

7. Соболевский Г.П. Тонкостенные стержни открытого профиля, усиленные бимоментными связями. Диссертация на соискание ученой степени д.т.н. Тула. 1968.

УДК 693.22

ПРЕДЕЛЬНЫЕ ЗНАЧЕНИЯ ПРОЧНОСТИ КАМЕННОЙ КЛАДКИ ПРИ СДВИГЕ В НАЦИОНАЛЬНОМ ПРИЛОЖЕНИИ К ЕВРОКОДУ 6

ДЕМЧУК И.Е.

Филиал РУП «Институт БелНИИС» - Научно-технический центр
Брест, Беларусь

Введение

Прочность при сдвиге каменной кладки в значительной степени влияет на трещиностойкость, несущую способность и долговечность каменных конструкций. Данный параметр играет важную роль в каменной кладке, работающей на осевое растяжение, срез и изгиб. В таких условиях работает стеновое заполнение каркасов при перекосе, стены-диафрагмы жесткости, стены и перегородки, опирающиеся на гибкие диски перекрытий, и т.д.

В соответствии со СНиП II-22-81 [4], предел прочности каменной кладки по неперевязанному сечению определяется по закону Кулона-Мора и ассоциируется только со сдвигом кладки в плоскости горизонтальных растворных швов. Расчет неармированной кладки на срез по неперевязанным швам производится по формуле (1).

$$Q \leq (R_{sq} + 0.8 \cdot n \cdot \mu \cdot \sigma_0) \cdot A \quad (1)$$

где: μ - коэффициент трения по шву кладки, принимаемый для кладки из кирпича и камней правильной формы равным 0.7;

σ_0 - средние напряжения сжатия;

n - коэффициент, принимаемый равным 1.0 для кладки из полнотелого кирпича и камней и равным 0.5 для кладки из пустотелого кирпича и камней с вертикальными пустотами;

A - расчетная площадь сечения.

В соответствии с [4], работа кладки описывается только одной областью. Область «А» (см. рис.1) соответствует «чистому» сдвигу вдоль растворных швов. Это значит, что теоретически прочность кладки при сдвиге никак не ограничена при росте сжимающих напряжений.

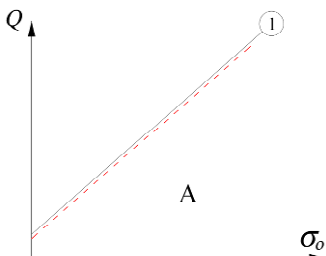


Рис. 1. Зависимость величины прочности на сдвиг кладки от уровня сжимающего усилия в соответствии с [4]

Однако в действительности, при росте сжимающих напряжений наступает предельная ситуация, при которой напряжения сдвига не увеличиваются, что приводит к началу процесса разрушения кладки.

Более полное представление о работе каменной кладки при сдвиге дает теория Манна-Мюллера [7], в которой работа каменной кладки рассматривается как несколько последовательных этапов (см. рис.2). Согласно данной теории, разрушение кладки может происходить в результате:

1. нарушения нормального сцепления между раствором и кладочными элементами из-за поворота отдельных кладочных элементов (зона «А», прямая «1»);
2. нарушения касательного сцепления между раствором и кладочными элементами (зона «В», прямая «2»);
3. превышения главными растягивающими напряжениями прочности кладки на растяжение (зона «С», кривая «3»);
4. превышения сжимающими напряжениями прочности кладки на сжатие (зона «D», прямая «4»).

Стоит отметить, что данная теория, например, является основой для немецких норм [8].

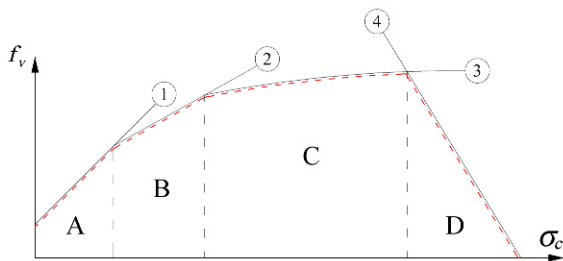


Рис. 2. Критерий Манна-Мюллера

В Еврокоде 6 [3], также, как и в отечественных нормах [4], работа кладки при сдвиге описывается линейной зависимостью Кулона-Мора (2).

$$f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \cdot \sigma_d \quad (2)$$

где f_{vko} - начальное характеристическое сопротивление срезу каменной кладки при отсутствии сжимающей нагрузки;

σ_d - расчетное напряжение сжатия, перпендикулярное усилию среза в элементе.

Важнейшим отличием [3] от [4] является ограничения прочности каменной кладки при сдвиге определенным значением, которое соответствует разрыву камня (область «В»).

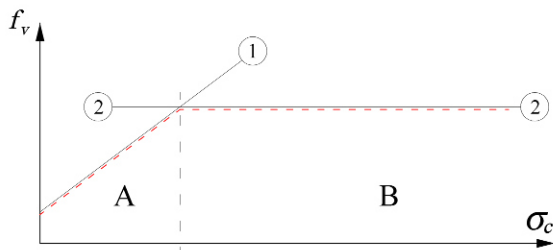


Рис. 3. Зависимость величины прочности на сдвиг кладки от уровня сжимающего усилия в соответствии с [3]

Значение f_{vk} не должно превышать $0.065 \cdot f_b$ или f_{vlt} . Здесь f_{vlt} - предельное значение f_{vk} , а f_b - приведенное (нормализованное) сопротивление сжатию кладочного элемента в направлении усилия среза.

Требования по применению в конкретной стране значения f_{vlt} устанавливаются в национальном приложении. Например, в дей-

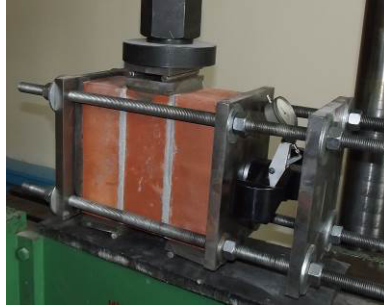
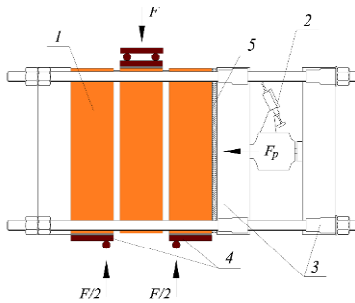
ствующем немецком Национальном приложении к Еврокоду [6] предельное значение f_{vlt} определяется в зависимости от условий работы стены и величины предельных сдвигающих напряжений. В польском Национальном приложении [9] представлены числовые значения предельной характеристической прочности каменной кладки при сдвиге f_{vlt} . Величина указанного ограничения зависит от группы кладочного элемента и класса раствора.

С целью установления числовых значений предельной характеристической прочности каменной кладки при сдвиге f_{vlt} был проведен комплекс экспериментальных исследований каменных кладок из отечественных материалов. Так как физические эксперименты трудоемки и параметрически ограничены, то в дополнение к ним выполнялись численные исследования работы каменной кладки при сдвиге.

Экспериментальные исследования

Испытания опытных образцов проводились по стандартной методике [5]. В соответствии с данным стандартом на испытания, определяется начальное сопротивление кладки сдвигу f_{vo} и угол внутреннего трения α при одновременном действии сжимающих и сдвигающих напряжений. Схема испытаний приведена на рисунке 4.

В соответствии с [5], уровень обжатия f_{pi} зависел от прочности кладочного элемента при сжатии. При прочности кладочного элемента большей, чем 10 МПа, значения f_{pi} принимались равными 0.2, 0.6, и 1.0 МПа, а при прочности кладочного элемента ≤ 10 МПа $f_{pi} = 0.1, 0.3$ и 0.5 МПа. Дополнительно были проведены испытания при более высоких значениях сжимающих напряжений с целью получения предельных усилий сдвига. Были использованы керамические полнотелые и пустотелые кладочные элементы 1 и 2 группы в соответствии с классификацией [3].



1 – испытываемый образец кладки, 2 – динамометр для контроля уровня обжатия, 3 – передаточные пластины для передачи обжатия, 4 – пластины с роликовыми опорами, 5 – гипсовая прокладка

Рис. 4. Схема и общий вид испытаний опытного образца

Прочность при сдвиге f_{vi} и напряжения обжатия f_{pi} рассчитывались по каждому испытываемому образцу по формулам (3), (4).

$$f_{vi} = \frac{F_{i,max}}{2A_i} \quad (3)$$

$$f_{pi} = \frac{F^{pi}}{A_i} \quad (4)$$

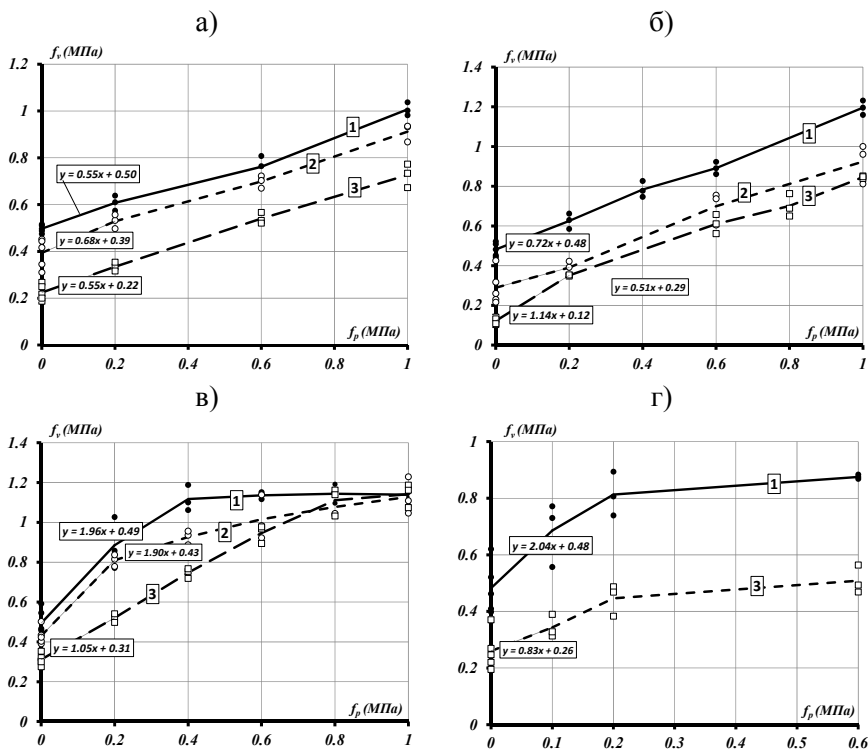
где: $F_{i,max}$ - максимальное значение усилия сдвига;

F_{pi} - сжимающее усилие предварительной нагрузки;

A_i - площадь сечения испытываемого образца кладки параллельно горизонтальным швам.

Так как величина сжимающих напряжений f_{pi} была переменной, это давало возможность построения графика зависимости « $f_{vi} - f_{pi}$ ».

На представленных ниже графиках (см. рис.5) показаны зависимости напряжений сдвига в кладке f_v от уровня сжимающих напряжений f_p . На графиках показаны результаты только для малых сжимающих напряжений.



1 – при прочности раствора $f_m=10.9$ МПа; 2 – при прочности раствора $f_m=7.9$ МПа;
3 – при прочности раствора $f_m=3.1$ МПа

Рис. 5. Графики зависимости сопротивления сдвигу f_v от уровня предварительного обжатия f_p для образцов из: а) керамических полнотелых кирпичей 1 группы, б) керамических кирпичей 1 группы пустотностью 22%, в) керамических кирпичей 2 группы пустотностью 30%, г) поризованных керамических блоков 2 группы пустотностью 42%

Как показал анализ экспериментальных исследований, при малой пустотности кладочного элемента (1 группа) зависимость напряжений сдвига от уровня сжимающих напряжений носит линейный характер.

Что касается кладочных элементов 2 группы с высоким уровнем пустотности, то наблюдался явный переходный процесс от стадии разрушения образца в результате сдвига и отрыва к стадии разрушения вследствие разрыва кладочных элементов.

Численные исследования

Так как заранее неизвестно, при каких значениях сжимающих напряжений прочность каменной кладки при сдвиге реализуется вследствие разрушения кладочных элементов, требуется выполнение испытаний большого количества опытных образцов. Поэтому в целях сокращения количества физических экспериментов использовался численный эксперимент, базирующийся на решении методом конечных элементов (МКЭ) нелинейной контактной задачи с трением и сцеплением между раствором и кладочными элементами.

В качестве исходных характеристик материалов использовались прочностные характеристики и диаграммы деформирования кирпича и раствора по результатам предварительно проведенных экспериментальных исследований [1].

Численный анализ проводился в среде Ansys Workbench, где рассматривалась объемная задача с использованием конечного элемента (КЭ) SOLID65, допускающего учет трещинообразования, и контактных конечных элементов (ККЭ) CONTA174/TARGE170.

Для полного соответствия реальному эксперименту в КЭ-модели учитывалось контактное взаимодействие опытного образца кладки с обжимными пластинами (см. рис.6).

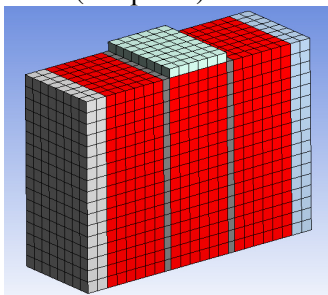


Рис. 6. Объемная КЭ-модель опытного образца

Размер КЭ для образца был принят равным 15 мм. КЭ-модель закреплена в области одной из обжимных пластин от перемещений в трех ортогональных направлениях. Ко второй обжимной пластине приложено сжимающее усилие. А к верхней опорной пластине приложено усилие в вертикальном направлении. Опираение опытного образца организовано посредством «скользящей опоры», что моделирует подвижные шарниры в реальном эксперименте.

Контакт между кладочными элементами и раствором задавался с использованием опции «frictional» с соответствующим коэффициентом трения и с учетом начального сопротивления сдвигу. Контакт между образцом и обжимными пластинами задавался с использованием опции «frictional» с коэффициентом трения 0.2.

Значения начального сопротивления сдвигу (f_{vo}) и угла внутреннего трения (α) были приняты на основании описанных выше экспериментальных исследований (численные значения – см. [2]).

Свойства материала предполагали учет диаграммы деформирования, а также учет появления и развития трещин как в результате превышения предельных растягивающих напряжений, так и в результате превышения предельных сжимающих напряжений.

На рисунке 7 приведены расчетные и экспериментальные диаграммы зависимости сопротивления сдвигу f_v от уровня предварительного обжатия f_p для образцов, выполненных из керамических полнотелых кладочных элементов 1 группы.

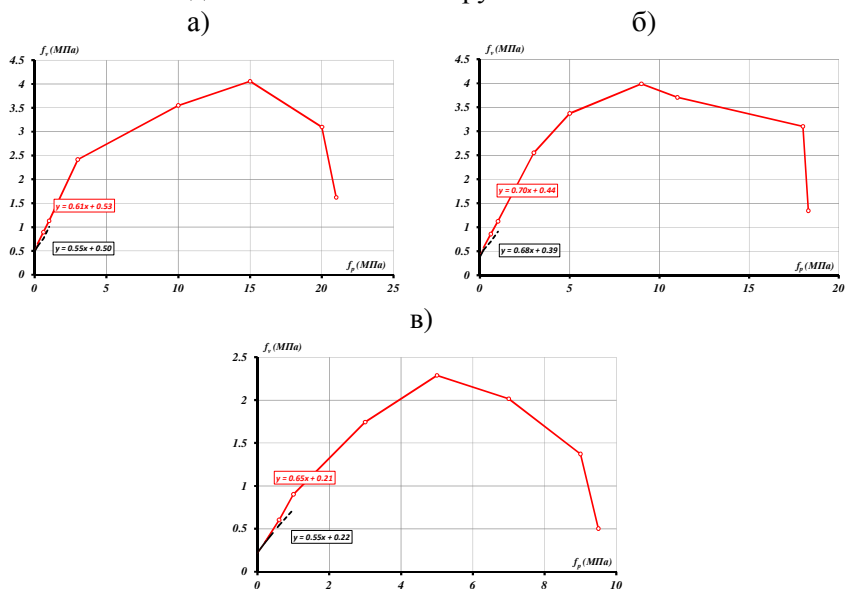


Рис. 7. Графики зависимости сопротивления сдвигу f_v от уровня предварительного обжатия f_p для образцов из керамических полнотелых кладочных элементов 1

группы при прочности раствора:

а) $f_m = 10.9$ МПа, б) $f_m = 7.9$ МПа,

в) $f_m = 3.1$ МПа

Анализ полученных данных показал удовлетворительную сходимость экспериментальных и теоретических данных в области принятых в эксперименте уровней обжатия каменной кладки.

На рисунке 8 приведены расчетные и экспериментальные диаграммы зависимости сопротивления сдвигу f_v от уровня предварительного обжатия f_p для образцов, выполненных из керамических кладочных элементов 1 группы пустотностью 22%.

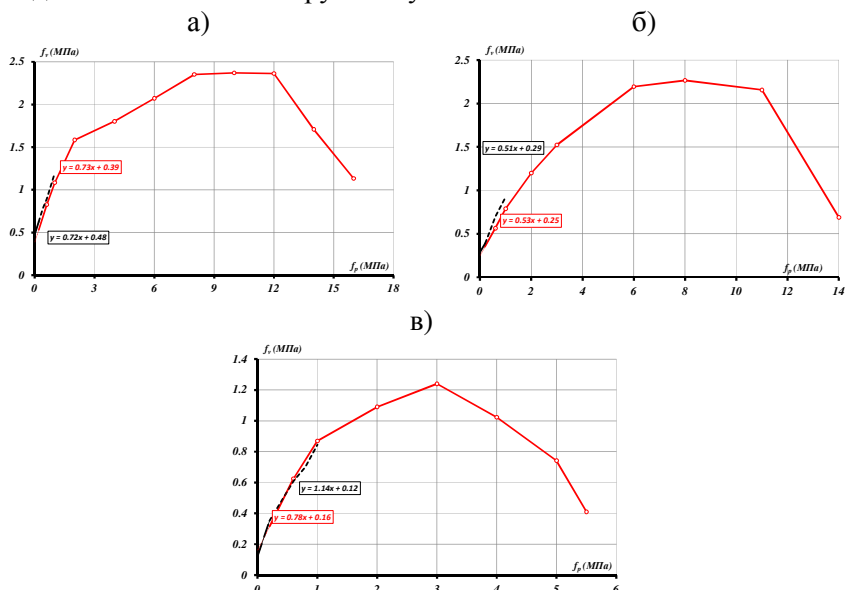


Рис. 8. Графики зависимости сопротивления сдвигу f_v от уровня предварительного обжатия f_p для образцов из керамических кладочных элементов 1 группы пустотностью 22% при прочности раствора:

- а) $f_m = 10.9$ МПа, б) $f_m = 7.9$ МПа,
в) $f_m = 3.1$ МПа

Для пустотелых образцов уровень сжимающих усилий оказался ниже, как и предельное усилие сдвига.

На рисунке 9 приведены расчетные и экспериментальные диаграммы зависимости сопротивления сдвигу f_v от уровня предварительного обжатия f_p для образцов, выполненных из керамических кладочных элементов 2 группы пустотностью 30%, а на рисунке 10 – для образцов, выполненных из керамических поризованных блоков 2 группы пустотностью 42%.

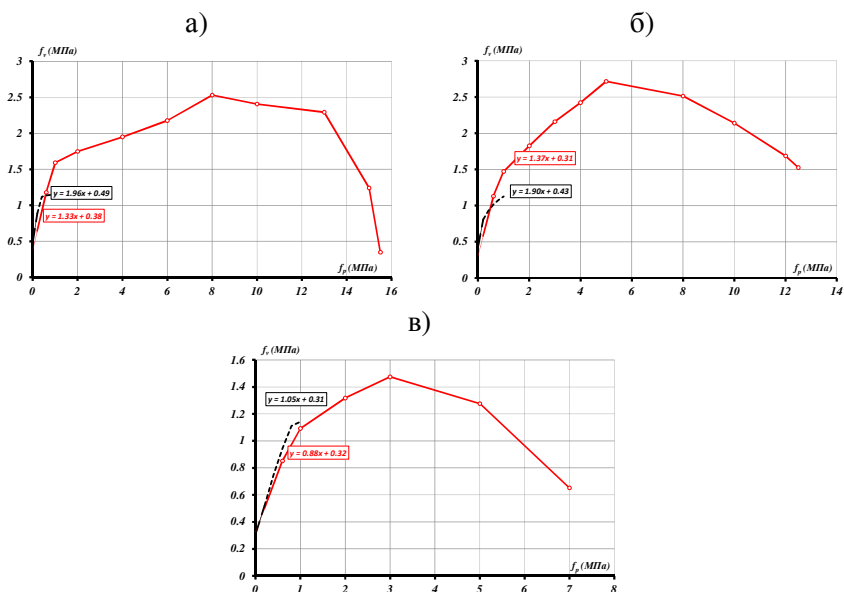


Рис. 9. Графики зависимости сопротивления сдвигу f_v от уровня предварительного обжатия f_p для образцов из керамических кладочных элементов 2 группы пустотностью 30% при прочности раствора:

а) $f_m = 10.9$ МПа, б) $f_m = 7.9$ МПа,

в) $f_m = 3.1$ МПа

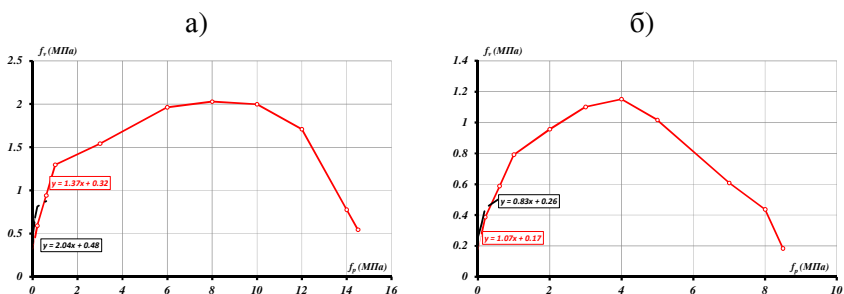


Рис. 10. Графики зависимости сопротивления сдвигу f_v от уровня предварительного обжатия f_p для образцов из керамических поризованных блоков 2 группы пустотностью 42% при прочности раствора: а) $f_m = 10.9$ МПа, б) $f_m = 3.1$ МПа

Для пустотелых образцов 2 группы при высоких прочностях раствора при испытаниях наблюдался более ранний переход из стадии сдвига и отрыва по контакту между швом и кладочным элементом к стадии разрыва кладочного элемента.

Дополнительно было проведено сравнение полученных данных со значениями прочности при сдвиге, вычисленной в соответствии с теорией Манна-Мюллера.

На представленных ниже графиках (см. рис.11) выборочно представлены зависимости сопротивления сдвигу f_v от уровня предварительного обжатия f_p для образцов из кладочных изделий 1 и 2 группы.

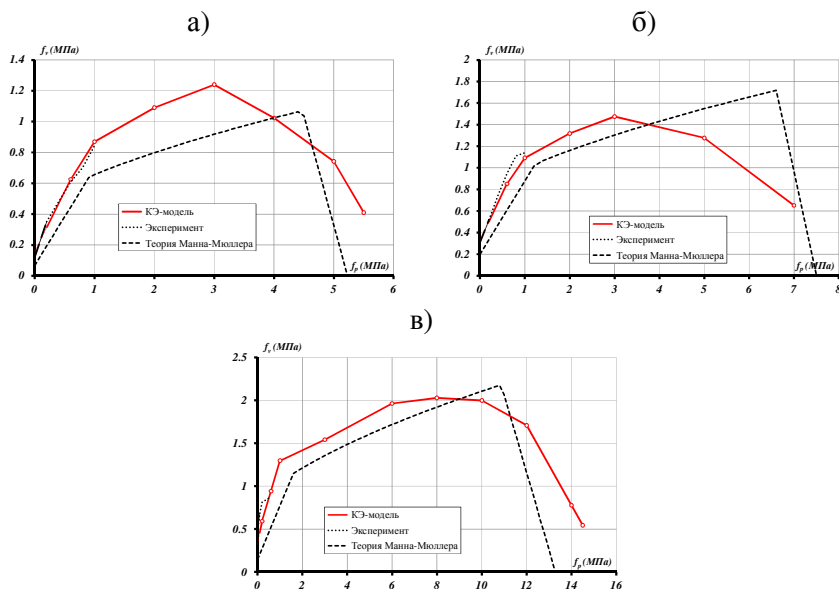


Рис. 11. Графики зависимости сопротивления сдвигу f_v от уровня предварительного обжатия f_p для образцов из керамических:

- а) кладочных элементов 1 группы пустотностью 22% при прочности раствора $f_m = 3.1$ МПа, б) кладочных элементов 2 группы пустотностью 30% при прочности раствора $f_m = 3.1$ МПа,
- в) поризованных блоков 2 группы пустотностью 42% при прочности раствора $f_m = 10.9$ МПа

Проведенное сравнение показало удовлетворительное качественное и количественное согласование результатов численных расчетов и аналитических расчетов согласно [7].

Заключение

Результаты выполненных экспериментально-теоретических исследований приняты для включения в Национальное приложение к

Еврокоду [3]. Полученные характеристические значения начальной прочности при сдвиге f_{vko} и предельные значения прочности при сдвиге f_{vit} представлены в Таблице 1.

Таблица 1

Характеристические значения начальной f_{vko} и предельной f_{vit} прочностей при сдвиге для кладки из керамических кладочных изделий

Кладочные изделия	f_{vko} , Н/мм ²		f_{vit} , Н/мм ²		
	Стандартный раствор				
	f_m , Н/мм ²	Группа кладочного изделия		Группа кладочного изделия	
		1	2	1	2
Керамические	10; 15	0,38	0,38	1,9 (1,25*)	1,25 (1,0**)
	7,5; 9	0,23	0,32	1,9 (1,2*)	1,15
	3; 6	0,1	0,21	1,4 (0,7*)	0,85 (0,6**)
	1; 2,5	0,05	0,1	-	-

(*) – для пустотного HD-кирпича 1 группы

(**) – для поризованных пустотных LD-блоков 2 группы

ЛИТЕРАТУРА

1. Галалюк, А.В. Влияние прочности раствора при сжатии на величину модуля упругости раствора и коэффициент Пуассона / А.В. Галалюк // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. Випуск 24. – Рівне, 2012. – С.100-112.
2. 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.
3. Еврокод 6. Проектирование каменных конструкций. Часть 1-1: Общие правила для армированных и неармированных конструкций: СТБ EN 1996-1-1-2008. – Введ.1.07.2009. – Минск: Госстандарт, 2009. – 128с.
4. Каменные и армокаменные конструкции: СНиП II-22-81* (с изм. №1 и №2). – Введ. 01.01.1983. - М: ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко Госстроя СССР: ФГУП ЦПП, 2004. – 40 с.
5. Методы испытания каменной кладки. Часть 3. Определение начальной прочности при сдвиге: СТБ EN 1052-3-2008 – Введ.20.02.2008. – Минск: Госстандарт. – 12 с.

6. DIN EN 1996-1-1/NA: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1/NA: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk. NABau im DIN, Berlin 2009.

7. Mann W., Müller H. (1973): Bruchkriterien für querkraftbeanspruchtes Mauerwerk und ihre Anwendung auf gemauerte Windscheiben. Die Bautechnik, Heft 12, Ernst & Sohn, Berlin, S.421-425.

8. Mauerwerk nach Eignungsprüfung; Berechnung und Ausführung: DIN 1053. Teil 2. - Berlin: Deutsches Institut für Normung, 1984.–13p.

9. PN-EN 1996-1-1: 2006 Eurokod 6- Projektowanie konstrukcji murowych Czesc 1-1: Reguly ogolne dla zbrojonych i niezbrojonych konstrukcji murowych. - 105s.

УДК 692.526

СПОСОБЫ ПОВЫШЕНИЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ДЕРЕВЯННЫХ ЧЕРДАЧНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ

ЖУК В.В.

Брестский государственный технический университет
Брест, Беларусь

Введение

Большую часть исторической застройки г.Бреста составляют каменные здания высотой до 3-х этажей с деревянными междуэтажными и чердачными перекрытиями, которые в настоящее время являются объектами модернизации и реконструкции. С целью увеличения общей площади реконструируемых зданий предусматриваются технические решения по устройству одно или двухуровневых мансард в существующих чердачных помещениях. В этом случае возникает необходимость усиления несущих конструкций чердачного перекрытия вследствие увеличения величины временной нагрузки с 0,7 кПа до 1,5-2,0 кПа [9].

Анализ проектной документации на реконструкцию ряда объектов показывает, что при удовлетворительном состоянии древесины повышение несущей способности балок чердачного перекрытия осуществляется, как правило, увеличением их ширины путем “при-