

## ПРИЧИНЫ ОБРАЗОВАНИЯ ТРЕЩИН В ЯЧЕИСТОБЕТОННОМ СТЕНОВОМ ОГРАЖДЕНИИ ЗДАНИЯ С МОНОЛИТНЫМ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫМ КАРКАСОМ

П. А. Новик

Магистр технических наук, аспирант кафедры строительных конструкций УО «Брестский государственный технический университет», Брест, Беларусь, e-mail: novik.ntc@gmail.com

### Реферат

В статье приведены результаты анализа причин образования трещин в наружных и внутренних стенах и перегородках из ячеистобетонных блоков многоэтажного жилого дома с монолитным железобетонным каркасом. Причины образования трещин устанавливались на основании мониторинга за их раскрытием и испытаний нагружением участка перекрытия, на которые опирались поврежденные трещинами стены и перегородки. Показан характер изменения ширины раскрытия трещин в каменной кладке, в зависимости от прогиба перекрытия. Экспериментально доказано, что основной причиной образования трещин в стеновом ограждении являются касательные и растягивающие напряжения в каменной кладке, обусловленные прогибами опорного перекрытия. На трещиностойкость стен и перегородок существенное влияние оказывает качество выполнения строительно-монтажных работ.

**Ключевые слова:** каркасные здания, каменная кладка, трещины, ячеистобетонные блоки, прогибы перекрытий.

### REASONS FOR THE FORMATION OF CRACKS IN THE CELLULAR CONCRETE WALLS OF A BUILDING WITH A MONOLITHIC REINFORCED CONCRETE FRAME

P. A. Novik

### Abstract

The article presents the results of an analysis of the reasons for the formation of cracks in external and internal walls and partitions made of cellular concrete blocks of a multi-storey residential building with a monolithic reinforced concrete frame. The reasons for the formation of cracks were established on the basis of monitoring their opening and testing by loading of the section of the floor on which the walls and partitions damaged by cracks rested. The nature of the change in the opening width of cracks in masonry depending on the deflection of the floor is shown. It has been experimentally proven that the main reason for the formation of cracks in walls is tangential and tensile stresses in masonry caused by deflections of the supporting floor. The crack resistance of walls and partitions is significantly influenced by the quality of construction-and-assembling operations.

**Keywords:** frame buildings, masonry, cracks, cellular concrete blocks, floor deflections.

### Введение

При строительстве каркасных многоэтажных зданий в качестве поэтажно опертых наружных ограждающих конструкций, а также внутренних стен и перегородок в основном используют каменную кладку из ячеистобетонных блоков автоклавного твердения. При проектировании поэтажно опертые стены обычно рассматриваются как самонесущие, воспринимающие нагрузку от собственного веса, ветровых и температурных воздействий. При этом игнорируется совместная работа каменной кладки с каркасом здания, которая может иметь место при прогибе перекрытий или сдвиговых деформациях каркаса в плоскости стен [1–3]. Предполагается, что такой подход к проектированию каркасных зданий обеспечивает их более высокую надежность, по сравнению с расчетной. Однако практика опровергает данные предположения. Каменное заполнение, при проектировании которого не в полной мере учтены факторы, влияющие на его напряженно-деформированное состояние, часто оказывается перегруженным, что приводит к образованию трещин в стенах здания. Образование трещин в стеновом ограждении нормативными документами трактуется как нарушение предельного состояния эксплуатационной пригодности. Трещины ухудшают эстетический вид стен и снижают их звукоизоляционные и теплотехнические характеристики, а также огнестойкость и долговечность [4–7].

Ошибки при оценке причин и механизмов образования трещин в стеновом ограждении приводят к неоправданно и дорогостоящим затратам на ремонт и усиление конструкций, а иногда к частичной или полной приостановке эксплуатации здания. Проведение ремонтно-восстановительных работ по восстановлению надлежащих эксплуатационных качеств здания требует значительных материальных и финансовых затрат. Это зачастую является причиной возникновения спорных ситуаций и судебных разбирательств между субъектами строительной деятельности.

Изучение морфологии трещин и характера их развития во времени позволяют установить причины повреждений, назначить эффективные и экономичные методы ремонта и усиления конструкций, а если выявленные повреждения являются системными, внести коррективы в проектную и нормативно-техническую документацию.

В настоящей статье приведен анализ характерных повреждений трещинами стенового ограждения из ячеистобетонных блоков на основании собственного опыта обследования и натурных испытаний конструкций многоэтажного жилого дома с монолитным железобетонным каркасом.

### Краткая характеристика здания

Здание запроектировано в монолитном железобетонном каркасе восемнадцатиэтажным, трехсекционным с техподпольем и техническим чердаком (рисунок 1).



Рисунок 1 – Общий вид здания

В здании применен рамно-связевой каркас с колоннами квадратного сечения размерами 400x400 мм, установленными с переменным шагом, максимальное расстояние между осями колонн – 6,3 м и стенами-диафрагмами жесткости толщиной 200 мм. Перекрытия монолитные железобетонные толщиной 200 мм. Наружные стены запроектированы из блоков ячеистобетонных автоклавного твердения толщиной 400 мм на клеевом растворе с наружным утеплением минераловатными плитами по методике «Cerazit». Внутренние стены и часть перегородок запроектированы из ячеистобетонных блоков, во влажных помещениях из кирпича керамического полнотелого.

Наружные стены опираются на диски перекрытия с консольным свесом 100 мм и крепятся к колоннам каркаса с помощью металлических связевых элементов, установленных по высоте с шагом 600 мм. Крепление стен к верхнему и нижнему перекрытию не производится. Перегородки крепятся к перекрытию через 1,5 м по длине. По вертикали предусмотрено крепление перегородок в двух уровнях на расстоянии 0,6 м (для кирпича) и 0,5 м (для ячеистобетонных блоков) от пола и потолка.

Между верхним диском перекрытия и стеной, согласно проектной документации, предусмотрен горизонтальный деформационный шов толщиной 30 мм, законопаченный паклей, смоченной гипсовым раствором, который с внутренней стороны должен заделываться гермитовым жгутом диаметром 35 мм с напылением полиуретана.

На момент разработки проектной документации требования к проектированию поэтажно опертых ненесущих стен жилых и общественных зданий регламентировались серией Б 2.030-13.10 [8] и рекомендациями Р 5.02.088.11 [9], в соответствии с которыми предельно допустимые значения прогибов перекрытий назначались в соответствие со СНиП 2.01.07-85. Необходимо отметить, что предельные прогибы перекрытий, на которые опираются каменные стены, принятые согласно СНиП 2.01.07-85 (1/150-1/200 пролета плиты), в 2–3 раза превышают предельные значения прогибов перекрытий, установленных в действующих в настоящее время строительных нормах СН 2.01.01-2022 (1/500 пролета плиты). Поэтому соблюдение требований СНиП 2.01.07-85 в части предельных значений прогибов перекрытий не гарантирует исключение повреждений стен трещинами.

### Результаты обследования

Через три года после ввода здания в эксплуатацию в наружных стенах здания и перегородках были выявлены вертикальные и наклонные трещины. Максимальная ширина раскрытия трещин, 15 мм, зафиксирована в верхней зоне стен и перегородок, установленных вдоль вылета консольного участка монолитной плиты, длина которого составляет 2 м. Трещины являлись сквозными, что привело к интенсивной инфильтрации потока воздуха через наружные стены. По этой причине температура в квартирах в холодное время года не превышала 15–17 °С. Вследствие деформаций каменной кладки имели место перекосы оконных и дверных проемов. Следует отметить, что аналогичные повреждения стенового ограждения возникли в нескольких зданиях, возведенных по одинаковому проекту, что говорит о системном их характере.

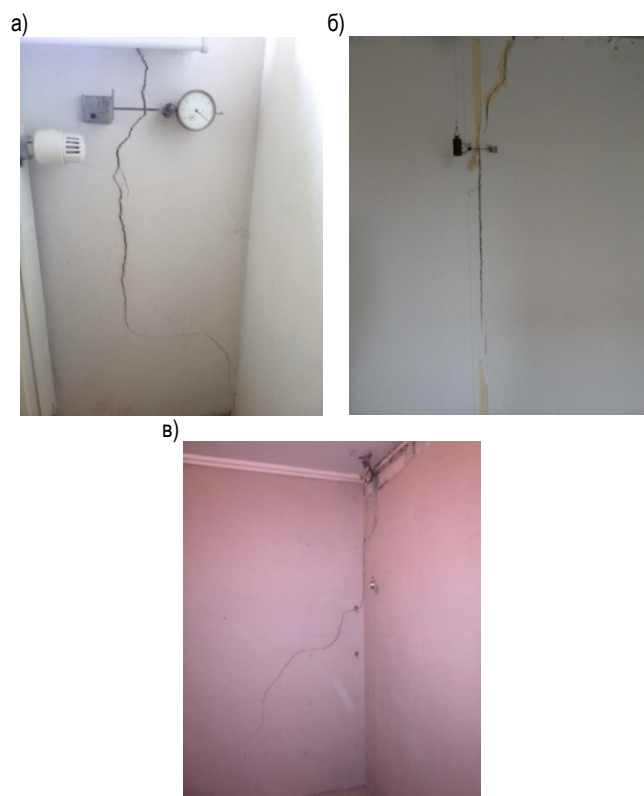
Характерные трещины, образовавшиеся в стеновом ограждении, приведены на рисунке 2.

Ввиду жалоб со стороны жильцов квартиры на рост трещин, в течение шести месяцев велся мониторинг за шириной раскрытия существующих трещин и образованием новых трещин в стенах и перегородках.

Ширина раскрытия трещин в ходе мониторинга измерялась при помощи микроскопа МПБ-2-0.05 и индикаторами часового типа с точностью измерения 0,01 мм.

Результаты мониторинга за шириной раскрытия трещин приведены на диаграмме (рисунок 3).

Максимальная природная ширина раскрытия трещин за период наблюдения составил 1,03 мм, при этом средняя скорость раскрытия трещин (за период наблюдения) 0,2 мм/мес имела место в наружной стене, установленной на консольном выступе плиты перекрытия. Во внутренних стенах ширина раскрытия трещин практически не изменялась. Образование новых трещин в стенах и перегородках в период мониторинга не зафиксировано. Вероятной причиной роста ширины раскрытия трещин в наружной стене являлось изменение температуры и влажности наружного воздуха в период проведения измерений, который составлял 160 суток и охватывал теплое и холодное время года.



а) – в наружной стене в зоне оконного проема; б) – в межкомнатной перегородке; в) – в зоне сопряжения стен  
Рисунок 2 – Характерные трещины в стеновом ограждении

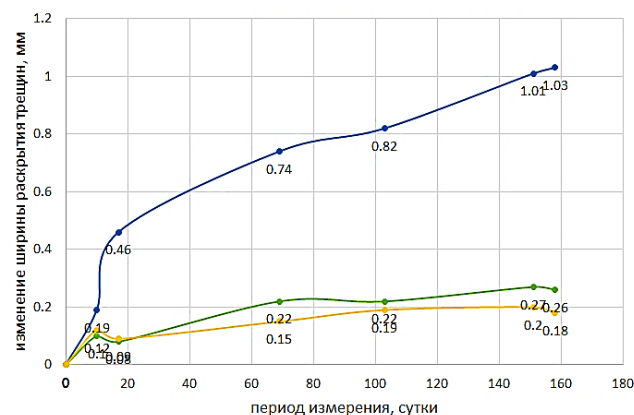
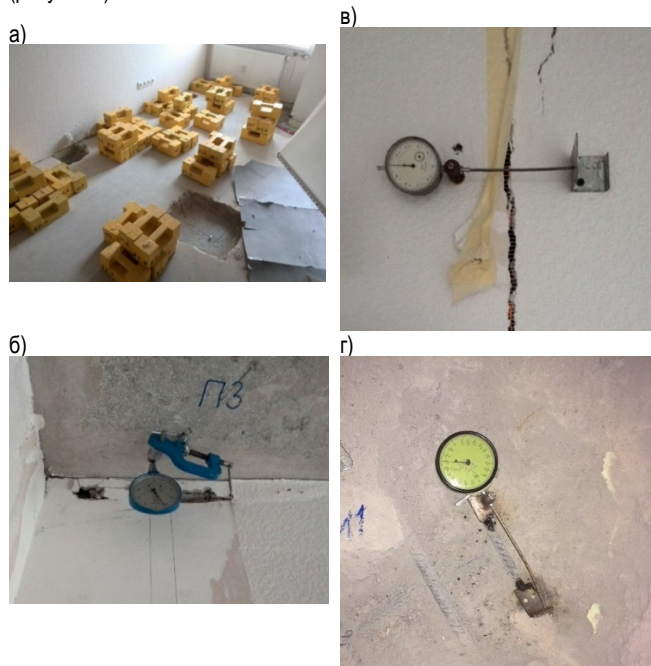


Рисунок 3 – График изменения ширины раскрытия трещин в стенах здания

Обследованием конструкций установлено, что консольный участок монолитной плиты перекрытия расположен под углом к основной плите. Принятое армирование для консоли не является рациональным (армирование консоли повторяет направление армирование основной плиты перекрытия, т. е. располагается под углом к оптимальному рабочему направлению). Вследствие этого армирование угловых участков не задействовано в работе должным образом, что способствует излишней деформативности консоли. Вследствие увеличения на 30 мм толщины цементно-песчаной стяжки в сравнении с толщиной, которая принята в проекте, расчетная постоянная нагрузка от веса пола увеличилась на 40 %. Не соблюдено проектное положение рабочей арматуры консоли плиты по высоте ее сечения. Толщина защитного слоя рабочей арматуры консоли составляет 45–70 мм, проектная толщина защитного слоя – 25 мм, что привело к уменьшению рабочей высоты сечения плиты по отношению к проектному значению в 1,2 раза и соответственно к снижению изгибной жесткости консоли плиты по сравнению с проектной в 1,8 раза.

**Результаты натурных испытаний**

С целью оценки влияния прогиба перекрытия на трещиностойкость каменных стен было выполнено нагружение консольного участка плиты равномерно-распределенной по площади нагрузкой (рисунок 4).



- а) – нагружение плиты перекрытия штучными грузами;
- б) – измерение прогибов перекрытия;
- в) – измерение ширины раскрытия трещин в стенах;
- г) – измерение относительных деформаций арматуры

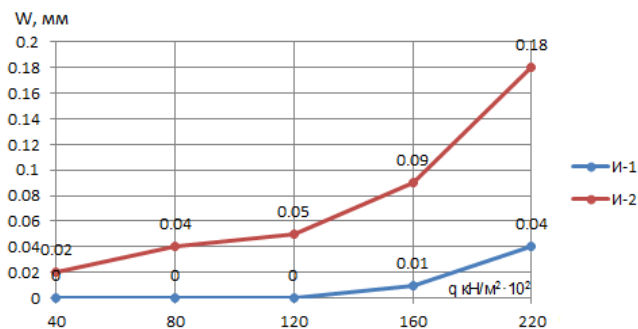
**Рисунок 4** – Измерение приращений ширины раскрытия трещин в стенах и деформаций перекрытия

Максимальная величина испытательной нагрузки принималась равной расчетному значению проектной функциональной нагрузки на перекрытие. Нагружение перекрытия осуществлялось ступенями равными 20 % от максимального значения испытательной нагрузки с помощью тарированных грузов массой 20 кг. Снятие показаний измерительных приборов осуществлялась на каждом этапе нагружения после приложения нагрузки и после выдержки конструкции под нагрузкой в течении 20–25 минут. После достижения максимальной испытательной нагрузки конструкция оставалась нагруженной в течении 10 суток, при этом отсчеты по приборам снимались через каждые 2 суток.

В ходе испытаний измерялись:

- приращение прогибов консольного участка плиты перекрытия при помощи прогибомеров с ценой деления 0,01 мм;
- приращение ширины раскрытия трещин в стенах и перегородках с помощью индикаторов перемещений с ценой деления 0,01 мм;
- приращение относительных деформаций рабочей арматуры консольного участка плиты в зоне действия максимальных изгибающих моментов с помощью индикаторов часового типа с ценой деления 0,001 мм, установленных на базе 100 мм.

При достижении испытательной нагрузкой значения, равного 2,2 кН/м<sup>2</sup>, прогиб перекрытия увеличился на 0,16 мм. При выдержке под нагрузкой в первые и вторые сутки имело место приращение прогиба перекрытия на 0,1–0,12 мм, после чего прогиб стабилизировался. Таким образом, общая величина приращения прогиба консольной части перекрытия составила 0,28 мм. С ростом прогиба перекрытия увеличивалась ширина раскрытия трещин в стенах и перегородках. При этом форма графика изменения ширины раскрытия трещин в стенах практически повторяла форму графика прогиба консольной части плиты перекрытия (рисунок 5). Данный факт подтверждает предположение о том, что основной причиной образования трещин в стенах являются прогибы консольной части перекрытия.

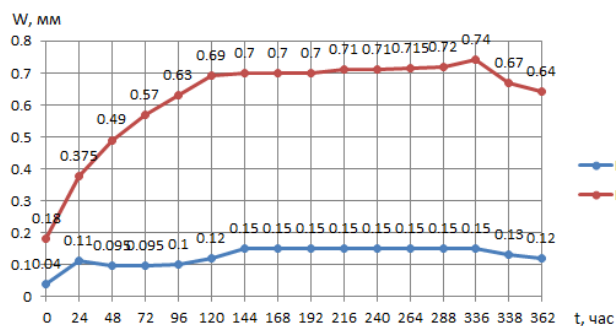


**Рисунок 5** – График приращения ширины раскрытия трещин в стенах при нагружении плиты перекрытия

При длительном действии нагрузки максимальное приращение ширины раскрытия трещин наблюдалось в первые 5 суток и его величина составила около 0,5 мм. В течение последующих суток приращения ширины раскрытия трещин не зафиксировано (рисунок 6).

После выдержки плиты перекрытия под нагрузкой в течение 10 суток была проведена ее разгрузка. Остаточный прогиб консольного участка плиты составил менее 5 % максимального значения прогиба, достигнутого во время испытаний. При этом ширина раскрытия трещин в стенах не изменилась.

Проведенные испытания показали, что несущая способность консольного участка перекрытия достаточна для восприятия проектной нагрузки, а основной причиной образования трещин в стенах здания являются касательные и растягивающие напряжения в каменной кладке, вызванные деформацией плиты перекрытия. В работе [1] показано, что значения данных напряжений зависят от отношения длины стены к ее высоте, прочностных и деформационных свойств каменной кладки, граничных условий стен и диска перекрытия, а также характеристик контакта – коэффициента трения и касательного сцепления.



**Рисунок 6** – График приращения ширины раскрытия трещин в стенах во времени

**Заключение**

Обследование и натурные испытания строительных конструкций показали, что основной причиной образования трещин в стенах здания явились ошибки, допущенные на стадии проектирования объекта, а также нарушения требований проектной документации при его строительстве. Проектная ошибка заключается в принятии завышенных значений предельно-допустимых прогибов перекрытия, на которое опираются стены и перегородки из ячеистобетонных блоков автоклавного твердения.

Повышению деформативности консольного участка плиты способствовало нарушение проектного положения рабочей арматуры плиты по высоте сечения, допущенное при бетонировании монолитной железобетонной плиты перекрытия, а также превышение на 40 % расчетного значения проектной постоянной нагрузки от веса пола вследствие увеличения на 30 мм толщины цементно-песчаной стяжки.

**Список цитированных источников**

1. Деркач, В. Н. Исследования напряженно-деформированного состояния каменных перегородок при прогибе перекрытия / В. Н. Деркач // Промышленное и гражданское строительство. – № 6. – 2013. – С. 62–66.
2. Dialer, C. Rißschäden an Mauerwerkskonstruktionen / C. Dialer. – Fraunhofer IRB Verlag, 2016. – 451 s.
3. Kania, T. Testing Crack Resistance of Non-Load-Bearing Ceramic Walls with Door Openings / Tomasz Kania, Valery Derkach, Rafal Nowak // Materials. – 2021. – 14, 1379. – 23 p.
4. Деркач, В. Н. Каменные и армокаменные конструкции. Оценка технического состояния, ремонт и усиление / В. Н. Деркач. – Минск : СтройМедиаПроект, 2021. – 256 с.
5. Drobiec, L. Zapobieganie zarysowaniem scian murowych opartych na stropach zelbetowych / L. Drobiec, J. Kubica // Materiały budowlane. – 2006. – № 404. – S. 21–23.
6. Göttlich, P. Begrenzung der Biegeschlankheit nach Eurocode 2 / P. Göttlich // Beton – und Stahlbetonbau. – 2012. – № 107, Heft 1. – S. 38–45.
7. Деркач, В. Н. Трещиностойкость каменных перегородок / В. Н. Деркач, Р. Б. Орлович // Жилищное строительство. – 2012. – № 8. – С. 34–37.
8. Узлы и детали поэтажно опертых стен жилых и общественных зданий из эффективных мелкоштучных материалов. – (Серия Б2.030-13.10). – Выпуск 1. Рабочие чертежи ; Введ. 07.09.11. – Минск : МАиС Респ. Бел.: Институт БелНИИС, 2010. – 60 с.
9. Рекомендации по проектированию поэтажно опертых стен и перегородок из эффективных мелкоштучных стеновых материалов. Р 5.02.088.11 ; Введ. 28.09.11. – Минск : Институт БелНИИС, 2011. – 51 с.

**References**

1. Derkach, V. N. Issledovaniya napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya kamennyh peregorodok pri progibe perekrytiya / V. N. Derkach // Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo. – № 6. – 2013. – S. 62–66.
2. Dialer, C. Rißschäden an Mauerwerkskonstruktionen / C. Dialer. – Fraunhofer IRB Verlag, 2016. – 451 s.
3. Kania, T. Testing Crack Resistance of Non-Load-Bearing Ceramic Walls with Door Openings / Tomasz Kania, Valery Derkach, Rafal Nowak // Materials. – 2021. – 14, 1379. – 23 p.
4. Derkach, V. N. Kamennye i armokamennye konstrukcii. Ocenka tekhnicheskogo sostoyaniya, remont i usilenie / V. N. Derkach. – Minsk : StrojMediaProekt, 2021. – 256 s.
5. Drobiec, L. Zapobieganie zarysowaniem scian murowych opartych na stropach zelbetowych / L. Drobiec, J. Kubica // Materiały budowlane. – 2006. – № 404. – S. 21–23.
6. Göttlich, P. Begrenzung der Biegeschlankheit nach Eurocode 2 / P. Göttlich // Beton – und Stahlbetonbau. – 2012. – № 107, Heft 1. – S. 38–45.
7. Derkach, V. N. Treshchinostojkost' kamennyh peregorodok / V. N. Derkach, R. B. Orlovich // Zhilishchnoe stroitel'stvo. – 2012. – № 8. – S. 34–37.
8. Uzly i detali poetazhno opertyh sten zhilyh i obshchestvennyh zdaniy iz effektivnyh melkoshtuchnyh materialov. – (Seriya B2.030-13.10). – Vypusk 1. Rabochie chertezhi ; Vved. 07.09.11. – Minsk : MAiS Resp. Bel.: Institut BelNIIS, 2010. – 60 s.
9. Rekomendacii po proektirovaniyu poetazhno opertyh sten i peregorodok iz effektivnyh melkoshtuchnyh stenovyh materialov. R 5.02.088.11 ; Vved. 28.09.11. – Minsk : Institut BelNIIS, 2011. – 51 s.

*Материал поступил 16.01.2024, одобрен 12.02.2024, принят к публикации 12.02.2024*