

4. «Строительная климатология» Актуализированная редакция СНиП 23-01-99* (с Изменением N 2): СП131.13330.2012 – М.: ФГУП ЦПП, 2012.
5. «Нагрузки и воздействия» Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*: СП20.13330.2011. – М.: ФГУП ЦПП, 2011.
6. Арматура композитная полимерная для армирования бетонных конструкций: ГОСТ31938-2011 – М.: ФГУП ЦПП, 2012.
7. Руководство по усилению железобетонных конструкций композитными материалами: СП 52-101-2003. – М.: НИИЖБ, Интераква.

Материал поступил в редакцию 23.04.2018

KURLAPOV D.V., MILYUTIN B.G., HABARKOV A.V. Technical inspections of the base plates reinforced by composite fittings

As a result of inspection of monolithic reinforced concrete designs of base plates of storages the defects connected with shrinkage of concrete mix at uneven warming up during concreting at negative temperatures have been found. Defects of the surveyed designs are cracks depth of more protective layer of concrete.

УДК 69.022

Демчук И.Е.

РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ КАМЕННОЙ КЛАДКИ ПРИ СДВИГЕ ПЕРПЕНДИКУЛЯРНО ПЛОСКОСТИ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ РАСТВОРНЫХ ШВОВ

Введение. Сдвиг каменной кладки в направлении, перпендикулярном горизонтальным швам, до настоящего времени изучен недостаточно. Еврокод 6 [1] рекомендует назначать прочность каменной кладки на сдвиг поперек горизонтальных швов, равной характеристическому значению начальной прочности кладки при сдвиге вдоль горизонтальных швов, либо принимать из имеющейся базы данных, устанавливаемой на национальном уровне.

В СНиП II-22-81 [2] используются значения прочности кладки при срезе по перевязанному сечению, зависящие только от марки кладочного изделия. Такой же подход используется в британских [3] и польских [4] нормах. Однако экспериментальные исследования показывают, что основное влияние на прочность каменной кладки при сдвиге поперек горизонтальных растворных швов оказывает не только прочность на срез камня, но и прочность кладочных растворов, а также уровень обжатия каменной кладки [5, 6].

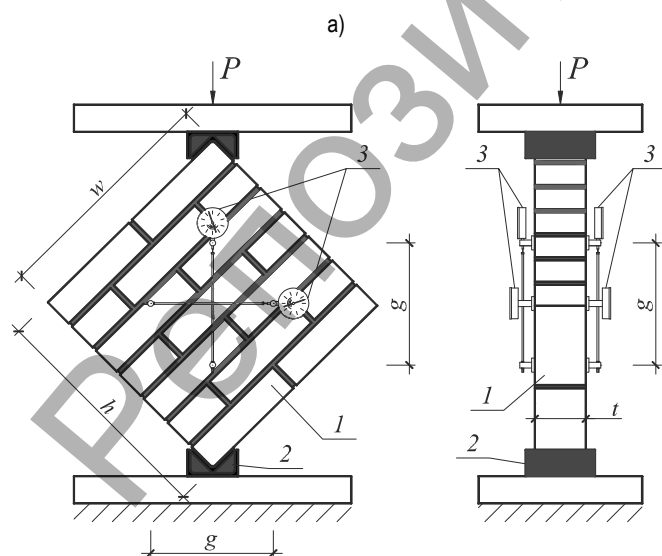
Экспериментальные исследования каменной кладки при одновременном обжатии и сдвиге поперек горизонтальных швов представляют собой сложную и трудоемкую задачу. В этой связи задачу оценки прочности кладки при сдвиге поперек горизонтальных швов с учетом ее обжатия целесообразно решать не только на основании

физических экспериментов, но и применяя методы математического моделирования процесса деформирования и разрушения каменной кладки при сдвиге [7].

В рамках настоящего исследования были проведены физические испытания образцов каменной кладки при сдвиге поперек горизонтальных растворных швов без обжатия, получены исходные характеристики материалов кирпича и раствора для использования в математических моделях, проведено тестирование конечно-элементных моделей на результатах опытных испытаний, а также произведены расчеты КЭ-моделей образцов каменной кладки при сдвиге поперек горизонтальных растворных швов с обжатием с последующим аналитическим анализом результатов.

Экспериментальные исследования. Испытания выполнялись на образцах каменной кладки, имеющих близкую к квадрату форму (с размером сторон около 500 мм) (см. рисунок 1). Для изготовления образцов использовались полнотелые и пустотелые (пустотность 18%) кирпичи производства ОАО "Брестский КСМ" (РБ) на стандартных растворах разной прочности при сжатии $f_m=3,1, 7,9$ и $10,9$ МПа.

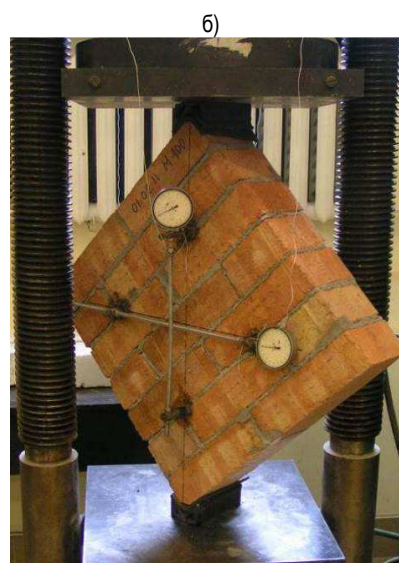
На основании испытаний определялась прочность при сдвиге поперек горизонтальных растворных швов f_{v0} кладки при нулевых



1 – образец кладки; 2 – передаточный опорный башмак; 3 – индикаторы перемещений часового типа с ценой деления 0.001 мм

а) схема испытания, б) опытный образец в испытательной установке

Рисунок 1 – Испытание образца при диагональном сжатии



Демчук Игорь Евгеньевич, главный инженер проекта филиала РУП «Институт БелНИИС» – Научно-технический центр. Беларусь, 224023, г. Брест, ул. Московская, 267/2.

Таблица 1 – Результаты испытаний образцов кладки из полнотелого кирпича КРО и пустотелого кирпича КРПУ на сдвиг поперек горизонтальных растворных швов

№ серии	Прочность кладочного раствора f_m (МПа)	Прочность кладки при сдвиге поперек горизонтальных растворных швов $f_{vvo,obs}$ (МПа)	Прочность кладки при сдвиге вдоль горизонтальных растворных швов $f_{vo,obs}$ (МПа)	$\frac{f_{vvo,obs}}{f_{vo,obs}}$
КРО	10,9	0,77	0,50	1,54
	7,9	0,74	0,41	1,80
	3,1	0,38	0,23	1,65
КРПУ	10,9	0,66	0,48	1,38
	7,9	0,81	0,34	2,38
	3,1	0,52	0,18	2,89

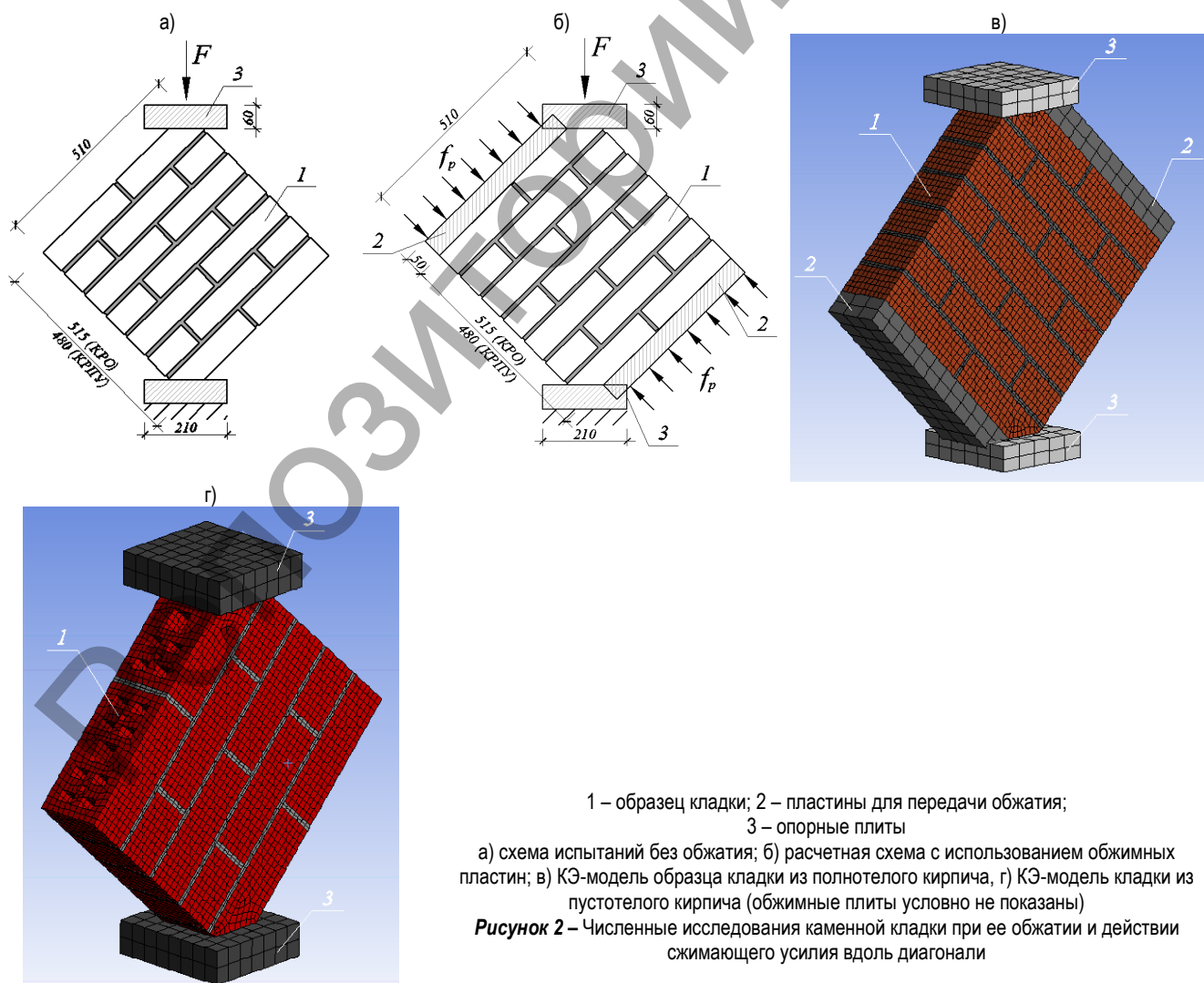
Таблица 2 – Деформационные характеристики кирпича и раствора

Материал	Прочность при сжатии f_c (МПа)	Прочность при растяжении f_t (МПа)	Модуль упругости E (МПа)	Коэффициент поперечной деформации ν
Полнотелый керамический кирпич	25,7	1,08	11850	0,113
Раствор:	3,1	0,31	4600	0,23
	7,9	0,79	9210	0,19
	10,9	1,09	10580	0,17

уровнях обжатия. В таблице 1 также указаны значения прочности при сдвиге поперек горизонтальных растворных швов f_{vo} кладки при нулевых уровнях обжатия на основании собственных исследований образцов на этих же материалах [8].

Из таблицы 1 следует, что значения начальной прочности ка-

менной кладки при сдвиге поперек горизонтальных растворных швов не менее, чем в 1,5 раза выше, чем при сдвиге вдоль горизонтальных растворных швов. Особенно отчетливо это проявляется в каменных кладках, выполненных из пустотелых кладочных элементов. Это может говорить о том, что рекомендации Еврокода 6 [1] об



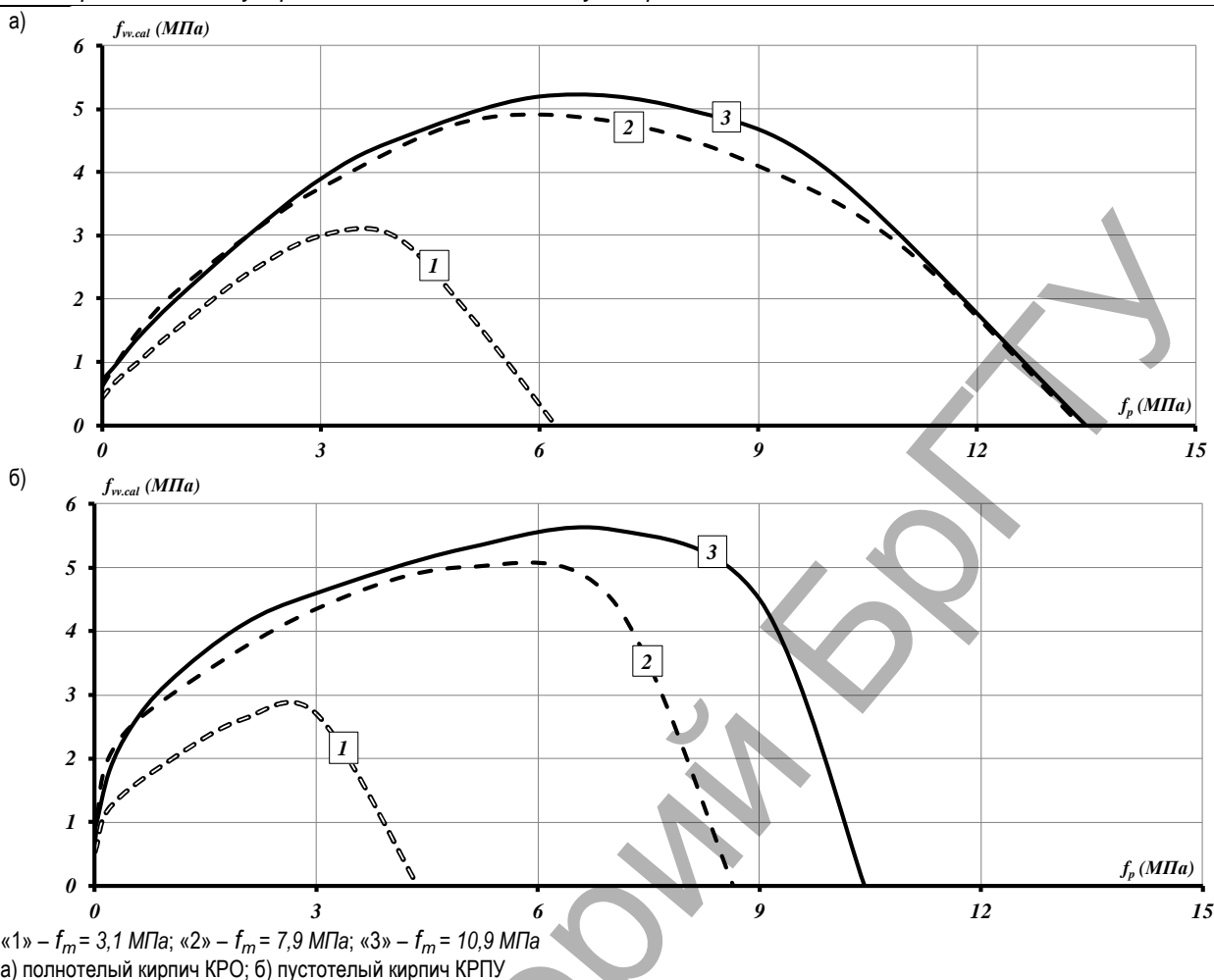


Рисунок 3 – Графики зависимости прочности каменной кладки при сдвиге поперек горизонтальных швов $f_{vv.cal}$ от уровня предварительного обжатия f_p

уравнивании прочности кладки на сдвиг поперек и вдоль горизонтальных швов не являются обоснованными.

Что касается свойств материалов, то прочностные и деформационные характеристики кирпича и раствора были получены по результатам предварительно проведенных экспериментальных исследований [9] (табл. 2).

Численное моделирование. КЭ-анализ проводился в среде Ansys Workbench, где рассматривалась объемная задача с использованием КЭ SOLID65, допускающего учет трещинообразования, и контактных КЭ CONTA174/TARGE170.

Геометрические размеры образца были приняты 510x515(480)x120 мм при толщине растворного шва 10 мм. Для полного соответствия реальному эксперименту в КЭ-модели учитывалось также контактное взаимодействие опытного образца кладки с плитами пресса (рисунок 2).

При расчете конечно-элементной модели образца при сдвиге поперек горизонтальных растворных швов нагружение передавалось в два этапа: на первом шаге – приложение усилия обжатия, а на втором шаге – приложение усилия вдоль диагонали. В то же время, при расчете модели образца при сдвиге поперек горизонтальных растворных швов без обжатия, нагружение производилось за один шаг. Каждый шаг нагружения был разбит на 50...80 подшагов с целью приложения нагрузки непрерывно и равномерно ввиду нелинейного характера работы модели. При достижении несходимости в опциях решателя допускалось автоматическое добавление новых подшагов с дроблением последнего подшага, на котором было достигнуто успешное решение.

Разница в значениях прочности кладки при сдвиге без обжатия, полученных экспериментально и численным расчетом, находилась в пределах 5...28%, что можно считать удовлетворительным.

На представленных на рис. 3 графиках показаны зависимости прочности кладки при сдвиге поперек горизонтальных швов $f_{vv.cal}$ от уровня ее обжатия f_p .

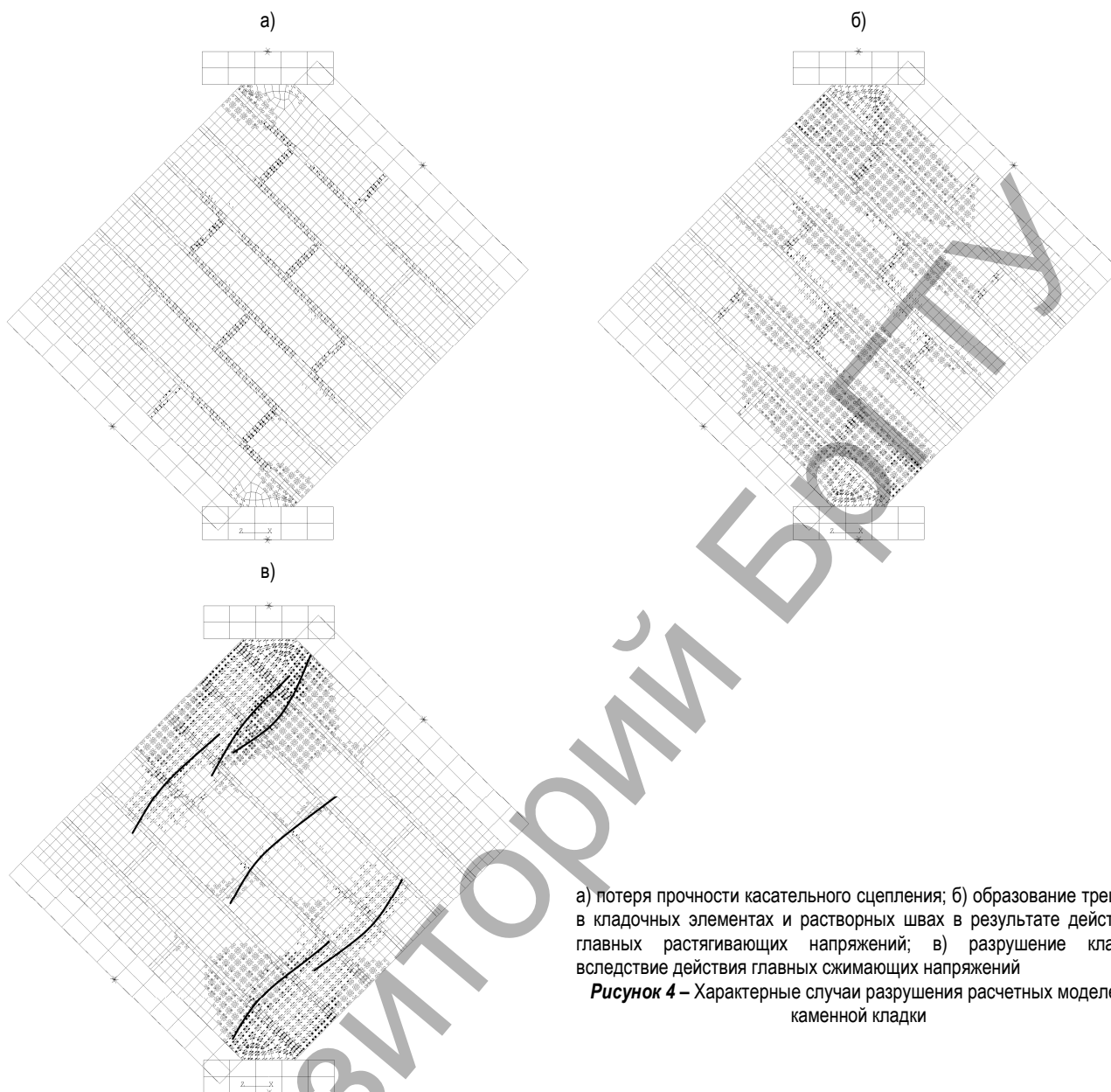
Анализ полученных результатов показал, что зависимость расчетных напряжений сдвига от уровня предварительного обжатия имеет нелинейный характер, предполагающий рост прочности при сдвиге $f_{vv.cal}$ образцов при росте сжимающих напряжений до $f_p = 0,4...0,5 \cdot f$ (где f – прочность при сжатии кладки) и снижение прочности при сдвиге $f_{vv.cal}$ образцов при дальнейшем росте сжимающих напряжений до $f_p = f$. Это обусловлено изменением характера разрушения образцов в зависимости от уровня сжимающих напряжений f_p .

В диаграммах, полученных численным расчетом, следует выделить характерные области, соответствующие разным случаям разрушения каменной кладки:

- вследствие потери прочности касательного сцепления (рисунок 4, а);
- образования трещин в кладочных элементах и растворных швах в результате действия главных растягивающих напряжений (рисунок 4, б);
- разрушения кладки вследствие действия главных сжимающих напряжений с образованием характерных «столбов» (рисунок 4, в).

При одновременном действии сжимающих и сдвигающих напряжений каменная кладка работает в условиях плоского напряженного состояния. Рассматривая каменную кладку как однородный изотропный материал, главные растягивающие напряжения в кладке определяются по формуле:

$$\sigma_1 = \frac{1}{2} \cdot \left[\sigma_\alpha + \sqrt{\sigma_\alpha^2 + 4\tau_\alpha^2} \right], \quad (1)$$



а) потеря прочности касательного сцепления; б) образование трещин в кладочных элементах и растворных швах в результате действия главных растягивающих напряжений; в) разрушение кладки вследствие действия главных сжимающих напряжений

Рисунок 4 – Характерные случаи разрушения расчетных моделей каменной кладки

где σ_1 – главное растягивающее напряжение;

σ_α – нормальное напряжение;

τ_α – касательное напряжение.

При испытаниях образцов каменной кладки на диагональное сжатие при нулевом уровне сжимающих напряжений начальные значения прочности кладки при сдвиге f_{vvo} равны значению ее прочности на растяжение при действии главных растягивающих напряжений под углом 45° к горизонтальным швам кладки. Следовательно, в предельном состоянии для каменной кладки $\sigma_1 = f_{vvo}$. Приняв

$\sigma_\alpha = f_p$, а $\tau_\alpha = f_v$, получим:

$$f_{vvo} = \frac{1}{2} \cdot \left[f_p + \sqrt{f_p^2 + 4f_v^2} \right], \quad (2)$$

где f_v – прочность каменной кладки при сдвиге с учетом действия сжимающих напряжений;

f_p – значение сжимающих напряжений;

f_{vvo} – начальное значение прочности каменной кладки при сдвиге поперек горизонтальных швов.

Выражая значение f_v из формулы (2), получим:

$$f_v = f_{vvo} \cdot \sqrt{1 + \frac{f_p}{f_{vvo}}}. \quad (3)$$

Аппроксимирующую зависимость для определения прочности кладки при сдвиге в диапазоне сжимающих напряжений $f_p = 0 \dots 0,5 \cdot f$, запишем:

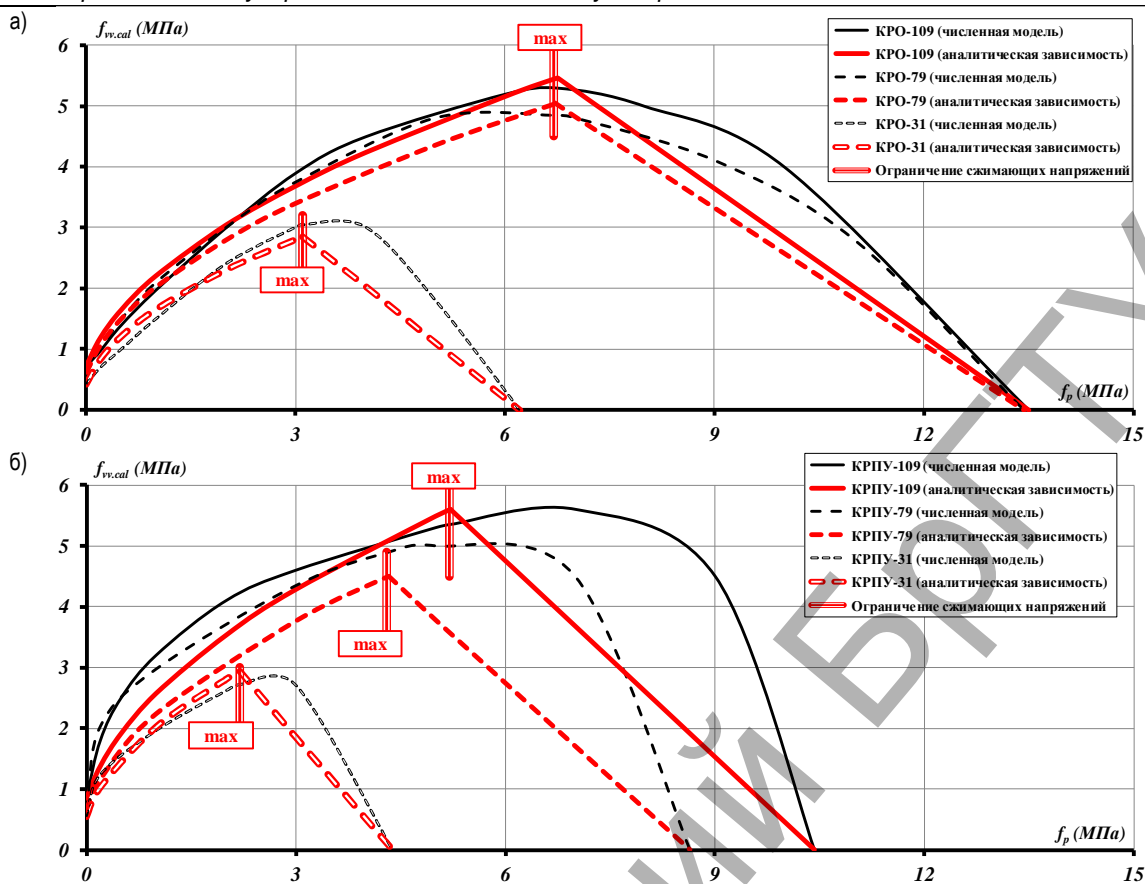
$$f_v = f_{vvo} \cdot \sqrt{1 + k \cdot \frac{f_p}{f_{vvo}}}, \quad (4)$$

где k – безразмерный поправочный коэффициент, значения которого принимаются равными $k=6$ для каменных кладок из полнотелых кладочных элементов и $k=7$ – для пустотелых кладочных элементов.

При этом значение f_v не должно превышать предельного значения $f_{v,lt}$, которое определяется по формуле:

$$f_{v,lt} = f_{vvo} \cdot \sqrt{1 + k \cdot \frac{0,5f}{f_{vvo}}}, \quad (5)$$

где f – прочность каменной кладки при сжатии.



а) для моделей образцов из полнотелых керамических кладочных элементов КРО; б) для моделей образцов из пустотелых керамических кладочных элементов КРПУ

Рисунок 5 – Графики зависимости прочности каменной кладки при сдвиге поперек горизонтальных швов f_{vv} от уровня предварительного обжатия f_p

Если сжимающие напряжения в каменной кладке превышают значение $f_p = 0,5 \cdot f$, то прочность каменной кладки при сдвиге поперек горизонтальных швов устанавливается по формуле:

$$f_{vv} = (f - f_p) \cdot \frac{f_{vv,lt}}{0,5f} \quad (6)$$

Графическая интерпретация зависимостей (4...6) в сопоставлении с графиками « f_{vv} - f_p », полученными на основании численных исследований, приведена на рисунке 5.

Заключение

1. Предложена расчетная модель каменной кладки, подверженной действию сдвигающей и сжимающей нагрузки, базирующаяся на решении МКЭ нелинейных контактных задач с трением и сцеплением между кладочными элементами и раствором на основе пакета ANSYS.
2. На основании численных расчетов получены диаграммы зависимости прочности каменной кладки при сдвиге вдоль и поперек горизонтальных швов от уровня обжатия каменной кладки.
3. Получены аналитические зависимости для расчета прочности при сдвиге перпендикулярно плоскости горизонтальных растворных швов каменной кладки с учетом ее обжатия, а также предельного значения прочности при сдвиге каменной кладки.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Еврокод 6. Проектирование каменных конструкций. Часть 1-1. Общие правила для армированных и неармированных каменных конструкций: ТКП EN 1996-1-1:2016 (33020) (EN 1996-1-1:2005+A1:2012, IDT). – Взамен СТБ EN 1996-1-1-2008; – Введ. РБ 11.03.2016. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь: Стройтехнорм: Бизнесофсет, 2016. – 109 с.

2. Каменные и армокаменные конструкции: СНиП II-22-81* (с изм. №1 и №2 ВУ). – Введ. 01.01.1983 (отменен на территории РБ с 01.01.2018). – М: ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко Госстроя СССР, 2015. – 46 с.
3. Structural use of unreinforced masonry: BS 5628-1:2005. Part 1. – Publ. 08.12.2005. – London: BSI, 1992. – 80 p.
4. Konstrukcje murowe niezbrojone. Projektowanie i obliczanie: PN-B-03002:2007. – Publ. 11.07.2007. – KT 252, Projektowania Konstrukcji Murowych, 2007. – 68 str.
5. Kubica, J. Niezbrojone ściany murowe poddane odkształceniom postaciowym wywołanym nierównomiernymi przemieszczeniami podłoża / J. Kubica. – Gliwice: Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, 2003. – 196 s.
6. Кабанцев, О.В. Влияние уровня нормального сцепления на процесс пластического деформирования каменной кладки в условиях двухосного напряженного состояния / О.В. Кабанцев, Э.С. Усеинов // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. – Томск, 2015. – №4. – с. 78-89.
7. Демчук, И.Е. Прочность и деформации каменной кладки из керамического кирпича при сдвиге поперек горизонтальных швов / И.Е. Демчук // Проблемы современного бетона и железобетона: сб. науч. тр. / Ин-т БелНИИС; редкол.: О.Н. Лешкевич [и др.]. – Минск, 2017. – Вып. 9. – принята к публикации.
8. Демчук, И.Е. Исследование прочности сцепления растворов в каменной кладке / И.Е. Демчук, В.Н. Деркач // Вестник Брестского государственного технического университета. – 2012. – №1(73): Строительство и архитектура. – С. 71–76.
9. Галалюк, А.В. Влияние прочности раствора при сжатии на величину модуля упругости раствора и коэффициент Пуассона / А.В. Галалюк // Ресурсоєкономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: збірник наукових праць. Випуск 24. – Рівне, 2012. – С. 100–112.

DEMCHUK I.E. Calculation of masonry shear strength perpendicular to the plane of horizontal mortar joints

Experimental and numerical studies of shear strength perpendicular to the plane of horizontal mortar joints of masonry from ceramic elements were carried out. Based on experimental results the value of the masonry initial shear strength perpendicular to the horizontal mortar joints is not less than 1,5 times higher than in shear parallel to the horizontal mortar joints were identified. Based on numerical calculations, diagrams of the dependence of the strength of masonry on the displacement perpendicular and parallel to the horizontal mortar joints from the level of compression of masonry were obtained. Analytical dependences to calculate the masonry shear strength perpendicular to the plane of the horizontal mortar joints taking into account its compression, as well as the ultimate value of the masonry shear strength were obtained.

УДК 624.073 (043)

Молош В.В.

ОБ УРАВНЕНИЯХ РАВНОВЕСИЯ СИЛ, ДЕЙСТВУЮЩИХ В НАКЛОННОЙ ТРЕЩИНЕ, ПРИ ОПРЕДЕЛЕНИИ СОПРОТИВЛЕНИЯ ПРОДАВЛИВАНИЮ ПЛОСКИХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ БЕЗ ПОПЕРЕЧНОЙ АРМАТУРЫ

Большинство современных расчетных моделей, служащих для определения сопротивления срезу железобетонных элементов, базируются на положении о том, что в предельном состоянии наклонная трещина пересекает конструктивный элемент по всей его высоте, а сопротивление вызвано зацеплением поверхностей, контактирующих в трещине.

Предшествующие исследования [1] позволили экспериментально установить, что усилие, возникающее в результате зацепления контактирующих поверхностей в наклонной трещине, может составлять от 22% до 59% от полного поперечного усилия воспринимаемого элементом в зоне среза. Наиболее популярная в настоящее время модель расчета сопротивления срезу – модифицированная теория полей сжатия (MCFT), (англ. *Modified Compression Field Theory, MCFT*), разработанная Vecchio F.J. и Collins M.P. в 1986 – 1990 годах, – основанная на применении деформационного подхода, включает в качестве базового критерия разрушения величину касательных напряжений V_{ci} , вызванных зацеплением контактирующих поверхностей в наклонной трещине.

Величину касательных напряжений V_{ci} , зависящих от ширины раскрытия наклонной трещины, предложено определять по эмпирической зависимости следующего вида:

$$V_{ci} = \frac{0,18\sqrt{f'_c}}{0,3 + \frac{24w}{D_{max} + 16}}, \quad (1)$$

где f'_c – цилиндрическая прочность бетона при осевом сжатии, Н/мм²;

w – ширина раскрытия трещины среза;

D_{max} – максимальный размер крупного заполнителя.

Подобный подход также использовал при разработке собственной расчетной модели сопротивления срезу швейцарец Aurelio Muttoni [2], предложив ее в следующем виде:

$$\frac{V_{Rd}}{b_0 \cdot d \sqrt{f'_c}} = \frac{3/4}{1 + 15 \frac{\psi \cdot d}{D_{max} + a_g}}, \quad (2)$$

где V_{Rd} – поперечная сила, действующая в критическом сечении при расчетах сопротивления продавливанию (срезу); b_0 – поперечный размер площади среза; f'_c ; d – эффективная рабочая высота плиты, определяемая расстоянием от нижней наиболее сжатой зоны плиты до центра тяжести растянутой арматуры; ψ – угол поворота сечения с наклонной трещиной; между действующей внешней поперечной силой V_{Ed} и углом поворота ψ предложена функциональная взаимосвязь «усилие – угол поворота» следующего вида:

$$\psi = 0,33 \frac{L \cdot f_{yd}}{d \cdot E_s} \left(\frac{m_{Ed}}{m_{Rd}} \right)^{3/2}; \quad (3)$$

L – расстояние между колоннами; f_{yd} – расчетное сопротивление продольной арматуры при осевом растяжении; E_s – модуль упругости арматурной стали; m_{Ed} – среднее значение расчетного изгибающего момента на единицу длины опорной полосы в районе колонны, $m_{Ed} = V_{Ed}/8$; m_{Rd} – расчетный погонный изгибающий момент в сечении плиты в зоне соединения с колонной.

Модифицированная теория полей сжатия, в основу которой положен критерий (1), и модель Muttoni [2], обладая схожей структурой и общей простотой, тем не менее имеют ряд недостатков. Основной из них – эмпирическая основа критериев разрушения, уйти от которой на данном этапе пока не удастся. Кроме того, в модифицированной теории полей сжатия некоторые допущения весьма спорны. Научная же мысль всегда устремляется к созданию общего метода, описывающего изучаемое физическое явление. Такой метод должен опираться на строго сформулированную теорию и ее, по возможности наиболее точное, математическое описание, позволяющее получить замкнутое решение.

Полагая, что в предельном состоянии трещина пересекает всю высоту конструктивного элемента, рассмотрим равновесие сил, действующих на одну его часть, отсеченную по наклонной трещине. Для простоты будем рассматривать плоскую задачу, а ширину конструктивного элемента в расчетах будем принимать равной длине критического периметра.

Изгиб конструктивного элемента будет возникать в результате действия пары сил V_{Ed} и $F_{c,y}$ (рисунок 1а), которая будет уравновешена парой, образованной силами $F_{c,x}$ и F_s и силами, вызванными зацеплением контактирующих поверхностей элемента в наклонной трещине. Здесь $F_{c,x}$ представляет равнодействующую усилий в сжатой зоне бетона (высота сжатой зоны бетона обозначена на рисунке 1а параметром x), а F_s – равнодействующую усилий в растянутой арматуре. Равнодействующую R_3 сил зацепления контактирующих поверхностей элемента в наклонной трещине будет иметь две составляющие: касательную F_t , направленную вдоль наклонной трещины противоположно направлению сдвига, и нормальную F_n , направленную перпендикулярно наклонной трещине.

Наиболее простая интерпретация задачи равновесия сил в сечении, проходящем по наклонной трещине, возможна при приведении всех сил в одну точку. Для этого воспользуемся методом, предложенным Пуансо, который заключается в замене силы эквивалентной ей совокупностью – геометрически равной ей силой, приложенной в центре приведения, и парой сил с моментом, равным моменту силы относительно центра приведения (рисунок 2а).

Предположим, что между силами $F_{c,x}$ и $F_{c,y}$ существует соотношение, зависящее от входных параметров конструктивного элемента: коэффициента продольного армирования, рабочей высоты плиты, прочности бетона. Геометрически это соотношение будет представлять тангенс угла наклона α , образованный этими силами (рисунок 2б), т. е.

Молош Виктор Викторович, к.т.н., доцент кафедры прикладной механики Брестского государственного технического университета. Беларусь, БрГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.