

УДК 624.012

doi: [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4\(31\)-43-50](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4(31)-43-50)

ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ КАМЕННЫХ СТЕН

М.К. ИЩУК[✉], д-р техн. наук
Х.А. АЙЗЯТУЛЛИН

*Центральный научно-исследовательский институт строительных конструкций (ЦНИИСК) им. В.А. Кучеренко
АО «НИЦ «Строительство», 2-я Институтская ул., д. 6, к. 1, г. Москва, 109428, Российская Федерация*

Используемые компьютерные модели расчета каменных зданий не всегда позволяют корректно учесть напряженно-деформированное состояние стен и оценить вероятность образования трещин, вызванных неодинаковыми деформациями совместно работающих стен.

Трещины между стенами зданий могут развиваться в течение нескольких лет после возведения здания, и их ремонт в большинстве случаев неэффективен до полного затухания деформаций ползучести кладки.

В статье на основе анализа проводимых исследований и натурных наблюдений даны рекомендации по обеспечению трещиностойкости внутренних стен из каменной кладки.

Ключевые слова: совместная работа стен, длительные деформации кладки, усадка и ползучесть кладки, наклонные и вертикальные трещины в кладке, расчетные модели каменных зданий, методы расчета

Для цитирования: Ищук М.К., Айзятуллин Х.А. Трещиностойкость каменных стен // Вестник НИЦ «Строительство». 2021. Т. 31. № 4. С. 43–50. doi: [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4\(31\)-43-50](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4(31)-43-50)

Вклад авторов

Ищук М.К. – разработка идеи; описание методов расчетов, приведенных в статье; написание выводов.
Айзятуллин Х.А. – оформление текста статьи; разработка графических материалов.

Финансирование

Исследование не имело спонсорской поддержки.

Конфликт интересов

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

CRACK RESISTANCE OF MASONRY WALLS

М.К. ISHCHUK,[✉] Dr. Sci. [Engineering]
Kh.A. AIZYATULLIN

*Research Institute of Building Constructions (TSNIISK) named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction,
2nd Institutskaya str., 6, bld. 1, Moscow, 109428, Russian Federation*

Computer models used in the design calculation of masonry buildings sometimes fail to correctly take into account the stress-strain state of walls and assess the likelihood of cracks caused by the deformation differences of interacting walls.

Following the construction of a building, cracks can develop at wall intersections for several years. However, their repair is mostly ineffective until the total damping of masonry creep deformation.

Drawing on the analysis of conducted research and field data, the authors give recommendations on ensuring the crack resistance of internal masonry walls.

Keywords: wall interaction, long-term masonry deformations, masonry shrinkage and creep, diagonal and vertical masonry cracks, models of masonry buildings, calculation methods

For citation: Ishchuk M.K., Aizyatullin Kh.A. Crack resistance of masonry walls. Bulletin of Science and Research Center of Construction. 2021. Vol. 31. No. 4. P. 43–50 [In Russ.]. doi: [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4\(31\)-43-50](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4(31)-43-50)

Author contribution statements

M.K. Ishchuk: concept development, description of calculation methods presented in the article, and drawing of conclusions; Kh.A. Aizyatullin: text formatting and development of graphic materials.

Funding

No funding support was obtained for the research.

Conflict of interest

The authors declare no conflict of interest.



Рис. 1. Общий вид жилого дома с наружными и внутренними стенами из каменной кладки (Московская обл., 2019 г.)

Fig. 1. General view of a residential building having exterior and interior masonry walls [Moscow region, 2019]

Часто вблизи пересечений стен из каменной кладки возникают сквозные трещины. Тому причиной могут быть неодинаковые вертикальные деформации кладки смежных участков стен или неравномерные осадки фундаментов.

Рассмотрим случай образования трещин вследствие неодинаковых вертикальных деформаций кладки наружных и внутренних стен на примере недавно возведенного десятиэтажного здания (рис. 1).

Во внутренних стенах из силикатного кирпича вблизи их пересечения с наружными из керамических камней в верхних этажах спустя некоторое время после окончания возведения появились наклонные и вертикальные трещины (рис. 2). В средних и нижних этажах трещины, как правило, вертикальные.

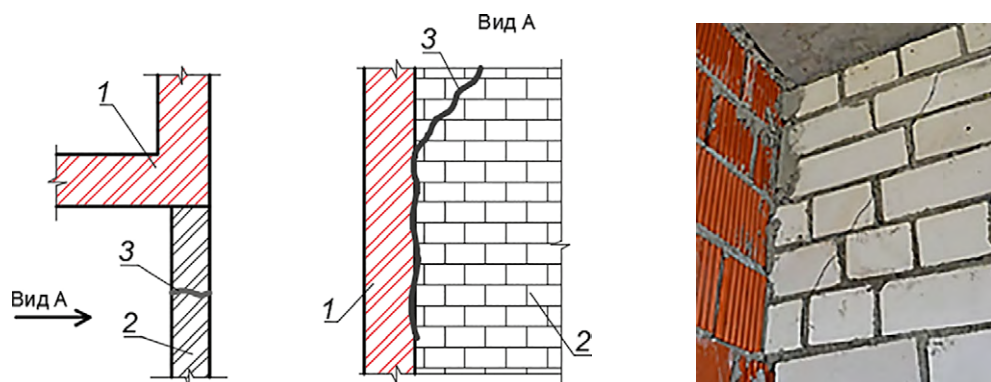


Рис. 2. Трещина во внутренней стене из силикатного кирпича на пересечении с наружной стеной из керамического камня: 1 – наружная стена из керамического камня; 2 – внутренняя стена из силикатного кирпича; 3 – сквозная трещина внутренней стены

Fig. 2. Crack in a sand-lime brick interior wall intersecting a clay block exterior wall: 1 – clay block exterior wall; 2 – sand-lime brick interior wall; 3 – through crack in the interior wall

Схема образования трещин между стенами приведена на рис. 3.

Изучению совместной работы разно деформируемых стен посвящены работы [1–4]. В работе [1] приведен эксперимент на модели фрагмента здания (М1:2), в котором изучалась совместная работа конструкций трех верхних этажей многоэтажного здания.

Размеры модели в плане составляли $6,5 \times 5,2$ м ($13 \times 10,4$ м). В скобках указаны соответствующие размеры для натурного моделируемого здания. Модель имела одну внутреннюю и две наружные стены, выполненные из силикатного кирпича. Высота каждого этажа составляла 1,4 м (2,8 м).

Перекрытия выполнялись из пустотных плит шириной по 0,75 м (1,5 м) и толщиной 0,11 м (0,22 м). По одной из сторон продольные края плит заведены в наружную стену на 60 мм (120 мм).

Деформации ползучести кладки, возникающие в нижних этажах натурного здания, имитировались опусканием опор, несущих внутреннюю стену, в течение девяти месяцев с момента окончания возведения. Для обеспечения равенства вертикальных напряжений в стенах модели и натурного здания к модели с помощью чугунных грузов прикладывалась дополнительная нагрузка. Схема и фото модели показаны на рис. 4.

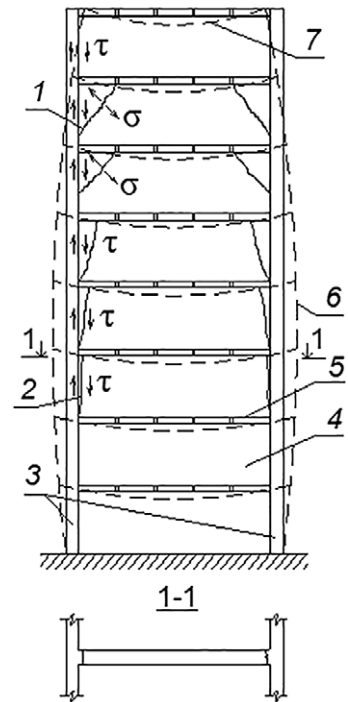
Одновременно испытывались на кратковременное и длительное сжатие с целью оценки деформаций ползучести и усадки кладки образцы в виде столбов.

Первые трещины возникли через семь месяцев при разности вертикальных перемещений низа внутренней стены 4 мм. Трещины проходили по швам кладки внутренней стены под углом 45° в уровне первого и второго этажей и начинались от первого шва между плитами перекрытий (рис. 5).

Со стороны стены, где плиты перекрытий заводились продольной стороной в наружную стену, трещины не появились.

В настоящей работе изучалось влияние на НДС стен конструкции перекрытия, армирования кладки сетчатой арматурой и поясами. Рассчитывались фрагменты трех верхних этажей многоэтажного здания, идентичные экспериментальной модели. Стены и плиты перекрытий аппроксимировались объемными КЭ, швы между плитами КЭ податливой связи. Арматурные стержни поясов и сеток аппроксимировались конечными элементами стержня.

Стены рассчитываемых фрагментов образуют в плане симметричный двутавр, полкой которого служит наружная стена толщиной 0,51 м, длиной 5 м с оконными проемами, а стенкой двутавра – внутренняя стена толщиной 0,38 м и длиной 6 м. Посередине внутренней стены имеется дверной проем.



σ – главные растягивающие напряжения
 τ – касательные напряжения

Рис. 3. Возникновение наклонных и вертикальных трещин в кладке разнодеформируемых стен:

1 – наклонные трещины; 2 – вертикальные трещины; 3 – менее деформируемые стены; 4 – более деформируемая стена; 5 – плита перекрытия; 6 – поперечные перемещения стены; 7 – вертикальные перемещения стены

Fig. 3. Occurrence of diagonal and vertical cracks in the masonry of walls undergoing different deformations: 1 – diagonal cracks; 2 – vertical cracks; 3 – less deformable walls; 4 – more deformable wall; 5 – slab; 6 – lateral wall displacement; 7 – vertical wall displacement

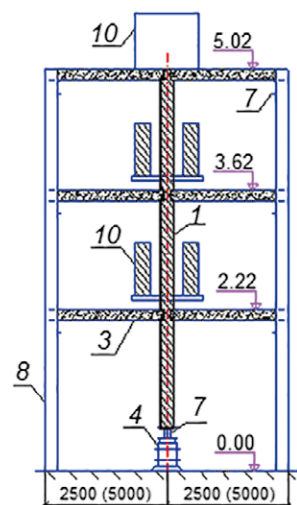
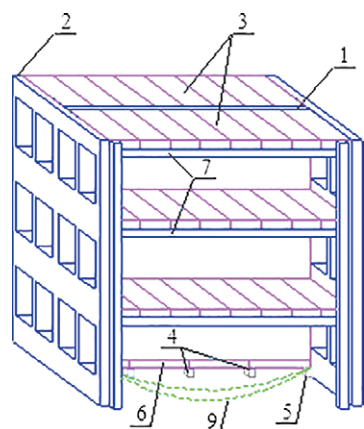


Рис. 4. Схема модели: 1 – внутренняя стена; 2 – наружная стена;
3 – плиты перекрытий; 4 – опускающиеся опоры; 5 – неподвижные опоры;
6 – балки под стеной; 7, 8 – балки и колонны каркаса;
9 – эпюры вертикальных перемещений;
10 – чугунные грузы

Fig. 4. Schematic of the model: 1 – interior wall; 2 – exterior wall;
3 – slabs; 4 – lowered supports; 5 – fixed supports; 6 – beams under the wall;
7, 8 – beams and posts of the frame; 9 – vertical displacement diagrams;
10 – cast-iron weights



Рис. 5. Трещина по шву между плитами перекрытия, переходящая в наклонную трещину в кладке внутренней стены

Fig. 5. Crack at the floor slab junction extending into a diagonal crack in the masonry of an interior wall

Перекрытия из железобетонных пустотелых плит шириной 1,5 м опираются на внутреннюю стену.

Модули упругости кладки стен и перекрытий принимались идентичными в экспериментальной модели.

Эпюра вертикальных перемещений низа внутренней стены соответствовала эпюре перемещений экспериментальной модели. Вертикальные перемещения низа внутренней стены ограничивались податливыми связями, жесткость которых варьировалась в широких пределах. Вертикальные перемещения внизу наружной стены ограничивались во всех фрагментах.

Для выявления жесткости диска перекрытий в своей плоскости рассчитывались фрагменты как с заполненными, так и незаполненными швами между плитами.

Исследовалось влияние заводки продольной стороны крайней плиты перекрытия в наружную стену.

В ряде фрагментов во внутренней стене в горизонтальный растворный шов под плитами перекрытий заложены пояса из арматуры диаметром 6 мм. Количество стержней в поясе варьировалось от трех до двенадцати.

В одном из фрагментов осуществлено армирование внутренней стены сетками, располагаемыми в горизонтальных швах через 0,7 м по высоте стены во всех трех этажах. В каждой сетке имеется по три продольных стержня диаметром 6 мм.

К стенам прикладывалась равномерно распределенная по объему конечных элементов нагрузка, равная объемной массе кладки. К перекрытиям прикладывалась равномерно распределенная по горизонтальной поверхности нагрузка.

Напряженно-деформированное состояние стен

В результате перераспределения усилий с внутренней стены на наружную абсолютных значений вертикальных напряжений во внутренней стене значительно меньше, чем подсчитанных в предположении раздельной работы стен.

Установлено, что при наличии поясов разность перемещений в несущей внутренней стене может оказаться на 20–30 % ниже, чем без них (рис. 6). Это ведет к тому, что в кладке в уровне перекрытий предпоследнего этажа

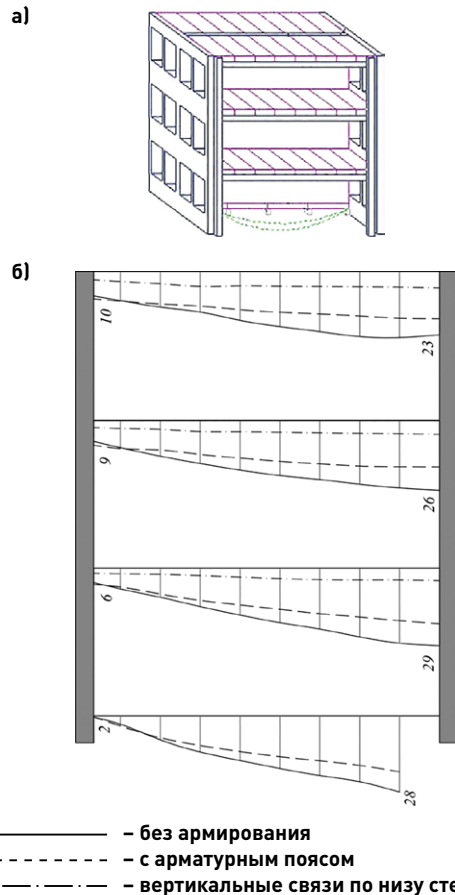


Рис. 6. Вертикальные перемещения внутренней стены в уровне трех верхних этажей:

а) рассчитываемый фрагмент здания; б) эпюры вертикальных перемещений внутренней стены в мм
Fig. 6. Vertical displacements of the interior wall at the level of the three upper floors: а) analyzed part of the building; б) diagrams showing vertical displacements of the interior wall in mm

главные растягивающие напряжения σ_1 значительно уменьшаются по сравнению с напряжениями в стенах без поясов, становясь сжимающими в большинстве сечений. Однако в верхнем этаже главные растягивающие напряжения увеличиваются, т. к. диск покрытия является своеобразной распоркой, препятствующей сближению стен (рис. 3).

Вблизи швов между плитами в кладке наблюдается концентрация касательных напряжений τ . При расчетах по упрощенной методике или грубой разбивке на КЭ (25 см и более) значения τ вблизи пересечения стен рекомендуется принимать с учетом коэффициента неравномерности касательных напряжений по высоте стены в пределах этажа, равного 1,5.

Эффект от заводки в стену продольных сторон плит перекрытий аналогичен эффекту от армопоясов. Способствуя уменьшению абсолютных величин главных растягивающих напряжений в кладке внутренней стены в уровне предпоследнего этажа, это приводит к росту главных растягивающих напряжений в уровне верхнего этажа.

Полученные из расчетов данные хорошо коррелируются с результатами натурных наблюдений и испытаниями модели здания.

В работе [2] исследовалось НДС стен каменных зданий в процессе строительства и эксплуатации на примере 5-этажного фрагмента здания. Расчет производился в пять этапов соответственно количеству этажей и одному этапу после окончания строительства. На рис. 7 изображены эпюры касательных напряжений τ , действующих в серединах этажей после окончания строительства здания. Там же изображены эпюры τ , полученные без учета влияния деформаций ползучести. Эти напряжения оказываются меньше в среднем в 2 раза. В средних этажах касательные напряжения увеличились за время после окончания строительства в 1,5–2 раза, а в верхнем этаже – в 1,8–2,6 раза.

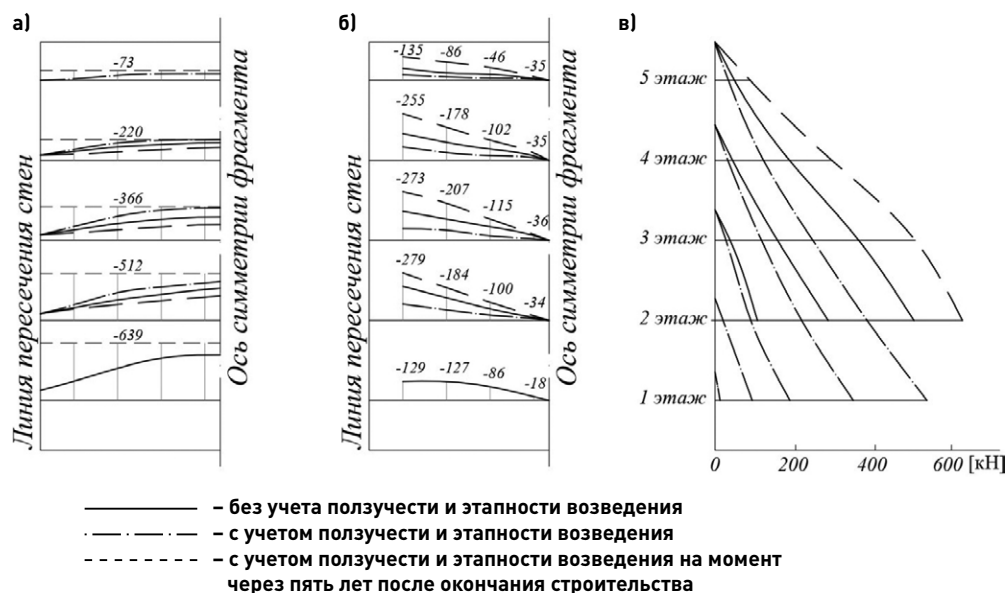


Рис. 7. Эпюры вертикальных напряжений (а, б), действующих в поперечной стене фрагмента, и вертикальных усилий (в), перераспределяемых между стенами

Fig. 7. Diagrams of vertical stresses (a, б) in the transverse wall of the structure and vertical forces (в) redistributed between the walls

Учет деформаций ползучести, этапности и длительности возведения позволяет уточнить на 33 % и более величины усилий и напряжений, действующих в стенах. В верхних этажах, где вероятнее появление наклонных трещин вследствие действия главных растягивающих напряжений, величины их более чем в 2,5 раза превышают полученные без учета названных факторов.

Вследствие деформаций ползучести кладки нижележащих этажей после окончания строительства здания более деформируемые стены продолжают разгружаться, а менее деформируемые – догружаться. Поэтому вертикальные напряжения в более деформируемой стене должны определяться на момент окончания строительства здания, а в менее деформируемых – на момент через пять лет, когда практически полностью прекращаются деформации кладки.

На рис. 8 изображены графики вертикальных усилий N , действующих в менее

деформируемой (а) и в более деформируемой стене (б) до образования трещин. После окончания строительства происходит постепенное затухание приращения усилий.

Чем меньше возраст кладки, при котором произойдет прекращение роста нагрузки, тем выше будут полные деформации в ней.

Менее деформируемая стена, наоборот, «разгрузится». Отсюда при проектировании прочность кладки менее деформируемой стены должна определяться без учета образования трещин, разделяющих стены.

К моменту окончания строительства перемещения стен в уровне покрытия равны нулю, и все перемещения верха стен должны определяться начиная с момента окончания строительства здания. Трещины в верхних этажах появляются после окончания возведения здания, когда в кладке развиваются только деформации ползучести и усадки. В этом случае наиболее подходит критерий прочности кладки по предельной разности перемещений стен.

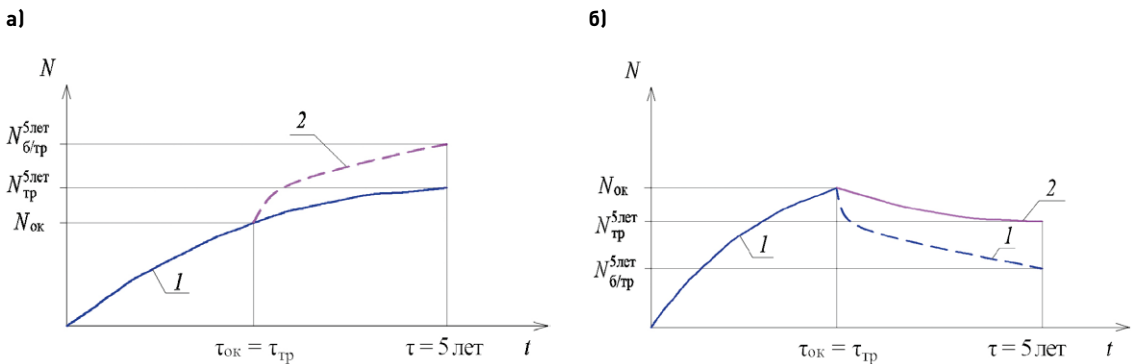


Рис. 8. Графики изменения во времени t вертикальных усилий N в стенах фрагмента здания: а – в менее деформируемой стене; б – в более деформируемой стене: 1 – без учета появления трещин; 2 – с учетом появления трещин; $N_{ок}$ – усилие на момент окончания возведения стен; $N_{тр}^{5 \text{ лет}}$ – усилие после затухания деформаций ползучести (через 5 лет) в стенах с трещинами между ними; $N_{6/тр}^{5 \text{ лет}}$ – усилие после затухания деформаций ползучести (через 5 лет) в стенах без трещин; $\tau_{ок}$ – время окончания возведения; $\tau_{тр}$ – момент появления трещин

Fig. 8. Graphs showing changes in vertical forces N in the walls of the structure over time t :

a – less deformable wall; b – more deformable wall:

1 – without taking the occurrence of cracks into account; 2 – taking the occurrence of cracks into account;

$N_{ок}$ – force at the end of wall erection;

$N_{тр}^{5 \text{ лет}}$ – force in the walls having cracks at their intersection following the damping of creep deformations (in 5 years); $N_{6/тр}^{5 \text{ лет}}$ – force in the walls without cracks following the damping of creep deformations

(in 5 years); $\tau_{ок}$ – end of construction; $\tau_{тр}$ – cracking moment

Выводы

1. При дисках перекрытий из сборных плит шириной до 2 м укладку армопоясов в кладку несущих стен следует производить в уровне дисков перекрытий на предпоследнем этаже, а в случае необходимости и ниже в зависимости от НДС стен.

Укладка армопояса в уровне диска покрытия не рекомендуется.

2. Заводка плит перекрытий продольной стороной в условно самонесущую стену повышает трещиностойкость кладки стен нижележащих этажей.

3. Арматурные сетки, уложенные в горизонтальных швах несущих стен равномерно по их высоте, наиболее эффективно способствуют восприятию главных растягивающих напряжений, препятствуя тем самым образованию и раскрытию наклонных трещин.

4. Во всех случаях должно выполняться конструктивное армирование стен вблизи их пересечений связевыми Г- или Т-образными сетками. Сетки следует заводить в стены таким образом, чтобы они перекрывали первый от угла шов между плитами перекрытий.

5. Ремонт стен с наклонными деформационными трещинами целесообразно производить устройством внешнего армирования, направленного перпендикулярно направлению трещины.

Список литературы

1. Повышение трещиностойкости каменных зданий / М.К. Ищук, И.И. Неверович, Е.В. Шенкаренко [и др.] // Жилищное строительство. – № 8. – 1990. – С. 13–14.
2. Ищук М.К. Расчет на ЭВМ каменного здания с учетом поэтапности возведения / М.К. Ищук, Н.А. Шишкина // Исследования каменных и крупнопанельных конструкций и перспективы их развития: сб. научн. тр. / ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. – М., 1990. – С. 93–103.
3. Ищук М.К. Исследование совместной работы разно деформируемых стен каменных зданий при вертикальном загрузении / М.К. Ищук // Исследование крупнопанельных и каменных конструкций: сб. научн. тр. / ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. – М., 1986. – С. 65–78.
4. Ищук М.К. Прочность и деформации стен каменных зданий с учетом их совместной работы: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.21.03 / М.К. Ищук. – М., 1986. – 24 с.

Информация об авторах / Information about the authors

Михаил Карпович Ищук*, д-р техн. наук, заведующий лабораторией реконструкции уникальных каменных сооружений (ЛРУКС) (№ 5) ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: kamkon@ya.ru
тел.: +7 (926) 535-20-32

Mikhail K. Ishchuk,* Dr. Sci. (Engineering), Head of the Laboratory for the Reconstruction of Unique Masonry Structures (No. 5), Research Institute of Building Constructions (TSNIISK) named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: kamkon@ya.ru
tel: +7 (926) 535-20-32

Халит Алиевич Айзятуллин, инженер группы натурных обследований лаборатории реконструкции уникальных каменных сооружений (ЛРУКС) (№ 5) ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва
Khalit A. Aizyatullin, Engineer, On-site Investigation Group, Laboratory for the Reconstruction of Unique Masonry Structures (No. 5), Research Institute of Building Constructions (TSNIISK) named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

* Автор, ответственный за переписку / Corresponding author