzheniyah i metody ih ustraneniya. M.: Strojizdat, 1987. 135 p.
4. Pavlov V.V., Har'kov E.V. Vosstanovlenie rabotosposobnosti kamennyh arok i svodov // Vestnik grazhdanskih inzhenerov. 2017. No. 6(65).Pp. 65-70.
5. Ahnert R., Krause K.H. Typische Baukonstruktionen von 1860 bis 1960 zur Beurteilung der vorhandenen Bausubstanz. Berlin, 2009. 360 p.
6. Jasięko J., Tomasz Ł., Rapp P. Naprawa, konserwacja i wzmacnianie wybranych, zabytkowych konstrukcji ceglanych. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, 2006. 185 p.
7. Sokolov B.S., Pavlov V.V., Hor'kov E.V. Konstruktivno-tekhnologicheskie osobennosti vosstanovleniya ekspluatatsionnoj prigodnosti kamennyh svodchatyh pokrytij // Сб. ст. IV Mezhdunarodnoj (H Vserossijskoj) konferencii NASKR-2018. СЕbеboksary: Izdatel'stvo CHuvashskogo universiteta. 2018. Pp. 323-329.
8. SP 15.13330.2020. Kamennye i armokamennye konstrukcii. Aktualizirovannaya redakciya: utverzhden Prikazom Ministerstva regional'nogo razvitiya Rossijskoj Federacii (Minregion Rossii) ot 29 dekabrya 2011 g. N 635/5: data vvedeniya 1 yanvarya 2013 g. Moskva: Minregion Rossii, 2012. 73 p.
9. Derkach V.N., Galalyuk A.V., Bepalov V.V. Nesushchaya sposobnost' kirpichnyh svodov istoricheskikh zdaniy // Obsledovanie zdaniy i sooruzhenij: problemy i puti ih resheniya: Materialy VIII mezhdunarodnoj nauchno-prakticheskoy konferencii. 13 oktyabrya 2017 goda. SPb.: Izdatel'stvo Politekhn. un-ta, 2017. Pp. 63-70.
10. Guggisberg R., Thurlimann B. Versuche zur Festlegung der Rechenwerte von Mauerwerksfestigkeiten. Zurich: Institut fur Baustatik und Konstruktion, 1987. 61 p.
11. Mojsilović N.A. Discussion of masonry characteristics derived from compression tests // Proceedings of the 10th Canadian Masonry Symposium, Banff, Alberta, Canada, and June 8 – 12, 2005 / University of Calgary, Department of Civil Engineering. Calgary, 2005. Pp. 242-250.
12. Asteris P., Symakezis C. Strength of Unreinforced Masonry Walls under Concentrated Compression Loads // Practice Periodical Structural Design and Construction. 2005. No. 10(2). Pp. 133-140.
13. Bepalov V.V., Zimin S.S. Prochnost' kamennoj kladki svodchatyh konstrukcij // Stroitel'stvo unikal'nyh zdaniy i sooruzhenij. 2016. No. 11 (50). Pp. 37-51.
14. Zimin S.S., Bepalov V.V., Skripchenko I.V. Vliyanie raspalubok na napryazhennoe sostoyanie kamennyh svodov // Obsledovanie zdaniy i sooruzhenij: problemy i puti ih resheniya: Materialy VIII mezhdunarodnoj nauchno-prakticheskoy konferencii. 13 oktyabrya 2017 goda. SPb.: Izdatel'stvo Politekhn. un-ta, 2017. Pp. 133-144.
15. Skripchenko I., Bepalov V., Lukichev S., Zimin S. Unconventional cases of the stone vaults // Stroitel'stvo unikal'nyh zdaniy i sooruzhenij. 2017. No. 2 (53). Pp. 87-95.
16. Bepalov V., Orlovich R., Zimin S. Stress-strain state of brick masonry vault with an aperture // MATEC Web of Conferences 53, 01009. 2016. 6 p. doi:10.1051/mateconf/20165301009.
17. Zimin S.S., Bepalov V.V., Kokotkova O.D. Svodchatye konstrukcii istoricheskikh zdaniy // Stroitel'stvo unikal'nyh zdaniy i sooruzhenij. 2015. No. 2 (29). Pp. 57-72.
18. Zimin S.S., Bepalov V.V., Kazimirova A.S. Raschetnaya model' kamennoj arochnoj konstrukcii // Vestnik Donbasskoj nacional'noj akademii stroitel'stva i arhitektury. 2015. No. 3 (113). Pp. 33-37.

19. Orlovich R.B., Bepalov V.V., Semenova M.D. O sovmestnoj rabote kamennyh arok i sten // Stroitel'stvo i rekonstrukciya. 2018. No. 5 (79). Pp. 32-39.

20. Orlovich R.B., Derkach V.N. Kriterii prochnosti, primenyaemye v zarubezhnoj praktike rascheta i proektirovaniya kamennyh konstrukcij // Izvestiya vysshih uchebnyh zavedenij. Stroitel'stvo. 2011. No. 6. Pp. 101-106.

Информация об авторах:

Орлович Роман Болеславович

ООО «ПИ Геореконструкция», г. Санкт-Петербург, Россия,
доктор технических наук, профессор, научный консультант.

E-mail: orlowicz@mail.ru

Зимин Сергей Сергеевич

ФГАУ ВО «Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого»,
г. Санкт-Петербург, Россия,
кандидат технических наук, доцент Высшей школы промышленно-гражданского и дорожного строительства
Инженерно-строительного института СПбПУ.

E-mail: zimin_sergei@mail.ru

Галалиук Антон Владимирович

Филиал РУП «ИНСТИТУТ БелНИИС» – «Научно-технический центр», г. Брест, Республика Беларусь,
начальник отдела.

E-mail: Halaliuk@mail.ru

Information about authors:

Orlovich Roman B.

Chief Engineer of the company «PI Georekonstrukciya», Saint-Petersburg, Russia,
doctor of technical sciences, professor, scientific consultant.

E-mail: orlowicz@mail.ru

Zimin Sergey S.

Peter the Great St. Petersburg Polytechnic University, Saint-Petersburg, Russia,
candidate of technical sciences, assistant professor of the Higher School Industrial, Civil and Highway Engineering of
the Civil Engineering Institute.

E-mail: zimin_sergei@mail.ru

Halaliuk Anton V.

Branch office of the RUE «Institute BelNIIS» – Scientific-Technical Center, Brest, Belarus,
head of department.

E-mail: Halaliuk@mail.ru