

DOI: 10.12737/article_5ac24a28ee4142.58664124

Донченко О.М., канд. техн. наук, проф.,
Дегтев И.А., канд. техн. наук, проф.,
Тарасенко В.Н., канд. техн. наук, доц.

Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова

ИЗГИБ И РАСТЯЖЕНИЕ КАМНЯ ПРИ ЦЕНТРАЛЬНОМ СЖАТИИ КЛАДКИ

tarasenko.vn@bstu.ru

Приведен анализ точности различных подходов к определению растягивающих напряжений от изгиба камня в сжатой кладке. Изложен разработанный авторами метод определения растягивающих напряжений в камне в зависимости от его изгиба и разности деформативных свойств материалов.

Приведено объяснение сложного деформативно-прочностного состояния раствора горизонтальных швов в каменной кладке при силовом сжатии. Показаны основные причины их резкой структурной неоднородности, вызывающей изгиб и снижение прочности камня при сжатии. Приведена аналитическая зависимость структурной неоднородности растворной постели от прочности раствора на сжатие и растяжение.

Получены расчетные зависимости разработанного метода и действительные относительные величины поперечных растягивающих напряжений в камне и сжимающих в растворе.

Ключевые слова: каменная кладка, строительный раствор, сжатие кладки, изгиб, структурная неоднородность раствора.

Введение. Неудовлетворительное использование высокой прочности на сжатие традиционного глиняного и силикатного кирпича (каменя) в кладке, работающей в условиях силового кратковременного сжатия, является объектом постоянного внимания исследователей, проектировщиков и строителей. Даже в кладке, сжимаемой на опорных гранях однородно – равномерным сжатием, прочность кирпича (каменя), определенная при центральном сжатии его стандартного образца, используется всего лишь в пределах 30–40 % и только в исключительно благоприятных случаях (вибрирование) может достигать 60–65 %.

По мнению многих исследователей, такая неэффективность использования высокой прочности камня в сжатой кладке объясняется не его возможными дефектами и системой перевязки швов, а несовершенством принятых в настоящее время нормативных методов расчета каменной кладки [1] с традиционными строительными растворами, основанных на расчетной схеме камня, находящегося в условиях только равномерного центрального сжатия. Действительно, многочисленными экспериментами установлено и уже не является дискуссионным сложное пространственное деформативно-напряженное состояние (НДС) камня в кладке на всех стадиях работы – от начала трещинообразования и до исчерпания ее сопротивления.

Поэтому многие исследователи считают, что камень (кирпич) в кладке работает не на центральное сжатие, а на сжатие с изгибом или внецентренное сжатие с растяжением, а некоторые утверждают, что даже и на срез. Изгиб и

внецентренное сжатие камня в центрально сжатой кладке физически возможны при неоднородных по его площади нагрузке и растворном основании, а срез камня может происходить лишь при протяженных пустотах в растворе горизонтальной постели, что не подтверждается в экспериментах.

Методология. Действительно, многочисленными экспериментами [2–7, 10, 11] установлен и подтвержден существенный изгиб камня (кирпича) даже в центрально сжатой кладке. Этот изгиб кирпича обусловлен общеизвестной резкой структурной неоднородностью раствора горизонтальных швов кладки, которая характерна не только для отдельных рядом расположенных камней, но и для всей площади каждого из них.

Структурная неоднородность растворной горизонтальной постели в каменной кладке вызывается целым рядом закономерных и случайных факторов:

- возможным неудовлетворительным перемешиванием раствора;
- возможной негоризонтальностью укладки камней;
- наличием на некоторых участках под и над камнем отдельных небольших пустот и мест отсутствующего контакта (отслоений) раствора с камнем;
- повышенной на отдельных сухих участках всасывающей способностью камня, отбирающего воду у неокрепшего сырого раствора;
- отсутствием на отдельных участках раствора необходимой водоудерживающей способности.

О значительной величине такой структурной неоднородности растворной постели свидетельствуют результаты проведенных многочисленных исследований и рентгенограммы, показавшие что даже в пределах одного кирпича плотность раствора изменяется в очень широких пределах: от обычных в 1,5–1,65 и даже до 2,0–2,25 раз. Естественно, что точно также должна изменяться и величина начального модуля деформации E_0 этих участков раствора, а, следовательно, и жесткость, деформация и отпор растворного основания под отдельными участками кирпича, что должно вызывать его изгиб в кладке, нагруженной силовым сжатием.

Попытки определения напряжений растяжения при изгибе кирпича в сжатой кладке осуществлялись многими исследователями. Некоторые из них представляли кирпич как жесткую упругую пластину, лежащую на линейно-упругом однородном Винклеровском основании и нагруженную неравномерно распределенной нагрузкой в виде квадратной параболы, синусоиды или треугольника с центром, совпадающим с центром длины кирпича. Используя классический аппарат для расчета балок на упругом однородном основании в виде дифференциального уравнения $\frac{EJ d^4y}{dx^4} = g$ и вводя обозначение $\beta = \sqrt[4]{\frac{K}{4EJ}}$, где K – коэффициент основания (постели), они при помощи гиперболических функций находили растягивающие напряжения от изгиба кирпича, синхронно увеличивающиеся с увеличением нагружения кладки. Однако, даже при исчерпани прочностных соотношения этих растягивающих напряжений $\alpha = \sigma_p/g$ по сравнению с сжимающими, были столь малы, что они при определении прочностных соотношений в расчет не принимались.

Другие рассматривали кирпич тоже как жесткую упругую изгибаемую пластину, нагруженную равномерно распределенной нагрузкой и опирающуюся на две крайние симметрично расположенные относительно центра длины кирпича опоры из линейно-упругого Винклеровского основания, пространство горизонтального шва между которыми вообще свободно от какого-либо раствора на длине, составляющей до 70 % от длины кирпича. Получаемые при этом синхронно напряжения растяжения были столь велики по сравнению со сжатием кирпича, что он уже должен был разрушаться не от сжатия, а от растяжения, прочность на которое у него всегда на порядок меньше прочности на сжатие.

Основная часть. Естественно, что такие чисто детерминированные модели НДС кирпича,

как и полное отсутствие раствора на протяженных участках его площади, явно противоречащее физике явления, являются весьма грубыми приближениями к его действительной работе в центрально сжатой кладке и поэтому не могут являться основой для более точных подходов к теоретическому решению искомой задачи. Здесь необходимы новые и более точные приближения к действительной физике явления, учитывающие стохастический характер структурной неоднородности горизонтальной растворной постели кирпича.

Одним из таких новых подходов к аналогичным явлениям может послужить принятый для расчета фундаментных балок крупнопанельных жилых зданий, лежащих на неоднородных грунтах, метод переменных коэффициентов жесткости и отпора неоднородных оснований [8], использующий простейшие стохастические зависимости, отражающие случайный характер распределения этих коэффициентов.

В качестве основной модели такого подхода рассматривается жесткая упругая пластинка, лежащая на неоднородном упругом основании с переменными коэффициентами его жесткости, изменяющимися плавно по закону косинуса от крайних опор пластины к центру ее длины, нагруженной равномерно распределенной нагрузкой. Коэффициенты жесткости основания при этом изменяются – уменьшаются или увеличиваются по величине по простейшим стохастическим зависимостям в пределах от 1,0 до 2,0–2,5 раз в соответствии с соответствующим изменением величины начального модуля деформаций этих участков основания E_0 .

Общая длина участка пластины с изменяющимися коэффициентами жесткости по этой модели не должна превышать $1/\pi$ ее общей длины. Все это приводит к симметричному относительно центра ее длины прогибу или выгибу, как это приведено на рис. 1 и 2.

Таким образом, при расчете отдельных стен или балок здания непрерывное неоднородное основание моделируется совокупностью бесконечного множества не связанных друг с другом опорных стержней, жесткости которых характеризуются соответствующими величинами C и C_{cp} , равными отношению нагрузки g к начальному модулю деформации основания E_0 , т.е.

$$C_{cp} = g/E_0.$$

Аналитический аппарат рассматриваемого метода, использующего два общеизвестных коэффициента постели основания (на сжатие и сдвиг) и тригонометрические функции, достаточно условен и громоздок. Максимальные зна-

чения искомых усилий: изгибающего момента M_{\max} и поперечной силы Q_{\max} определяются по формулам:

$$M_{\max} = \pm 2 \cdot m_i \cdot \lambda_i^2 \text{ и } Q_{\max} = \pm m_i \cdot \lambda_i, \quad (1)$$

где m_i – параметр этого метода, кг/см, при том он равен

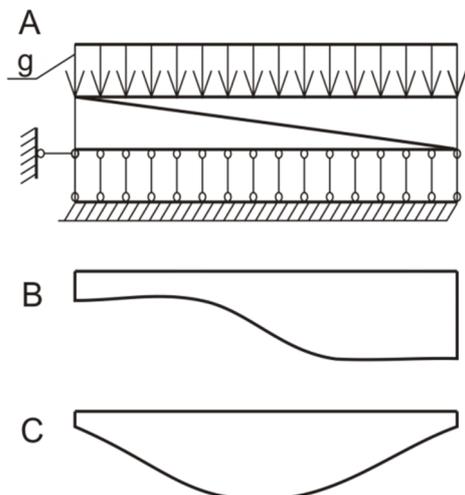


Рис. 1. Расчетная схема неоднородного упругого основания: А – пластина на непрерывном неоднородном основании, сжимаемая равномерно распределенной нагрузкой; В – эпюра коэффициентов жесткости основания при сжатии; С – тоже, при сдвиге.

Остальные вспомогательные величины этого расчета определяются так:

при $\xi \leq 1$

$$C(\xi) = C_{cp}(1 \pm \beta \pi \xi); \quad (3)$$

при $\xi > 1$

$$C(\xi) = C_{cp}(1 \mp \beta), \quad (4)$$

где $\xi = X/\ell$, – безразмерная координата; ℓ , – полудлина участка с переменным коэффициентом жесткости, определяемая по формуле

$$\ell = \pi \cdot \sqrt[4]{\frac{EI}{C_{cp}(1-\beta^2) \cdot (1 + \frac{\pi^2}{4})}} \leq \ell, \quad (5)$$

где ℓ – полудлина пластины (балки); β – стохастический коэффициент, характеризующий степень изменчивости жесткости основания:

$$\beta = \frac{\gamma - 1}{\gamma + 1}, \quad (6)$$

где γ – степень изменчивости сжимаемости основания в пределах стены (балки)

$$\gamma = \frac{E_0^{\max}}{E_0^{\min}}. \quad (7)$$

$$m_i = \frac{g \cdot \beta}{1 + (1 - \beta^2) \cdot C_{cp} \cdot \left[\left(1 + \frac{\pi^2}{4} \right) \cdot \frac{\lambda_i^4}{E_0 I} + \frac{\lambda_i^2}{G \cdot F} \right]}; \quad (2)$$

$E_0 I$ и GF – соответственно, изгибная и сдвиговая жесткость пластины (балки).

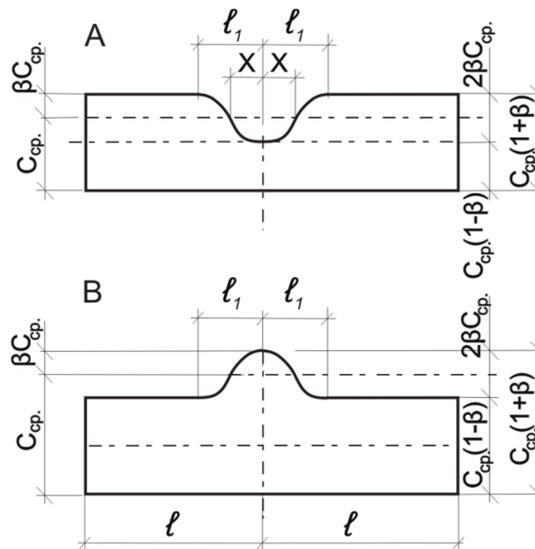


Рис. 2. Расчетные эпюры коэффициента жесткости неоднородного основания: А – при расчете прогиба; В – при расчете выгиба

Здесь E_0^{\max} и E_0^{\min} – соответственно, наибольшее и наименьшее значение начального модуля деформации основания в пределах контура стены (балки).

В силу недостаточной приближенности и определенной условности рассматриваемого метода, устанавливающей, что участок изменяющихся коэффициентов жесткости основания не может быть более $1/\pi = 0,318$ длины пластины (балки), получаемые значения растягивающих напряжений от ее изгиба оказываются столь малы, что в расчете пластины могут не учитываться. Да и громоздкость расчетов в тригонометрических функциях усложняет инженерные расчеты.

Более приближенным к действительности и точным, а по форме и менее сложным является разработанный нами после многолетних исследований каменной кладки [2–4] в БГТУ им. В.Г. Шухова метод определения растягивающих напряжений в камне (кирпиче) от изгиба в сжатой кладке, основанный на переменных коэффициентах жесткости не только основания, но и величины распределенной сжимающей нагрузки, что в наибольшей мере соответствует его работе и НДС в кладке. При этом, изменение

коэффициентов жесткости основания и величины неравномерно распределенной сжимающей нагрузки описываются не тригонометрическими нелинейными, а линейными алгебраическими функциями, как это показано на рис. 3.

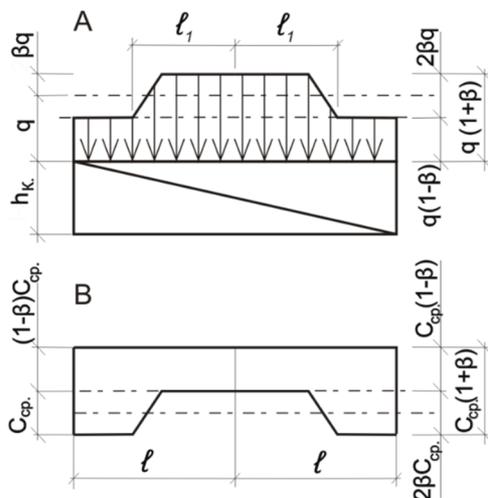


Рис. 3. Расчетные эпюры переменных коэффициентов: А – нагрузки на камень; В – жесткости неоднородного основания

Аналитический аппарат разработанного нами метода основан на использовании только одного коэффициента сжатия основания, линейных функций изменения переменных коэффициентов жесткости основания, диаметрально для наихудшего положения работы камня противоположного линейному изменению величины сжимающей нагрузки, и уже ранее приведенных простейших случайных функций изменения переменных коэффициентов жесткости основания и нагрузки.

Максимальное значение изгибающего момента равно

$$M_{\max} = \frac{g(1+\beta)\lambda \cdot \ell_k \cdot c}{24}, \quad (8)$$

где λ – классическая характеристика балки (пластины), лежащей на упругом основании, равная

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{4E_k \cdot I_k}{\eta \cdot E_p^0}} \leq 0,6 \ell_k; \quad (9)$$

ℓ_k – длина ложка или тычка кирпича (камня); c – коэффициент перехода от камня к пластине, определяемый согласно теории упругости по зависимости

$$c = 1 + \frac{1}{1 + 0,5 \left(\frac{\ell_k}{h_k}\right)^3}; \quad (10)$$

η – коэффициент снижения величины начального модуля упругости раствора при деформировании кладки.

В нашем случае коэффициент β также определяется по зависимости (6), а входящий в нее

коэффициент γ устанавливается по найденной нами ранее зависимости

$$\gamma = 1 + 5 \cdot \sqrt[4]{\frac{R_p}{E_p^0}}, \quad (11)$$

которая характеризует уровень структурной неоднородности раствора горизонтальной постели, зависящей от его деформативно – прочностных свойств.

Получаемые по такому расчету соотношения напряжений растяжения к напряжениям сжатия при изгибе камня (кирпича) в кладке, синхронно увеличивающиеся в зависимости от стадии ее напряженно - деформированного состояния и прочности раствора, изменяются от 0,25 до 0,50, как в продольном, так и в поперечном направлении камня.

Другие менее значительные, но явные растягивающие напряжения в камне в сжатой кладке вызваны разной степенью деформативных свойств раствора и камня. Общеизвестно, что коэффициент Пуассона ν_p у упруго – пластичного раствора значительно больше аналогичного коэффициента ν_k у упругого кирпича (камня), что при сжатии кладки вызывает у кирпича поперечные растягивающие деформации, а у раствора, наоборот, сжимающие.

Поэтому кирпич в сжатой кладке на традиционных строительных растворах подвергается сжатию в вертикальном направлении и растяжению в поперечных направлениях, а раствор при этом находится в сложном трехстороннем пространственном сжатии.

Определение поперечных растягивающих напряжений в кладке, а сжимающих – в растворе можно найти приближенно по следующей расчетной схеме (рис. 4).

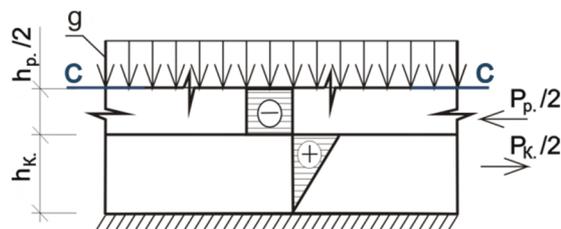


Рис. 4. Характер распределения усилий и напряжений в камне и растворе при однородных основании и нагрузке

Записывая уравнения равновесия и совместности деформаций по линии С – С на контакте двух пластин, имеем

$$P_k = P_p \quad \text{и} \quad \epsilon_k = \epsilon_p. \quad (12)$$

Учитывая, что относительные поперечные деформации камня ϵ_k и раствора ϵ_p слагаются из свободных ϵ^0 и вынужденных компонентов

ε_k^B и ε_p^B , уравнение (12) можно представить в виде

$$\varepsilon_k^O + \varepsilon_k^B = \varepsilon_p^O - \varepsilon_p^B, \quad (13)$$

решая которое с учетом:

$$\varepsilon_k^O = \frac{v_k^O g}{E_k^O}; \quad \varepsilon_k^B = \frac{P_k}{h_k E_k^O} \quad \text{и} \quad \varepsilon_p^O = \frac{v_p^O g}{E_p^O}; \quad \varepsilon_p^B = \frac{P_p}{h_p E_p^O} \quad (14)$$

после несложных преобразований в виде

$$\frac{P_k}{h_k} = \sigma_{kp}; \quad \frac{P_p}{h_p} = \sigma_{p.c.}; \quad \alpha_{k.p.} = \frac{\sigma_{k.p.}}{g}; \quad \alpha_{p.c.} = \frac{\sigma_{p.c.}}{g}$$

$$\text{и} \quad n'_k = \frac{E_k^O}{E_p} = \sigma_{kp}, \quad (15)$$

имеем следующие зависимости соотношений напряжений продольного и поперечного растяжения к сжатию в камне и сжимающих напряжений в растворе от разной степени деформативных свойств этих материалов в сжатой кладке в виде

$$\alpha_{k.p.} = + \frac{(v_p^O n'_k - v_k^O)}{1 + \frac{n'_k}{t}} \quad \text{и} \quad \alpha_{p.c.} = - \frac{(v_p^O n'_k - v_k^O)}{n'_k + t}, \quad (16)$$

где n'_k – соотношение начальных модулей деформации камня и раствора, равное $n'_k = \frac{E_k^O}{E_p}$, t – соотношение высоты горизонтальных растворных швов и высоты камня, равное $t = \frac{h_p}{h_k}$.

Получаемые при этом горизонтальные поперечные растягивающие напряжения в кирпиче в зависимости от прочности раствора составляют от 0,075 до 0,15 от величины его вертикального сжатия при исчерпании прочности кладки, а в растворе, наоборот, сжимающие и уже более значительные, вплоть до 0,45–0,50 от вертикального сжатия.

Выводы. Таким образом, приведенными многолетними экспериментально – теоретическими исследованиями [2–4] подтверждено сложное пространственное деформативно-прочностное состояние камня (кирпича) и раствора горизонтальных швов в сжатой кладке, при котором с ее нагружением вместе с вертикальным сжатием синхронно в поперечных горизонтальных направлениях возникают: в кирпиче двухсторонние растягивающие напряжения от его изгиба и разности деформативных свойств с раствором в соотношении 0,35–0,65, а в растворе от той же разности, но уже сжимающие с соотношением в 0,45–0,75, что и приводит к снижению прочности кирпича и повышению прочности раствора.

И поскольку камень в сжатой кладке находится в сложном состоянии вертикального сжатия и двухстороннего поперечного растяжения, а раствор горизонтальных швов – в состоянии

трехстороннего сжатия, их расчеты должны осуществляться на основании более верных и сложных теорий прочности [8, 9].

Источник финансирования. Программа развития опорного университета на базе БГТУ им. В.Г. Шухова.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК:

1. СНиП II-22-81* Каменные и армокаменные конструкции // Госстрой России. М.: ФГУП ЦПП, 2004.
2. Донченко О.М., Дегтев И.А. Экспериментальные исследования деформирования и сопротивления кладки из силикатного кирпича на различных растворах при центральном сжатии // В сб.: Строительные конструкции и инженерные сооружения. Сборник трудов МИСИ, БТИСМ. М.: МИСИ, 1982. С. 3–10.
3. Донченко О.М., Дегтев И.А. К развитию теории трещиностойкости и сопротивления кладки при сжатии // Известие Вузов. Строительство. 2000. №10. С. 16–20.
4. Construction of a nearly-zero energy house with AAC under different European climate conditions / Torsten Schoch / 5th International Conference on AAC «Securing a Sustainable Future», Poland, Bydgoszcz, September 14–17, 2011. Pp. 21 – 25.
5. Донченко О.М., Пашенко Ж.Н. Прочность и трещиностойкость кладки из пустотелых керамзитобетонных камней при центральном сжатии // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. 2013. № 6. С. 79–86.
6. Онищик Л.И. Прочность и устойчивость каменных конструкций. М.: ОНТИ, 1937. 291 с.
7. Поляков С.В. Длительное сжатие кирпичной кладки. М.: Госстройиздат, 1959. 183 с.
8. Берг О.Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона. М.: Госстройиздат, 1962. 98 с.
9. Гениев Г.А., Кнссюк В.Н., Тюпин Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона. М.: Стройиздат, 1974. 316 с.
10. European Union's policy and regulatory perspectives on sustainable Construction / Vicente Leon-Argüelles // 5th International Conference on AAC «Securing a Sustainable Future», Poland, Bydgoszcz, September 14–17, 2011.
11. Promoting AAC solutions for sustainable sustainable Construction challenges in Europe / Jos Cox / 5th International Conference on AAC «Securing a Sustainable Future», Poland, Bydgoszcz, September 14–17, 2011. Pp. 47–52.

Информация об авторах

Донченко Олег Михайлович, кандидат технических наук, профессор кафедры строительства и городского хозяйства.

Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова.

Адрес: Россия, 308012, Белгород, ул. Костюкова, д. 46.

Дегтев Илья Алексеевич, кандидат технических наук, профессор кафедры архитектурных конструкций.

E-mail: konstrah@mail.ru

Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова.

Адрес: Россия, 308012, Белгород, ул. Костюкова, д. 46.

Тарасенко Виктория Николаевна, кандидат технических наук, доцент кафедры архитектурных конструкций.

E-mail: tarasenko.vn@bstu.ru, vell.30@mail.ru

Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова.

Адрес: Россия, 308012, Белгород, ул. Костюкова, д. 46.

Поступила в феврале 2018 г.

© Донченко О.М., Дегтев И.А., Тарасенко В.Н., 2018

O.M. Donchenko, I.A. Degtev, V.N. Tarasenko
BENDING AND STRETCHING OF STONE WITH CENTRIC COMPRESSION
OF MASONWORK

The accuracy of various approaches in determination of tensile stresses from the bend of stone in a compressed masonry is analyzed. The method developed by the authors for determining tensile stresses in stone depending on its bending and the difference of deformation properties of materials is presented.

The explanation of the complex deformation-stress condition of the mortar in horizontal joints in the masonry under the force compression is given. The main causes of their sharp structural heterogeneity, which results in bending and reduction of the stone strength under compression, are shown. The analytic dependence of the structural inhomogeneity of the mortar bed on the compressive and tensile strength of the mortar is given.

The calculated dependences of the developed method and the actual relative values of the transverse tensile stresses in the stone and compressive stresses in the mortar are obtained.

Keywords: *masonry, building mortar, masonry compression, bending, structural heterogeneity of mortar.*

REFERENCES

1. Construction Regulation Standards Building Code II-22-81* Masonry and reinforced masonry structures // Gosstroy of Russia. M.: Federal state unitary enterprise tspp, 2004.

2. Donchenko O.M., Degtev I.A. Experimental study of the deformation and resistance of a laying of a silicate brick in different solutions at the Central compression // Building structures and engineering structures. Proceedings of the IISS, BTIM. Moscow: MISI, 1982, Pp. 3–10.

3. Donchenko O.M., Degtev I.A. To the development of the theory of crack resistance and resistance of masonry under compression // News of higher educational institutions. Construction, 2000, no. 10, Pp. 16–20.

4. Construction of a nearly-zero energy house with AAC under different European climate conditions / Torsten Schoch / 5-th international Conference on AAC "Securing a Sustainable Future", Poland, Bydgoszcz, 2011, pp. 21–25.

5. Donchenko O.M., Pashchenko J.N. Strength and fracture toughness of masonry of hollow light-

weight aggregate stones at the Central compression // Bulletin of BSTU named after V.G. Shukhov, 2013, no. 3, pp. 79–86.

6. Onishchik L.I. Durability and stability of stone designs. M.: ONTI, 1937, 291 p.

7. Polyakov S.V. Long compression of a brick-laying. M.: Gosstroizdat, 1959, 183 p.

8. Berg O.Y. Physical bases of the theory of concrete and reinforced concrete strength. M.: Gosstroizdat, 1962. 98 p.

9. Geniev G.A., Kissock V.N., Tyupin, G.A. Theory of plasticity of concrete and reinforced concrete. M.: Stroyizdat, 1974. 316 p.

10. European Union's policy and regulatory perspectives on sustainable Construction / Vicente Leon-Argüelles // 5-th International Conference on AAC "Securing a Sustainable Future", Poland, Bydgoszcz, 2011.

11. Promoting AAC solutions for sustainable sustainable Construction challenges in Europe / Jos Cox / 5-th international Conference on AAC "Securing a Sustainable Future", Poland, Bydgoszcz, 2011, pp. 47–52.

Information about the author

Oleg M. Donchenko, PhD., Professor.

Belgorod State Technological University named after V.G. Shukhov.
Russia, 308012, Belgorod, st. Kostyukova, 46.

Илья А. Дегтев, PhD., Professor.

E-mail: konstrarh@mail.ru

Belgorod State Technological University named after V.G. Shukhov.
Russia, 308012, Belgorod, st. Kostyukova, 46.

Viktoriya N. Tarasenko, Ph.D., Assistant professor.

E-mail: tarasenko.vn@bstu.ru, vell.30@mail.ru

Belgorod State Technological University named after V.G. Shukhov.
Russia, 308012, Belgorod, st. Kostyukova, 46.

Received in February 2018