

Совместная работа каменного заполнения и железобетонного монолитного каркаса

К.т.н., заместитель директора В.Н. Деркач,
Филиал Республиканского унитарного предприятия «Институт БелНИИС» –
Научно-технический центр*

Ключевые слова: каменное заполнение; каркас здания; взаимодействие; предельное состояние; живучесть; проблема расчета

В настоящий период в России реализуется национальный проект «Доступное и комфортное жилье – гражданам России». При реализации данного проекта особое значение приобретает совершенствование конструктивных систем зданий и методов их расчета. Решение этих задач позволит повысить качество, долговечность и безопасность строительных конструкций на стадии проектирования.

Спрос на качественное жилье, а также потребность в разнообразии архитектурных форм обусловили большие объемы строительства монолитных каркасных зданий с каменным заполнением. При проектировании таких зданий в качестве несущих конструкций рассматриваются железобетонные элементы каркаса: колонны, ригели, плиты перекрытий и вертикальные диафрагмы жесткости. Каменное же заполнение в виде самонесущих перегородок и наружных стен выполняет ограждающие функции, а взаимодействие между ним и рамой каркаса игнорируется.

Такой подход к расчету каркаса подразумевает, что заполнение не оказывает никакого влияния на статическую работу несущих конструкций здания за исключением дополнительного воздействия от собственного веса каменной кладки. Это в определенной степени является справедливым, когда рама каркаса и панель заполнения отделены друг от друга, и между ними имеется достаточный зазор. Однако при строительстве каркасных зданий поэтажные деформационные швы обычно устраивают только между верхней гранью заполнения и диском перекрытия.

Если кладка заполнения выполнена из прочных материалов, то деформационный шов между заполнением и перекрытием может отсутствовать. При этом следует принимать во внимание очередность выполнения каменной кладки и каркаса. Когда кладка заполнения выполняется после возведения каркаса, то между верхней гранью заполнения и перекрытием образуется шов, через который вертикальное усилие на заполнение передаваться не может. Однако прогибы перекрытия, вызванные эксплуатационной вертикальной нагрузкой, а также реологические явления через определенное время могут привести к закрытию шва и установлению контакта между перекрытием и заполнением.

Когда колонны и диски перекрытия возводятся после стенового заполнения, можно считать, что его верхняя грань связана с диском перекрытия (стена подпирает перекрытие). В этом случае часть вертикального усилия с верхнего диска передается на заполнение. Следует отметить, что некоторые специалисты считают необходимым переход в монолитном домостроении на наружное стеновое ограждение с несущим внутренним слоем [1].

Каркасное здание обычно проектируется таким образом, чтобы вертикальные и горизонтальные воздействия воспринимались элементами каркаса. В реальных условиях эксплуатации каркас, испытывая вертикальные или горизонтальные деформации, взаимодействует с каменным заполнением, которое включается в совместную с ним работу. В работе [2] А.В. Перельмутер отмечает, что для разных режимов работы каркасного здания список его несущих элементов может быть различным.

Рациональное проектирование строительных конструкций требует по возможности максимального отражения их действительной работы в используемых методах расчета. Одним из путей решения этой проблемы в отношении каркасно-монолитных зданий с каменным заполнением является изучение взаимодействия заполнения с элементами каркаса при различных воздействиях.

Попытки учета такого взаимодействия предпринимались давно. Здесь, прежде всего, следует отметить исследования С.В. Полякова, целью которых являлось повышение сейсмостойкости зданий [3, 4]. В последнее время активные теоретические и экспериментальные Деркач В.Н. Совместная работа каменного заполнения и железобетонного монолитного каркаса

исследования в этом направлении ведутся за рубежом. Предпосылкой этому стало появление на рынке строительных материалов каменных изделий, не уступающих по прочности бетону. Кроме этого, возросший интерес зарубежных исследователей к совместной работе заполнения с каркасом обусловлен необходимостью повышения сейсмостойкости каркасных зданий после недавних разрушительных землетрясений, имевших место в странах южной Европы и Юго-Восточной Азии [5–7].

За последние десятилетия значительно обострилась проблема безопасности зданий и сооружений из монолитного железобетона при воздействиях, вызванных чрезвычайными происшествиями (взрыв, пожар, удары транспортных средств и т.п.) [8–10]. Учет фактора совместной работы каменного заполнения с каркасом здания при внезапном удалении колонны или температурном воздействии может быть одним из путей повышения живучести железобетонных конструкций каркаса.

В случае удаления одной из опор рамы происходит перекося панелей заполнения в вертикальном направлении. При этом в примыкающих к проседающей колонне панелях, вдоль их диагоналей образуются сжимающие силовые потоки, и заполнение вместе с контурными конструкциями начинает работать как распорная система, передающая усилия от верхних этажей на соседние колонны (рис. 1).

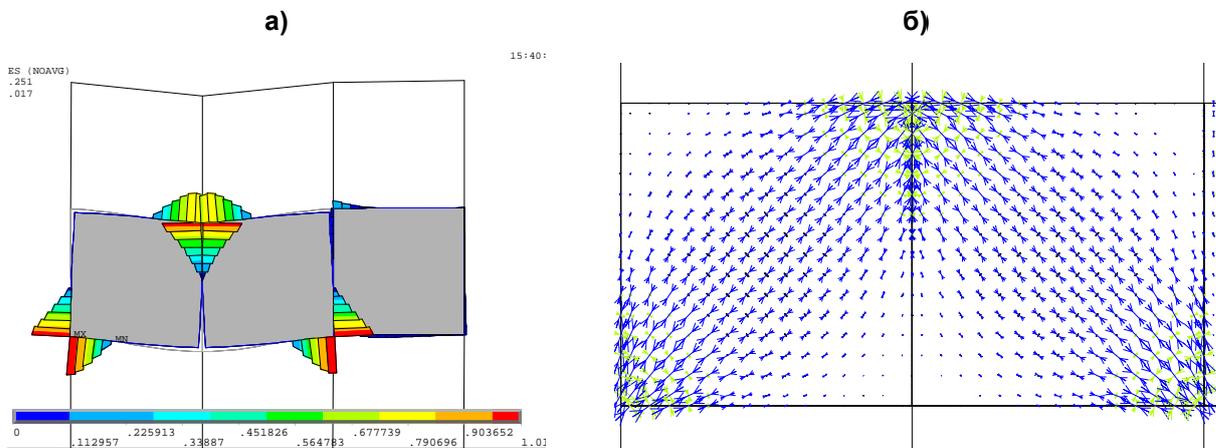


Рисунок 1. Напряженно-деформированное состояние заполнения при удалении опоры:
 а) деформация рамы с заполнением и распределение контактных напряжений;
 б) траектории действия главных напряжений

При деформировании каркаса усилия на каменное заполнение передаются в зонах контакта. Если шов между колоннами и заполнением не работает на растяжение, то в зонах контакта возникают только сжимающие напряжения (рис. 2а). В случае анкеровки каменного заполнения усилие передается посредством сжимающих и растягивающих напряжений (рис. 2б).

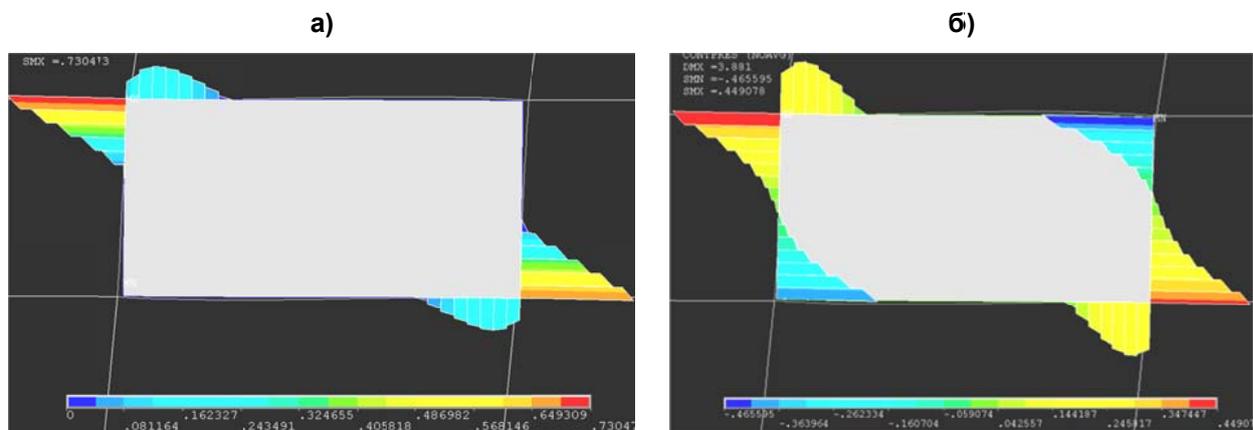


Рисунок 2. Распределение контактных напряжений при горизонтальном перекосе каркаса:
 а) шов не воспринимает растягивающие напряжения;
 б) шов воспринимает растягивающие напряжения

Следует отметить, что на сегодняшний день вопросы сопряжения каменного заполнения с каркасом не регламентированы [11].

Деркач В.Н. Совместная работа каменного заполнения и железобетонного монолитного каркаса

На примере трехпролетной плоской рамы, нагруженной по высоте сосредоточенной в узлах единичной горизонтальной нагрузкой, проанализировано влияние способа сопряжения его элементов с заполнением на деформативность каркаса. Кладка заполнения – ячеисто-бетонные блоки толщиной 300 мм на тонкослойных швах. Расчетный анализ производился в среде «ANSYS», при этом решалась конструктивно нелинейная контактная задача с учетом трения между поверхностями кладки и элементами каркаса. Деформационные характеристики материалов принимались линейно-упругими, что является справедливым для каменного заполнения, работающего в стадии эксплуатации.

Рассмотрено четыре случая:

- рама без заполнения (рис. 3а);
- рама, заполненная каменной кладкой, с горизонтальными деформационными швами между верхними гранями заполнения и нижними плоскостями дисков перекрытий; соединения между кладкой и элементами каркаса не воспринимают растягивающих усилий (рис. 3б);
- рама, заполненная каменной кладкой; соединения между кладкой и элементами каркаса не воспринимают растягивающие усилия; деформационный шов отсутствует (рис. 3в);
- рама, заполненная кладкой; соединения между кладкой и колоннами каркаса воспринимают растягивающие усилия; деформационный шов отсутствует (рис. 3г).

Расчеты показали, что даже при наличии горизонтальных деформационных швов жесткость рамы, заполненной кладкой, выросла почти в 3 раза по отношению к раме без заполнения. В случае полной заделки швов по всему контуру заполнения жесткость рамы увеличилась более чем в 4 раза, а при обеспечении восприятия растягивающих напряжений в стыках кладки с колоннами – в 7,5 раз.

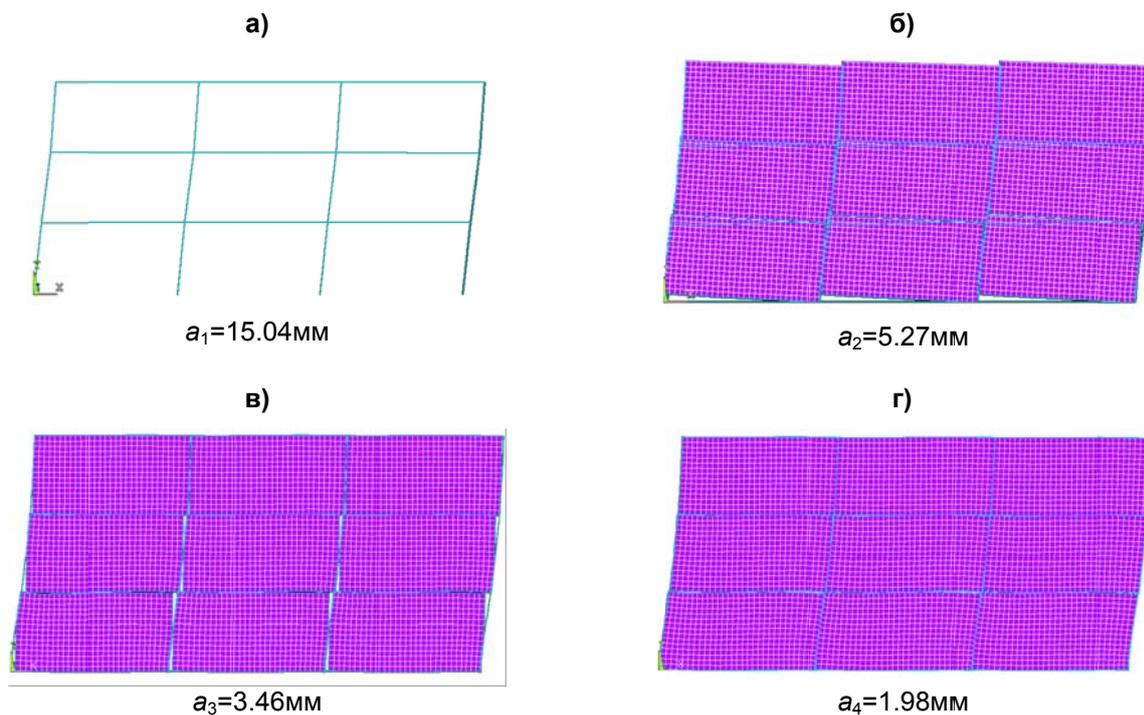


Рисунок 3. Деформации рамы при различных способах сопряжения ее элементов с заполнением (описание в тексте); a_i – максимальное перемещение узлов рамы

Представленный расчетный анализ носит качественный характер, тем не менее, он свидетельствует об эффективности повышения жесткости каркаса при его заполнении каменной кладкой.

Моделирование совместной работы каменного заполнения с каркасом трудно реализовать на практике, прежде всего, из-за отсутствия в применяемых программных комплексах необходимого расчетного интерфейса, сложности создания расчетной модели здания и большой размерности решаемой задачи. В инженерных расчетах заполнение можно заменить диагональными стержнями, воспринимающими только сжимающие усилия, в то время как железобетонные элементы каркаса работают на растяжение и/или сжатие в зависимости от направления ветровой нагрузки (рис. 4).

Деркач В.Н. Совместная работа каменного заполнения и железобетонного монолитного каркаса

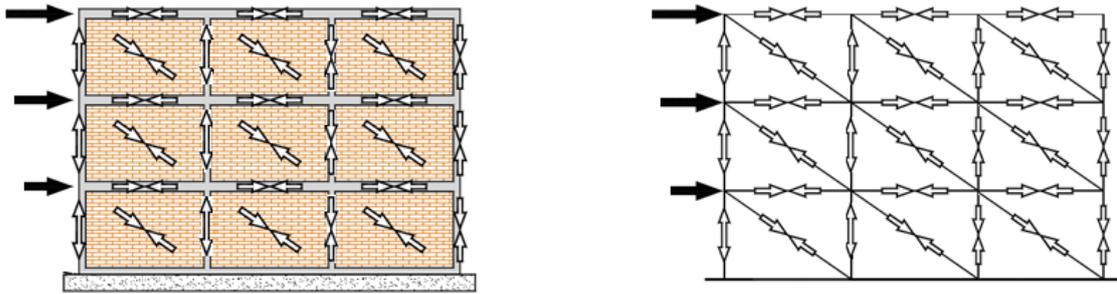


Рисунок 4. Моделирование каркасного здания с каменным заполнением

Для решения указанной задачи необходимо, чтобы жесткость диагональных подкосов была эквивалентна жесткости каменного заполнения. В расчетах модуль упругости стержневых подкосов назначается таким же, как модуль упругости каменной кладки, а площадь поперечного сечения зависит от ряда факторов, главными из которых являются жесткостные характеристики кладки, геометрические размеры панели заполнения, размеры и положение проемов, параметры контактной зоны. Влияние указанных факторов на работу каменного заполнения изучено недостаточно.

Приведенная на рисунке 4 модель позволяет оценить общую жесткость каркаса с заполнением, определить сжимающие усилия в каменной кладке, углы перекося ячеек каркаса. Полученные эффекты воздействий не должны превышать граничных значений, при которых будет обеспечена эксплуатационная пригодность заполнения.

Появление трещин в каменной кладке заполнения в стадии эксплуатации исключается, если соблюдается условие $\theta_{Rd} \leq \theta_{Radm}$, где θ_{Rd} – расчетное значение углов перекося ячейки каркаса; θ_{Radm} – граничное значение углов перекося ячейки каркаса.

Значения θ_{Radm} зависят от механических характеристик каменной кладки, геометрических размеров панели заполнения, способа ее сопряжения с элементами каркаса. В таблице 1 приведены результаты собственных исследований граничных углов перекося ячеек монолитного каркаса θ_{Radm} при традиционно применяемых размерах шага колонн, высоты этажа, поперечного сечения элементов каркаса.

Таблица 1. Граничные значения углов перекося каркаса θ_{Radm}

Вид и прочность камня	Прочность кладочного раствора f_m (МПа)	$\theta_{Radm} \times 10^3$ (мрад)		
		L/H = 1	L/H = 1.5	L/H = 2
Полнотельный керамический кирпич М150	10.9	0.56	0.7	1.05
	7.9	0.56	0.63	0.98
	3.1	0.35	0.42	0.63
Керамический кирпич пустотностью 30% М150	10.9	0.63	0.77	1.19
Силикатный кирпич пустотностью 18% М150	10.9	0.49	0.63	0.91
Ячеистобетонный блок D500 В2.5 на тонкослойном клеевом растворе	7.5	0.53	0.63	0.85

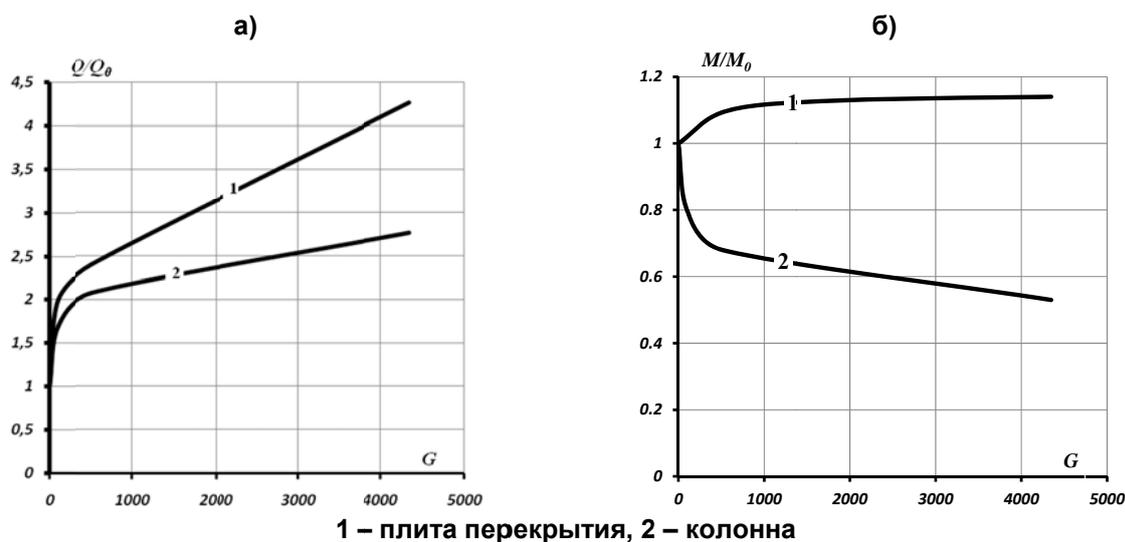
В отечественных нормах предельная величина перекося панелей каркаса, заполненных каменной кладкой, принималась равной $1/1500 \approx 0.67 \times 10^{-3}$ мрад. Согласно таблице 1 наиболее близкими к данному значению являются углы перекося каркасов, заполненных кладкой на прочном растворе при отношении L/H = 1.5 (L и H – соответственно длина и высота панели заполнения).

Заполнение при перекося каркаса вызывает перераспределение усилий в колоннах и плитах перекрытия, что может как положительно, так и отрицательно отразиться на их напряженно-деформированном состоянии. Это объясняется тем, что в силу своих конструктивных особенностей заполнение воспринимает и передает усилия не в узлах каркаса, а на участках определенной длины, где действуют сжимающие контактные напряжения. До образования в

Деркач В.Н. Совместная работа каменного заполнения и железобетонного монолитного каркаса

кладке трещин эпюры контактных напряжений имеют треугольную или близкую к ней форму независимо от жесткости рамы и заполнения (рис. 2). По результатам численного анализа длина зон контакта панелей заполнения с железобетонными колоннами каркаса равна примерно $0,4 H$, а с плитами перекрытия – $0,3 L$ при $L/H > 1$ и $0,4 L$ при $L/H \leq 1$.

Величина поперечных сил Q и изгибающих моментов M , возникающих в элементах каркаса, зависит от сдвиговой жесткости заполнения. На рисунке 5 показаны графики изменения значений Q/Q_0 и M/M_0 в обрамляющих заполнение колоннах и плитах перекрытия в зависимости от модуля сдвига заполнения G при единичной горизонтальной нагрузке (Q_0 и M_0 – соответственно максимальные поперечная сила и изгибающий момент в элементах каркаса без заполнения, t_{panel} – толщина заполнения).



1 – плита перекрытия, 2 – колонна
Рисунок 5. Графики зависимости: а) « $Q/Q_0 - G$ »; б) « $M/M_0 - G$ » ($L/H = 2$, $t_{\text{panel}} = 300\text{мм}$)

Из рисунка 5 следует, что даже при невысоких значениях модуля сдвига заполнения, характерных для кладок из ячеистобетонных блоков, максимальные значения поперечных сил в колонне возрастают примерно в 2 раза по сравнению с каркасом, в котором заполнение отсутствует. В то же время изгибающие моменты в колоннах снижаются в 1,6 раза, что положительно сказывается на их работе.

В результате включения каменного заполнения в работу каркаса достигаются следующие положительные эффекты:

- увеличивается изгибная и сдвиговая жесткость каркаса при действии горизонтальных нагрузок;
- при асимметрии ветровой нагрузки увеличивается крутильная жесткость каркаса, поскольку каменные наружные стены работают как оболочка;
- уменьшаются узловые изгибающие моменты в каркасе;
- повышается динамическая жесткость, что имеет существенное значение при сейсмических воздействиях. Благодаря вязкости каменной кладки происходит рассеивание энергии при подземных толчках [12].

При этом важно понимать также и то, что взаимодействие между заполнением и каркасом в некоторых случаях может приводить к нежелательным эффектам, таким как:

- хрупкое разрушение при сдвиге заполнения или элементов каркаса;
- неудачное распределение жесткости в плане здания из-за нерегулярного расположения панелей заполнения, приводящее к увеличению скручивающего эффекта;
- появление эффекта короткой колонны в случае заполнения не на всю высоту этажа.

На основе вышесказанного можно сделать вывод, что исследование взаимодействия заполнения с каркасом здания представляет особый интерес не только с позиции работы каменной кладки, но также с точки зрения ее влияния на работу примыкающих конструкций. Учет этого фактора может в значительной степени откорректировать геометрические характеристики элементов каркаса и их армирование. Поэтому пренебрегать положительным влиянием взаимодействия каркаса и каменного заполнения нерационально с точки зрения экономии материалов и выявления дополнительных резервов несущей способности строительных конструкций.

Деркач В.Н. Совместная работа каменного заполнения и железобетонного монолитного каркаса

Другим примером взаимодействия каменного заполнения с элементами каркаса является работа перегородок при прогибах опорного перекрытия. Непосредственно после возведения перегородки из-за податливости свежих растворных швов ее деформации следуют за деформациями перекрытия. После набора прочности растворными швами каменной кладки увеличение прогибов перекрытия вследствие реологических процессов в бетоне, а также действия дополнительных нагрузок приводит к нарушению контакта между перекрытием и перегородкой. В результате перераспределения контактного давления изгибающие моменты в перекрытии от веса перегородки уменьшаются, а перегородка начинает работать как балка-стенка, загруженная собственным весом и опертая на концах (рис. 6). Вследствие этого в перегородке возникают касательные и растягивающие напряжения, которые могут привести к образованию трещин [13].

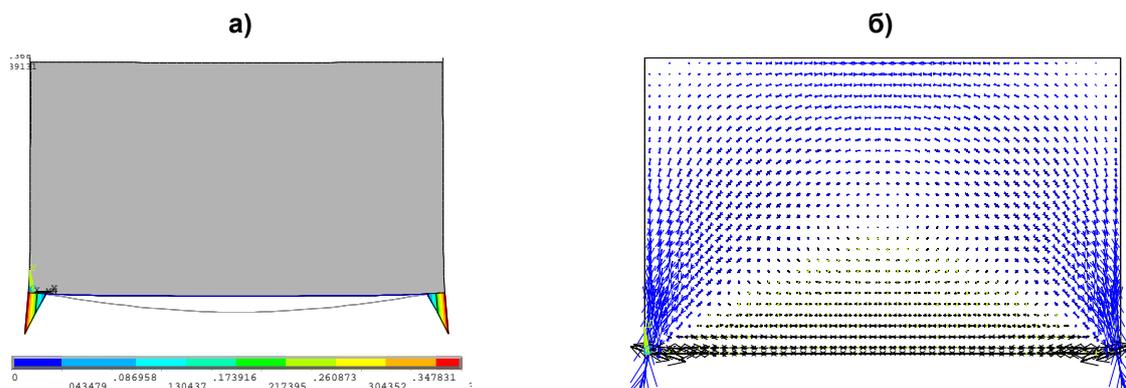


Рисунок 6. Напряженно-деформированное состояние перегородки: а) распределение контактных напряжений; б) траектории главных напряжений

В нормативных документах критерием эксплуатационной пригодности каменных стен и перегородок является граничное значение прогиба опорного перекрытия. При этом в нормах разных стран (СП 20.13330.2011, Еврокод 2, ACI 530-05/TMS 402-05, DIN 1045-1: 2001) приводятся различные данные, касающиеся числовых значений граничных прогибов перекрытий, которые не зависят от вида каменной кладки, ее прочностных и деформационных характеристик, а также конструктивных особенностей стен и перегородок [14]. Данное обстоятельство не позволяет гарантировать отсутствие трещин в каменных конструкциях при достижении опорным перекрытием граничных прогибов, соответствующих требованиям упомянутых нормативных документов. Необходимо отметить, что граничные прогибы опорных конструкций, установленные в вышеуказанных нормах, получены в 60-х годах прошлого столетия на основании натурных обследований стен и перегородок эксплуатируемых зданий и до сих пор не имеют достаточного экспериментально-теоретического обоснования [15, 16].

Экспериментальные исследования и численный анализ показывают, что величина граничного прогиба опорного перекрытия зависит от множества факторов: геометрических размеров перегородки, прочностных и деформационных свойств каменной кладки, граничных условий перегородок и диска перекрытия, а также характеристик контакта – коэффициента трения и касательного сцепления.

В таблице 2 приведены полученные численным расчетом значения граничной кривизны оси опорного перекрытия $1/r_{adm}$ и соответствующие им относительные предельные прогибы u/L для различных отношений длины перегородки к ее высоте L/H . Необходимые для численного анализа прочностные и деформационные характеристики кладки были предварительно определены на основании испытаний опытных образцов [17, 18].

Таблица 2. Относительные предельные прогибы перекрытий

Вид каменной кладки	L/H	$1/r_{adm} \cdot 10^6$ (1/мм) 	u/L
Из полнотелого керамического кирпича М150 на растворе М100	1	16.8	1/190
	1.5	6.3	1/340
	2	3.2	1/500
	3	1.58	1/676
Из ячеистобетонных блоков В2.5 на тонкослойном клеевом растворе М75	1	3.7	1/864
	1.5	1.9	1/1125
	2	1.33	1/1205

Деркач В.Н. Совместная работа каменного заполнения и железобетонного монолитного каркаса

По результатам численного расчета предельные значения относительных прогибов свободно опертых однопролетных перекрытий в наибольшей степени соответствуют требованиям европейских и североамериканских норм для каменных кладок, выполненных из полнотелого керамического кирпича при $L/H > 1.5$. В то же время для кирпичных перегородок с соотношением размеров $L/H = 1$ предельные относительные прогибы опорного перекрытия близки к значениям, установленным в СП 20.13330.2011. Приведенные в таблице 2 относительные предельные прогибы перекрытий относятся к сплошным перегородкам. Для перегородок с проемами значения предельных прогибов опорных конструкций могут быть существенно ниже.

Каменное заполнение, взаимодействуя с каркасом здания, при прогибах перекрытия испытывает изгиб, а при перекосах каркаса – сжатие. Возможна также комбинация воздействий на заполнение при одновременном прогибе перекрытия и перекосе каркаса. Несмотря на имеющиеся различия в работе заполнения при разных формах деформирования каркаса, общей чертой является то, что работа происходит в условиях плоского напряженного состояния. В этом случае для оценки напряженно-деформированного состояния каменной кладки обычно используются численные расчеты, в основу которых положен метод конечных элементов. В то же время оценка трещиностойкости заполнения в условиях плоского напряженного состояния выполняется с применением соответствующих критериев прочности, использование которых возможно лишь при наличии входных данных, отражающих прочностные характеристики конкретных видов каменной кладки при одноосных нагружениях [19, 20]. Указанные характеристики могут быть получены только экспериментальным путем.

Сложность решения поставленных задач заключается в том, что каменная кладка является анизотропным материалом с широким диапазоном прочностных и деформационных свойств. В отличие от бетона или стали, имеющих относительно стабильные свойства независимо от региона, в котором они произведены, механические характеристики каменной кладки изменяются значительно в зависимости от местных составляющих материалов (кладочных камней и раствора), а также качества выполнения работ. Этим определяется необходимость проведения большого объема экспериментальных исследований для получения статистических данных по прочностным и деформационным характеристикам каменных кладок не только в направлении главных осей анизотропии, совпадающих с направлением растворных швов, но и под различными к ним углами.

Обобщение изложенного материала позволяет выявить и всесторонне рассмотреть проблему расчета и конструирования каркасно-монолитных зданий с учетом взаимодействия каменного заполнения и элементов каркаса, суть которой заключается в отсутствии единой обоснованной методики расчета. Основной причиной существующей проблемы является недостаток информации о напряженно-деформированном состоянии заполнения и элементов каркаса при возможных случаях их взаимодействия. Сложившаяся ситуация обусловлена малочисленностью и разрозненностью экспериментальных и теоретических исследований совместной работы указанных конструкций и отсутствием обобщенного анализа этих исследований. Кроме того, существует острый недостаток информации о прочностных и деформационных характеристиках каменной кладки как анизотропного неоднородного материала, что создает трудности при численном моделировании взаимодействия заполнения с каркасом и определении граничных значений эффектов воздействий.

Выводы

1. При проектировании каркасно-монолитных зданий с каменным заполнением необходимо учитывать взаимодействие заполнения с элементами каркаса. В одних случаях это позволяет сэкономить материальные ресурсы при возведении здания, снизить энергозатраты и стоимость строительства, а в других – предотвратить непрогнозируемое наступление предельных состояний заполнения или элементов каркаса.

2. Статический расчет каркаса с учетом его взаимодействия с каменным заполнением может быть реализован с применением упрощенных моделей заполнения, основанных на стержневой аналогии (замене заполнения сжатыми раскосами). При этом модуль упругости стержневых подкосов назначается таким же, как модуль упругости каменной кладки, а площадь поперечного сечения зависит от ряда факторов, главными из которых являются жесткостные характеристики кладки, геометрические размеры панели заполнения, размеры и положение проемов, параметры контактной зоны.

3. Действующие нормативные документы требуют корректировки в части предельных значений углов перекоса панелей каркаса, заполненных каменной кладкой, а также прогибов перекрытий, на которые опираются каменные стены и перегородки (таблицы 1, 2).

4. Оценку трещиностойкости заполнения при перекосе панелей каркаса и прогибах опорных перекрытий следует выполнять с применением соответствующих критериев прочности, использование которых в отечественной практике возможно лишь при наличии входных данных, отражающих прочностные характеристики конкретных видов каменной кладки при одноосных нагружениях. Указанные характеристики могут быть получены только экспериментальным путем.

Литература

1. Николаев С.В. СПКД-система строительства жилья для будущих поколений // Жилищное строительство. 2013. №1. С. 2–4.
2. Перельмутер А.В., Сливкер В.И. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа. Киев: Сталь, 2002. 596 с.
3. Поляков С.В. Каменная кладка в каркасных зданиях. М.: Государственное издательство по строительству и архитектуре, 1956. 192 с.
4. Поляков С.В. Сейсмостойкие конструкции зданий. М.: Высшая школа, 1983. 304 с.
5. Pujol S., Benavent-Climent A., Rodriguez M., Smith-Pardo J. Masonry infill walls: An effective alternative for seismic strengthening of low-rise reinforced concrete building structures // Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering. Beijing, China, 2008. Pp. 1–8.
6. Baran M., Tankut T. Experimental Study on Seismic Strengthening of Reinforced Concrete Frames by Precast Concrete Panel // ACI Structural Journal. 2011. No.3. Pp. 227–237.
7. Moghaddam H.A. Lateral load behaviour of masonry infilled steel frames with repair and retrofit // Journal of Structural Engineering. ASCE. 2004. No.130(1). Pp. 56–63.
8. Колчунов В.И., Моргунов М.В., Кожаринова Л.В., Прасолов Н.О. К вопросу алгоритмизации задачи расчета живучести железобетонных конструкций при потере устойчивости // Промышленное и гражданское строительство. 2012. №12. С. 52–54.
9. Ключева Н.В., Тамразян А.Г. К влиянию ограничения температурных деформаций железобетонных изгибаемых элементов на живучесть зданий и сооружений // Промышленное и гражданское строительство. 2012. №12. С. 49–52.
10. Yap S.L., Li B. Experimental Investigation of Reinforced Concrete Exterior Beam-Column Subassemblages for Progressive Collapse // ACI Structural Journal. 2011. No.9. Pp. 542–552.
11. Деркач В.Н., Орлович Р.Б. Взаимодействие каменного заполнения с каркасом зданий // Жилищное строительство. 2012. №10. С. 9–12.
12. Meli R., Brzev S., Astroza M. [et al.] Seismic Design Guide for Low-rise Confined Masonry Buildings: Confined Masonry Network. A Project of the World Housing Encyclopedia, EERI & IAEE. With funding support from Risk Management Solutions. 2011. 87 p.
13. Drobiec L., Kubica J. Zapobieganie zarysowaniom scian murowanych opartych na stropach zelbetowych // Materialy budowlane. 2006. No.404. Pp. 21–23.
14. Деркач В.Н., Орлович Р.Б. Трещиностойкость каменных перегородок // Жилищное строительство. 2012. №8. С. 34–37.
15. Brameshuber W., Beer I., Kang Bong-Gu. Untersuchungen zur Vermeidung von Rißschäden bei nicht tragenden Trennwänden // Mauerwerk. 2007. Vol. 11. Issue 1. Pp. 54–62.
16. Göttlich P. Begrenzung der Biegeschlankheit nach Eurocode 2 // Beton und Stahlbetonbau. 2012. Vol. 107. Issue 1. Pp. 38–45.
17. Деркач В.Н. Прочность касательного сцепления цементных растворов в каменной кладке // Инженерно-строительный журнал. 2012. №3(29). С. 19–28.
18. Деркач В.Н. Анизотропия прочности каменной кладки на растяжение при раскалывании // Научно-технические ведомости СПбГПУ. Наука и образование. 2012. №2–2(147). С. 259–264.
19. 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.
20. Орлович Р.Б., Деркач В.Н. Применение классических теорий прочности для расчета каменной кладки в условиях сложного напряженного состояния // Строительство и реконструкция. 2011. №1(33). С. 35–40.

**Валерий Николаевич Деркач, г. Брест, Республика Беларусь
Тел. +375-296-411962; эл. почта: v-derkatch@yandex.ru*

© Деркач В.Н., 2013

doi: 10.5862/MCE.40.2

Joint action of masonry filling and monolithic reinforced concrete frame

V.N. Derkach,*Branch of RUE Institute BelNIIS – Scientific-technical Centre, Brest, Belarus**+375-296-411962; e-mail: v-derkach@yandex.ru*

Key words

masonry filling; building frame; interaction; limit state; durability; problem of design

Abstract

The problem of design and detailing of monolithic buildings, taking into account the interaction of the masonry filling and frame members is considered. The results of numerical and experimental researches of the masonry filling behavior at the frame twist and deflection of the supporting structures have been presented.

It is shown that the filling at the frame twist causes a redistribution of stresses in the columns and floor slabs, that can both have positive and negative effect on its stress-strain state. The necessity of adjusting the standards concerning the limits of floor deflections, against which the masonry walls and partitions abut, has been noted. It is shown that ignoring the joint action of stone filling and skeleton can lead to excessive consumption of materials in the construction of monolithic reinforced concrete buildings, to the additional energy costs and higher prices of construction or, conversely, to an unexpected limit state of infilling and frame members.

References

1. Nikolaev S.V. *Housing Construction*. 2013. No.1. Pp. 2–4. (rus)
2. Perelmuter A.V., Slivker V.I. *Raschetnye modeli sooruzheniy i vozmozhnost ikh analiza* [Design models of structures and possibility of its analysis]. Kiev: Stal, 2002. 596 p. (rus)
3. Polyakov S.V. *Kamennaya kladka v karkasnykh zdaniyakh* [Stone masonry in framed buildings]. Moscow: Gosudarstvennoye izdatelstvo po stroitelstvu i arkhitekture, 1956. 192 p. (rus)
4. Polyakov S.V. *Seysmostoykiye konstruksii zdaniy* [Aseismic building structures]. Moscow: Vysshaya shkola, 1983. 304 p. (rus)
5. Pujol S., Benavent-Climent A., Rodriguez M., Smith-Pardo J. Masonry infill walls: An effective alternative for seismic strengthening of low-rise reinforced concrete building structures. *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*. Beijing, China, 2008. Pp. 1–8.
6. Baran M., Tankut T. Experimental Study on Seismic Strengthening of Reinforced Concrete Frames by Precast Concrete Panel. *ACI Structural Journal*. 2011. No.3. Pp. 227–237.
7. Moghaddam H.A. Lateral load behaviour of masonry infilled steel frames with repair and retrofit. *Journal of Structural Engineering. ASCE*. 2004. No.130(1). Pp. 56–63.
8. Kolchunov V.I., Morgunov M.V., Kozharinova L.V., Prasolov N.O. *Industrial and Civil Engineering*. 2012. No.12. Pp. 52–54. (rus)
9. Klyueva N.V., Tamrazyan A.G. *Industrial and Civil Engineering*. 2012. №12. 2012. Pp. 49–52. (rus)
10. Yap S.L., Li B. Experimental Investigation of Reinforced Concrete Exterior Beam-Column Sub-assemblages for Progressive Collapse. *ACI Structural Journal*. 2011. No.9. Pp. 542–552.
11. Derkach V.N. *Housing Construction*. 2012. No.10. Pp. 9–12. (rus)
12. Meli R., Brzev S., Astroza M. [et al.] Seismic Design Guide for Low-rise Confined Masonry Buildings: Confined Masonry Network. *A Project of the World Housing Encyclopedia, EERI & IAEE. With funding support from Risk Management Solutions*. 2011. 87 p.
13. Drobiec L., Kubica J. Zapobieganie zarysowaniom scian murowych opartych na stropach zelbetowych. *Materialy budowlane*. 2006. No.404. Pp. 21–23.
14. Derkach V.N., Orlovich R.B. *Housing Construction*. 2012. No.8. Pp. 34–37. (rus)
15. Brameshuber W., Beer I., Kang Bong-Gu. Untersuchungen zur Vermeidung von Rißschäden bei nicht tragenden Trennwänden. *Mauerwerk*. 2007. Vol. 11. Issue 1. Pp. 54–62.

16. Göttlich P. Begrenzung der Biegeschlankheit nach Eurocode 2. *Beton und Stahlbetonbau*. 2012. Vol.107. Issue 1. Pp. 38–45.
17. Derkach V.N. *Magazine of Civil Engineering*. 2012. No.3(29). 2012. Pp. 19–28. (rus)
18. Derkach V.N. *Nauchno-tekhnicheskiye vedomosti SPbGPU. Nauka i obrazovaniye*. 2012. No.2–2(147). Pp. 259–264. (rus)
19. Orlovich R.B., Derkach V.N. *News of Higher Educational Institutions. Construction*. 2011. No.6. Pp. 101–106. (rus)
20. Orlovich R.B., Derkach V.N. *Building and reconstruction*. No.1(33). 2011. Pp. 35–40. (rus)

Full text of this article in Russian: pp. 20–27