

2. Руководство к решению задач по математическому программированию/ А. В. Кузнецов, Н. И. Холод, Л. С. Костевич; Под общ. ред. А. В. Кузнецова. – Мн.: Выш. шк., 2001. – 448 с.
3. Высшая математика: Мат. программирование/ А. В. Кузнецов, В. А. Сакович, Н. И. Холод; Под общ. ред. А. В. Кузнецова. – Мн.: Выш. шк., 2001. – 351 с.
4. Методическое руководство по оперативно-производственному планированию в строительных организациях с применением ЭВМ /ВНИПИ труда в строительстве. – М.: Стройиздат, 1981. – 183 с.
5. Блюмберг В. А., Глушенко В. Ф. Какое решение лучше?: Метод расстановки приоритетов. – Л.: Лениздат, 1982. – 160 с.
6. Мухин В. И. Исследование систем управления.. – М.: Экзамен, 2002. – 384 с.

УДК 69.022:691.421:(620.173+539.386).001.5

Алявдин П.В., Симбиркин В.Н., Эпштейн В.Л.

ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ КИРПИЧНЫХ СТЕН ПРИ СЖАТИИ И СДВИГЕ

1. Введение

В настоящее время известны многочисленные теоретические и экспериментальные исследования кирпичных конструкций зданий из полнотелого керамического кирпича [1-5]. Гораздо меньше экспериментальных исследований выполнено для конструкций из эффективного пустотелого кирпича, несмотря на то, что он широко применяется на практике и обладает рядом важных достоинств.

В данной работе представлены результаты экспериментального и теоретического исследования поведения больших моделей кирпичных стен, выполненных из керамического пустотелого кирпича. Опытные образцы стен нагружались в своей плоскости: 1) местной сжимающей нагрузкой и 2) сочетанием преобладающей сдвигающей нагрузки и вертикально-го пригруза.

Для каждого нагружения выполнены две серии испытаний образцов. При нагружении местным сжатием в каждой серии прикладывалась вертикальная сжимающая сила, расположенная на различном расстоянии от края стенки. В исследованиях работы кладки на сдвиг к образцам каждой серии прикладывалась горизонтальная сосредоточенная нагрузка при различном уровне вертикального пригруза. В первой серии сдвигающая горизонтальная нагрузка сочеталась с вертикальным кинематическим ограничением, предотвращающим опрокидывание стенок в своей плоскости. Возникающий при этом вертикальный пригруз изменялся в процессе нагружения и был минимально возможным. Во второй серии горизонтальная нагрузка сочеталась с заданным постоянным вертикальным пригрузом стенок.

Испытания проводились до полного разрушения образцов с измерением соответственно вертикальных или горизонтальных перемещений по высоте стенок на всех стадиях нагружения. Оценена сопротивляемость стенок преобладающему воздействию по прочности и по деформативности.

2. Характеристики кладочных материалов и кладки

Для кладки опытных образцов стен использовались:

- Кирпич керамический с вертикальными квадратными пустотами, размер 250x120x88 мм. Каждый кирпич имел 21 пустоту с размерами 20x20 мм (пустотность 28%).
- Цементно-известковый раствор с массовым соотношением порландцемент/известь/песок, равным 1/0,3/4,3.

Таблица 1. Прочность материалов кладки опытных образцов

Прочность кирпича, МПа		Прочность раствора, МПа	
на сжатие (получена в соответствии с Британским стандартом BS 3921 [6], приложение D)	на растяжение (получена путем испытания кирпича на изгиб)	на сжатие (получена путем испытания кубов со стороной 70,7 мм)	на сдвиг (получена путем испытания на сдвиг фрагмента конструкции из трех кирпичей)
31,6	2,3	9,9...12,7	0,23

Прочностные характеристики кирпича и раствора определены экспериментально. Их средние величины представлены в табл. 1.

Прочностные и деформативные характеристики кладки при кратковременном сжатии определялись путем испытания пяти контрольных образцов-призм с размерами $l \times h \times t = 380 \times 490 \times 250$ мм.

На каждом образце на четырех его сторонах на базе 200 мм были установлены индикаторы часового типа с ценой деления 0,001 мм, с помощью которых измерялись продольные и поперечные деформации кладки (рис. 1). По полученным величинам деформаций рассчитывали модуль деформации и коэффициент Пуассона кладки.

Во время проведения испытаний контролировали прочность раствора на сжатие, которая в среднем составила 9,9 МПа. Прочность пяти образцов находилась в пределах 8,4...11,1 МПа, а средняя прочность кладки на сжатие составила $\sigma_{ult} = 9,3$ МПа.

Усредненные кривые изменения деформативных характеристик кладки в зависимости от уровня нагружения приведены на рис. 1.

Начальный модуль упругости кладки рассчитывали по методике С.А. Семенцова [7] с использованием логарифмической зависимости между напряжениями и относительными деформациями, предложенной проф. Л.И. Онищиком:

$$\epsilon = -\frac{\mu \sigma_{ult}}{E_0} \ln \left(1 - \frac{\sigma}{\mu \sigma_{ult}} \right), \quad (1)$$

где ϵ – среднее значение относительных деформаций сжатия кладки по результатам испытаний при напряжении σ ;

σ – среднее напряжение сжатия в испытанных образцах;

μ – коэффициент пластичности, зависящий от вида кладки.

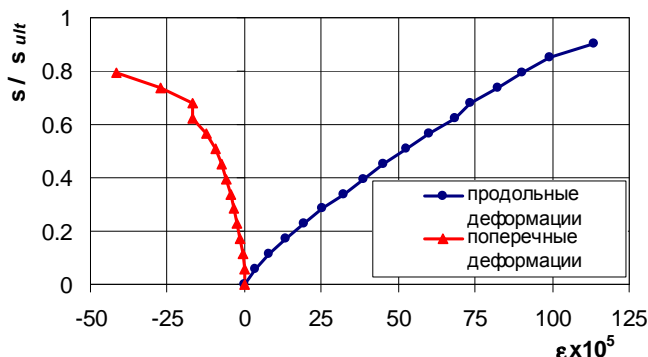
Значение начального модуля упругости кладки при центральном сжатии E_0 , определенное таким образом, составило 11290 МПа.

3. Испытание стенок на местное сжатие

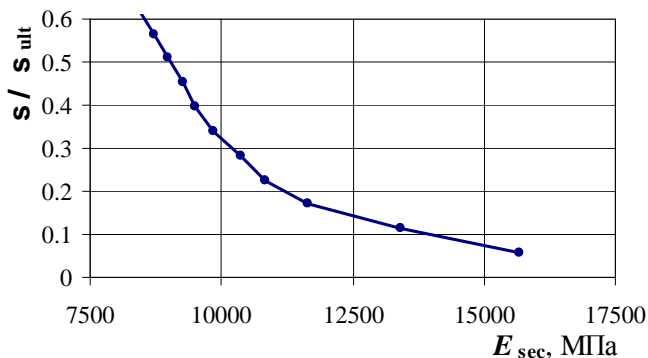
Для испытаний кирпичных стен на действие сосредоточенной вертикальной нагрузки было изготовлено шесть образцов с одинаковыми размерами $l \times h \times t = 1500 \times 1500 \times 120$ мм.

Образцы изготавливали из кладки с цепной перевязкой, толщина швов – 10...12 мм. После изготовления образцы выдерживали под полиэтиленовой пленкой не менее 3 суток. Испытания проводили при возрасте образцов 18...26 суток (по достижении раствором требуемой прочности на сжатие, составляющей не менее 10 МПа).

а)



б)



в)

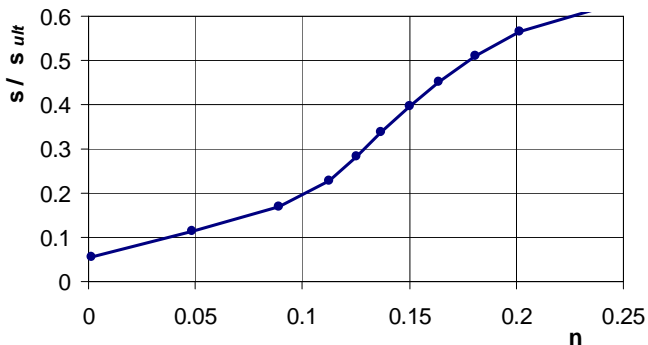


Рис. 1. Графики изменения относительных деформаций ϵ (а), секущего модуля деформаций E_{sec} (б) и коэффициента поперечной деформации ν (в) кладки при центральном сжатии в зависимости от уровня нагружения.

Опытные образцы были испытаны до разрушения на действии поэтапно возрастающей сосредоточенной вертикальной нагрузки, приложенной на расстоянии 650 мм (серия 1) и 350 мм (серия 2) от края стенки, как показано на рис. 2. При этом площадь смятия составляла $10 \times 12 = 120 \text{ см}^2$.

По обеим боковым сторонам стенок по линии действия вертикальной нагрузки в средней части высоты стенок на базе 800 мм были установлены индикаторы часового типа $T\nu$ (см. рис. 2) для измерения средних деформаций кладки.

Испытания показали, что образцы обеих серий имели одинаковую схему разрушения – разрушение было практически хрупким с образованием местного очага в зоне непосредственно под силой и вертикальной трещины по линии действия сосредоточенной нагрузки (рис. 3).

До уровня нагрузки $P=150 \text{ кН}$ средние вертикальные деформации стенок развивались с ростом нагрузки практически идентично для стенок обеих серий, и нелинейность деформирования была относительно малой (рис. 4). Однако при дальнейшем увеличении нагрузки кривая «деформации-нагрузка» для стенок серии 2 заметно отклонилась от прямой линии и от кривой, показанной образцами серии 1, после чего при нагрузке 188...200 кН произошло разрушение образцов. В момент разрушения средняя величина относительной вертикальной деформации сжатия в средней по высоте части стенки составила $50 \cdot 10^5$ для стенок серии 1 и $35 \cdot 10^5$ для стенок серии 2. Как видно из рис. 1, а, такие деформации соответствуют уровню сжимающих напряжений, не превышающему $1/2$ от предельных сжимающих напряжений. Поэтому разрушение образцов было местным, т.е. произошло смятие кладки в зоне под площадью нарушения.

Средняя величина разрушающей нагрузки для образцов серии 2 составила 192,7 кН. Стенки серии 1 показали более высокую несущую способность, равную 220...256 кН при среднем значении 234,7 кН.

Приведенные результаты позволяют оценить эффект увеличения сопротивления кладки при местном сжатии по сравнению с общим сжатием. В табл. 2 приведены опытные, а также расчетные, определенные по различным нормам, значения коэффициента увеличения прочности кладки при смятии.

Таблица 2. Эффект местного сжатия

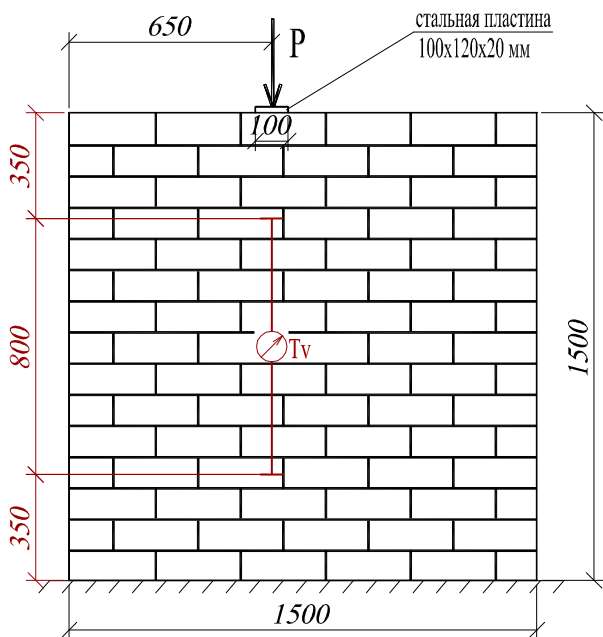
Серия образцов	Коэффициент увеличения прочности на смятие			
	опыт	СНиП [8]	ЕС6 [9]	PN [10]
1	2,1	1,5	1,45	1,45
2	1,7	1,5	1,35	1,35

Как видно из табл. 2, все нормы проектирования каменных конструкций дают достаточно высокий запас прочности кладки на смятие. Кроме того, нормы [8] определяют один и тот же коэффициент увеличения прочности кладки при смятии по сравнению с общим сжатием для обеих схем испытаний и, в отличие от Eurocode 6 [9] и польской нормы [10], не учитывают изменение прочности кладки на смятие в зависимости от высоты стенки.

Предельная стадия работы стенок моделировалась с помощью метода конечных элементов с использованием программного комплекса **proFEt&Stark_Es** из семейства **MicroFE** (разработчик – ООО «ЕВРОСОФТ», г. Москва, Россия). Моделирование образцов осуществлялось высокоточными элементами плосконапряженного состояния (сетка 30×30), построенных на основе смешанного метода с использованием функционала Рейснера. Избранные результаты расчета приведены на рис. 5.

Расчеты показали, что при наибольшей нагрузке, достигнутой в опытах, максимальные сжимающие напряжения, действующие под площадкой смятия в кладке образцов двух серий, соотносятся прямо пропорционально приложенным нагрузкам. Однако растягивающие напряжения, действующие в горизонтальном направлении по линии приложения сосредоточенной нагрузки и приведшие к образованию вертикальных трещин, для образцов серии 2 оказались в 1,25 раза большими, чем для образцов серии 1, несмотря на то, что образцы серии 2 были нагружены меньшей нагрузкой. Это свидетельствует о том, что в образцах серии 2 эффект обоймы при местном сжатии проявляется в меньшей мере, чем в образцах серии 1. Этот факт подтверждается и характером де-

а) Серия 1 (3 образца)



б) Серия 2 (3 образца)

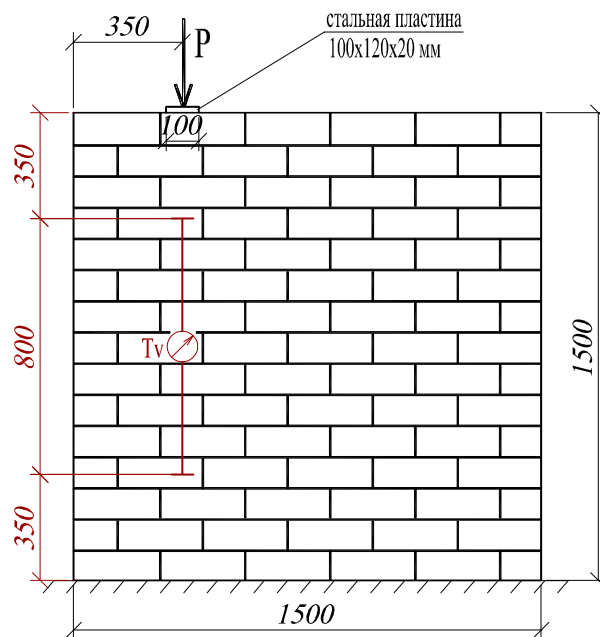


Рис. 2. Схемы испытаний стенок на местное сжатие.

T_v – индикаторы часового типа для измерения перемещений.

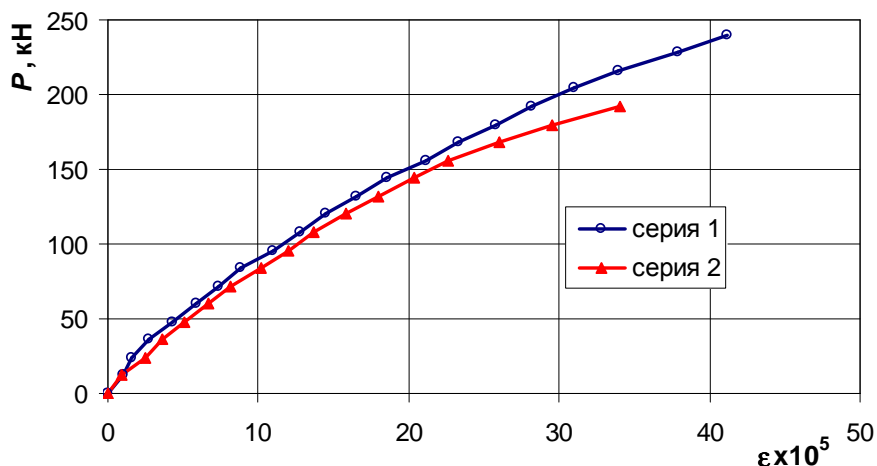


Рис. 4. Опытные зависимости средних относительных деформаций ϵ от нагрузки P .



Рис. 3. Характер разрушения образцов.

формирования кладки вблизи зоны смятия – в образцах серии 1 в работу на смятие включается большая зона, чем в образцах серии 2. По виду деформированной схемы, приведенной на рис. 5, можно принять, что в расчетную площадь сечения включаются участки, длиной около 250 мм (для образцов серии 1) и 200 мм (для образцов серии 2) в каждую сторону от границы местной нагрузки (а не 120 мм, как принято в нормах [8] для обоих рассматриваемых нами случаев). В этом случае эффект обоймы, определенный по формуле (19) [8], составил бы 1,82 и 1,71 для образцов первой и второй серии соответственно, что гораздо ближе к опытным значениям, чем нормативные величины. Таким образом, прочность кладки на смятие можно достаточно точно оценивать на основе расчетов с использованием, например, метода конечных элементов.

4. Испытание стенок на сдвиг и сжатие

Для испытаний кирпичных образцов стен на совместное действие вертикальной нагрузки и сосредоточенной горизонтальной силы было изготовлено шесть стенок с одинаковыми размерами $l \times h \times t = 1500 \times 1500 \times 120$ мм. Условия изготовления и выдерживания образцов были аналогичными условиям, описанным в предыдущем разделе.

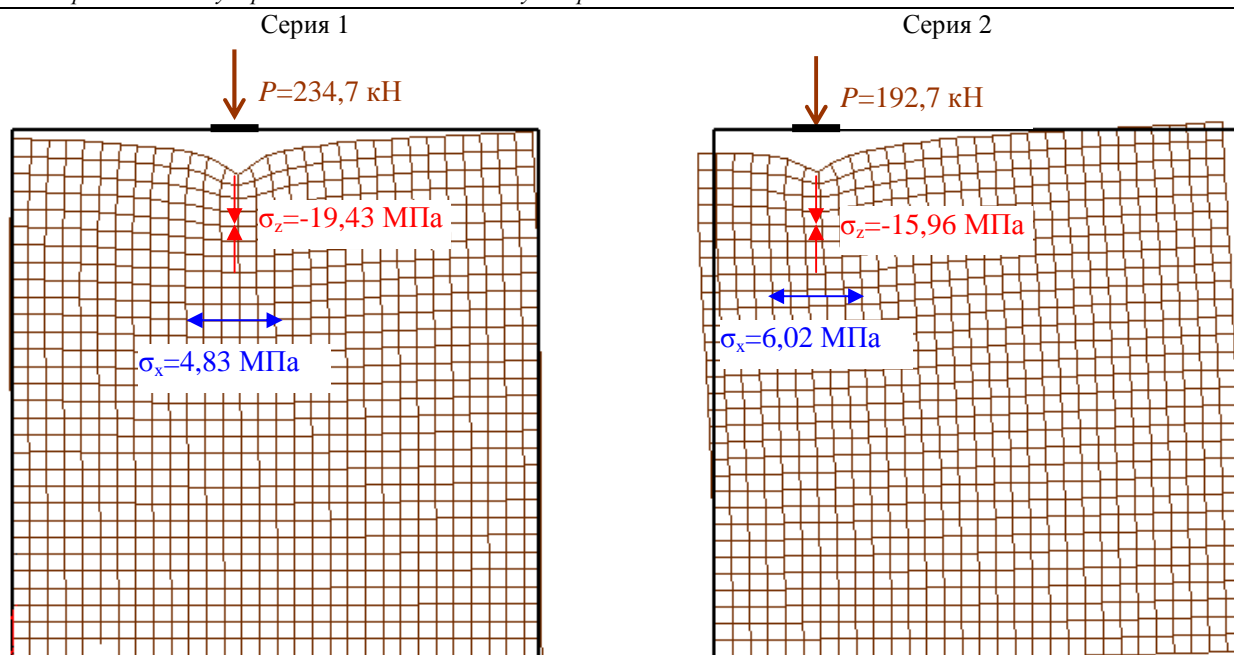
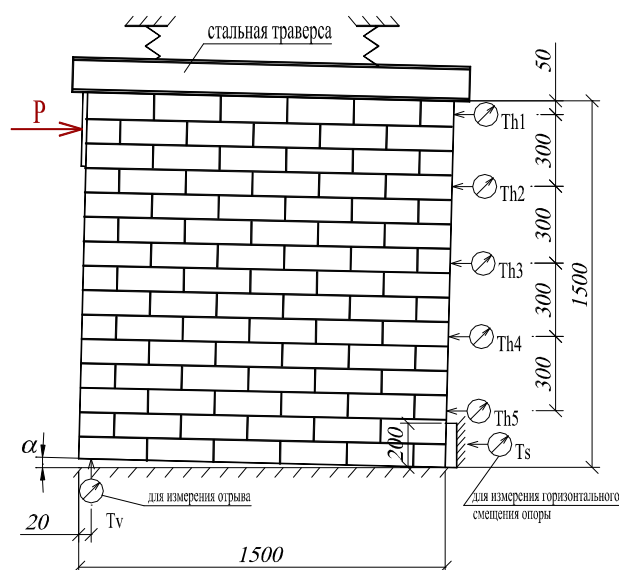


Рис. 5. Результаты расчета МКЭ (масштаб перемещений 200:1).

а) Серия 1 (3 образца)



а) Серия 2 (3 образца)

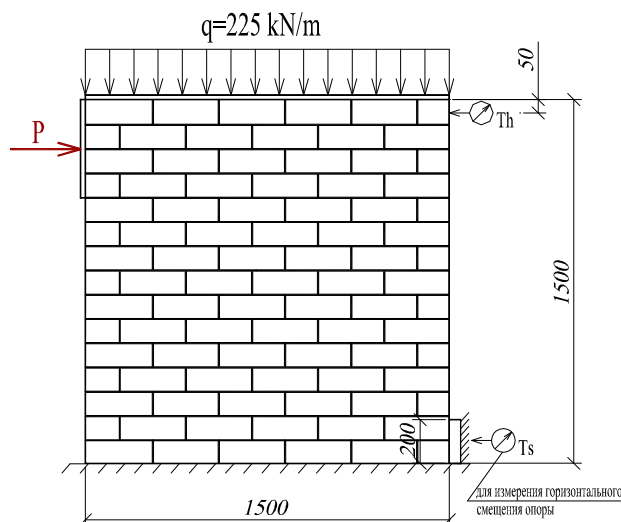


Рис. 6. Схемы испытаний стенок на сдвиг и сжатие.

Th , Ts , Tv – индикаторы часового типа для измерения перемещений.

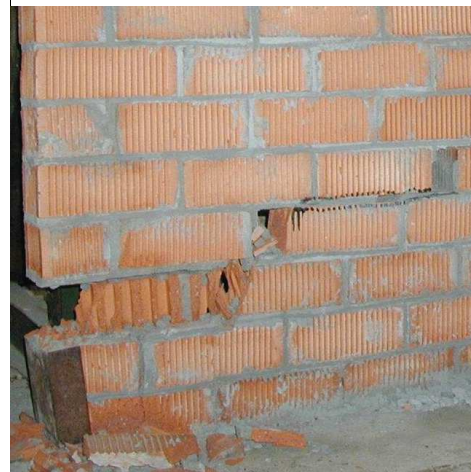
Опытные образцы были разделены на две серии (рис. 6). Образцы первой серии (1) были испытаны на действие поэтапно увеличивающейся горизонтальной силы P , приложенной в плоскости стенки к верхней ее части. Для предотвращения поворота стенки в ее плоскости на верхней ее грани были установлены упруго-податливые опоры (кинематические ограничения). При этом возникал минимальный вертикальный пригруз q , (реакция опор), который постепенно возрастал в процессе испытаний по мере возрастания горизонтальной силы P и угла поворота стенки α . Податливость опор принималась таким образом, чтобы отрыв нижней грани стенки от пола составлял не более 4-5 см.

В различных точках по высоте стенки были установлены индикаторы часового типа с ценой деления 0,01 мм для измерения горизонтальных перемещений стенки при действии

нагрузок (обозначены Th на рис. 6). Кроме того, были установлены индикаторы для измерения смещения горизонтальной опоры (упора) Ts , и деформации отрыва стенки от пола Tv . Их показания учитывались при определении «чистых» перемещений стенки путем корректировки показаний приборов $Th1...Th5$.

В отличие от образцов первой серии, образцы серии 2 нагружались, кроме горизонтальной силы P , вертикальной равномерно распределенной нагрузкой q , равной примерно 20% от разрушающей сжимающей нагрузки F_k на стенку: $q=0,2F_k=225$ кН/м. Вертикальная нагрузка не изменялась в ходе испытаний. Кроме этого, отличие в испытаниях двух серий образцов состояло в том, что нагружение силой P осуществлялось на четыре верхние ряда кирпичей, а перемеще-

а) Образцы серии 1 ($P_{ult}=104,6$ кН)



б) Образцы серии 2 ($P_{ult}=192,6$ кН)



Рис. 7. Характер разрушения опытных образцов.
Слева – общий вид, справа – разрушение у горизонтальной опоры.

ния измерялись только на уровне середины толщины верхнего ряда кирпичей, т.е. на высоте 1450 мм от основания стенки.

Образцы серии 1 разрушились по зигзагообразной наклонной трещине, проходящей по диагонали стенки и соединяющей точку приложения горизонтальной нагрузки и горизонтальную опору (рис. 7,а). Разрушающая горизонтальная нагрузка P составила: для первого образца – 120 кН, для второго образца – 113,8 кН, для третьего образца – 80 кН. Таким образом, средняя по трем образцам разрушающая горизонтальная нагрузка составила $P_{ult}=104,6$ кН. При этом средняя суммарная величина (равнодействующая) вертикального пригруза q составила 118 кН.

Стенки второй серии, испытанные на совместной действие горизонтальной и вертикальной нагрузок, разрушились также по наклонной трещине, соединяющей горизонтальную опору и точку приложения горизонтальной силы. Однако в данном случае наблюдалось образование вертикальных трещин, и локальное разрушение у горизонтальной опоры было более отчетливым (см. рис. 7,б). Разрушающая горизонтальная нагрузка P составила: для первого образца – 200 кН, для второго образца – 207,7 кН, для третьего образца – 170 кН. Средняя по трем образцам разрушающая горизонтальная нагрузка составила $P_{ult}=192,6$ кН.

График развития средних горизонтальных перемещений на высоте 145 см для стенок серии 2 представлен на рис. 9.

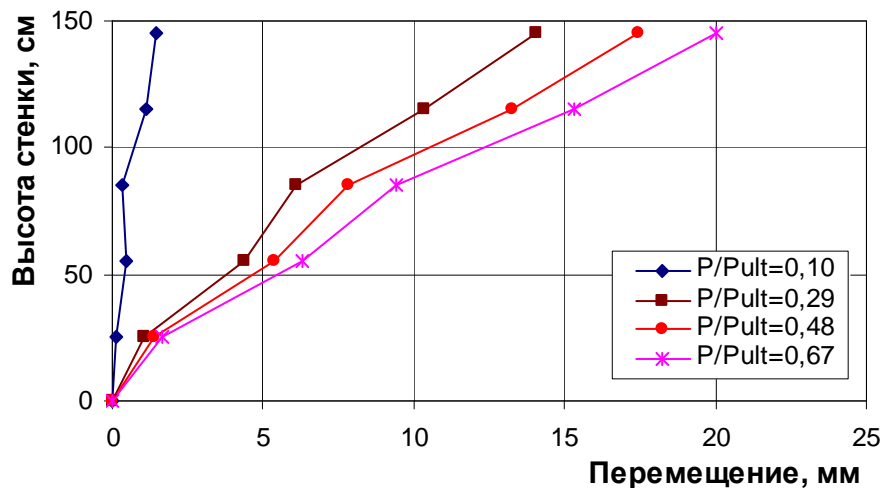
Стенки второй серии, испытанные на совместной действие горизонтальной и вертикальной нагрузок, разрушились также по наклонной трещине, соединяющей горизонтальную опору и точку приложения горизонтальной силы. Однако в данном случае наблюдалось образование вертикальных трещин, и локальное разрушение у горизонтальной опоры было более отчетливым (см. рис. 7,б). Разрушающая горизонтальная нагрузка P составила: для первого образца – 200 кН, для второго образца – 207,7 кН, для третьего образца – 170 кН. Средняя по трем образцам разрушающая горизонтальная нагрузка составила $P_{ult}=192,6$ кН.

График развития средних горизонтальных перемещений на высоте 145 см для стенок серии 2 представлен на рис. 9.

Представленные результаты опытов позволяют получить экспериментальную зависимость прочности кладки на сдвиг от величины вертикальной сжимающей нагрузки при плоском напряженном состоянии. Эта зависимость приведена на рис. 11.

Как следует из рис. 11, зависимость прочности кладки на сдвиг от уровня сжимающих напряжений в ней, не превышающих 0.3 от предела прочности, практически линейная. Поэтому для приближенной оценки сдвиговой прочности

а)



б)

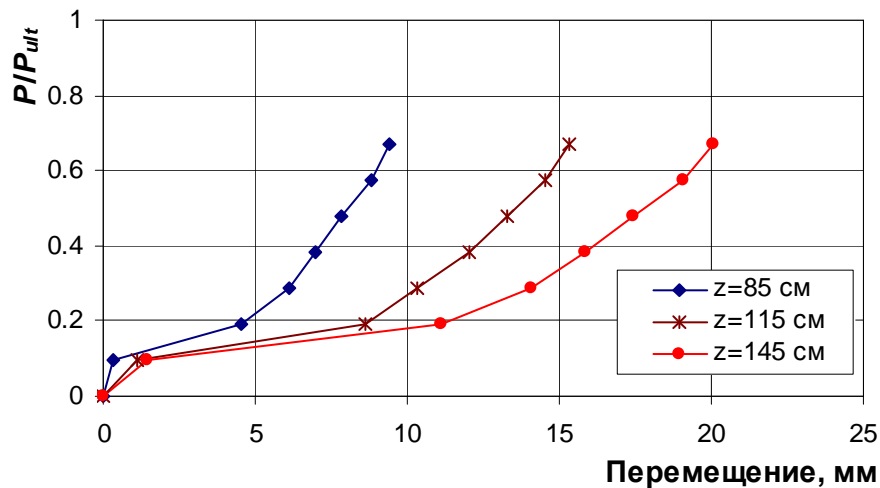


Рис. 8. Горизонтальные перемещения стенок серии 1:

а – перемещения рядов кладки по высоте стенки,
 б – развитие перемещений с ростом нагрузки.

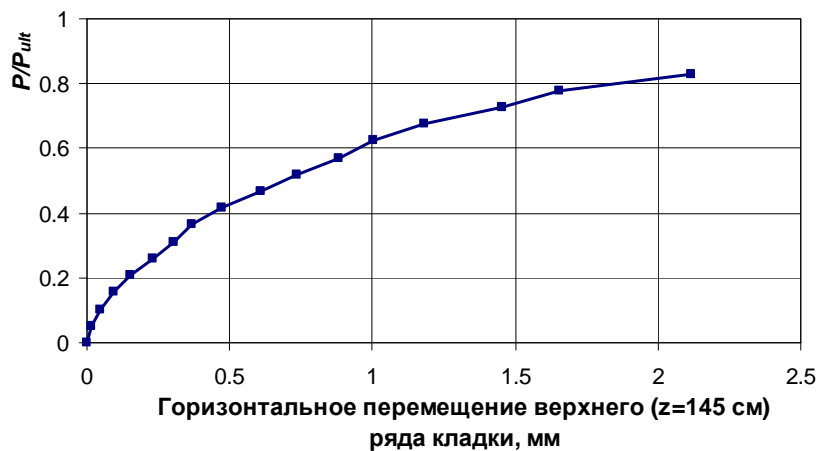


Рис. 9. Горизонтальные перемещения верхнего ряда кладки стенок серии 2.

кладки в рассматриваемом диапазоне можно предложить следующую эмпирическую формулу

$$\tau_{ult} = \tau_{ult,0} + 0.28\sigma, \quad (2)$$

где τ_{ult} – прочность кладки на сдвиг, МПа;

Деформированная схема

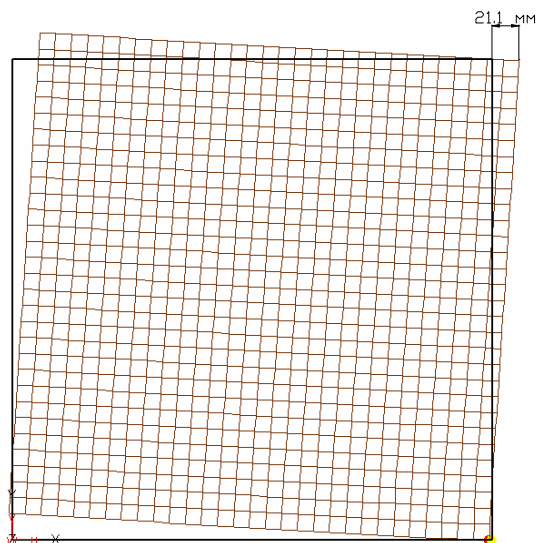
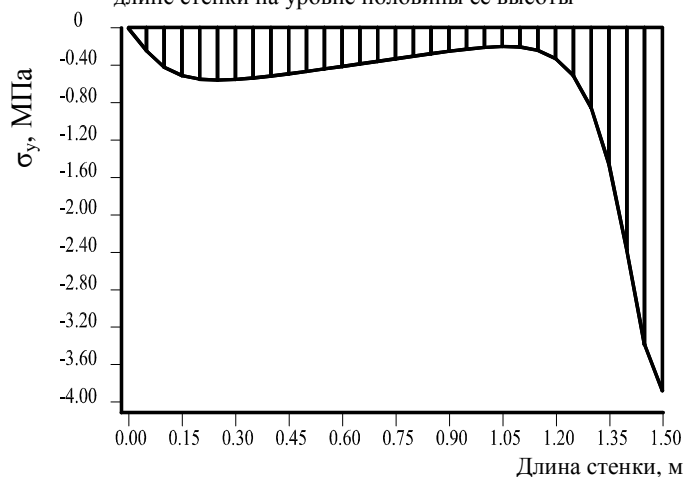
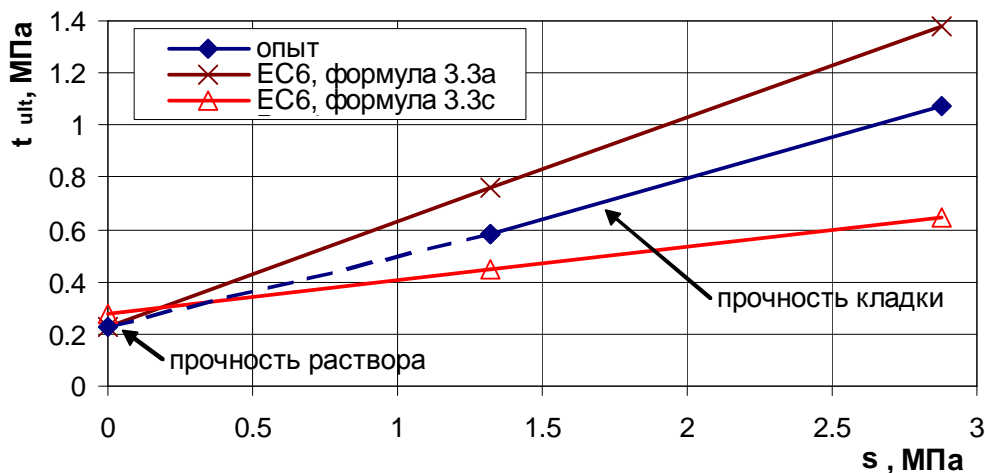
Распределение вертикальных нормальных напряжений σ_y по длине стенки на уровне половины ее высотыРис. 10. Результаты расчета стенок серии 1 с помощью МКЭ (при $P=104.6$ кН).

Рис. 11. Зависимость прочности кладки на сдвиг от уровня сжимающих напряжений.

σ – средняя величина напряжений сжатия, действующих в кладке перпендикулярно плоскости среза, МПа;

$t_{ult,0}$ – прочность кладки на сдвиг при отсутствии напряжений σ , МПа.

Поскольку сжимающие напряжения σ в кладке опытных образцов распределялись по длине стенок очень неравномерно (см. рис. 10), при выводе формулы (2) средние величины напряжений σ определялись расчетом методом конечных элементов как средние значения напряжений по линии разрушения опытных образцов.

В Еврокоде 6 [9] приведена также линейная зависимость, подобная зависимости (2), для вычисления прочности кладки на сдвиг в зависимости от уровня сжимающих напряжений в кладке. В рассматриваемых нами случаях, согласно норме [9], прочность кладки на сдвиг может определяться по формуле 3.3а, но не должна превышать значения, определенного по формуле 3.3с. Графическая интерпретация значений, определенных по этим формулам, представлена на рис. 11 в сопоставлении с экспериментально полученной зависимостью. Как можно видеть, формула 3.3а [9] переоценивает прочность кладки, но формула 3.3с [9] обеспечивает достаточно высокий

запас прочности кладки на сдвиг. К сожалению, в отечественной норме [8] подобные зависимости вообще отсутствуют.

5. Выводы

1. Результаты испытаний кирпичных стенок на местное сжатие показали, что прочность кладки на смятие существенно зависит от величины расстояния от границы зоны приложения нагрузки до ближайшего края стенки даже в том случае, когда это расстояние превышает 2,5 толщины стенки. Этот факт не учитывается нормами [8]. Более точно прочность кладки на смятие можно оценивать расчетом на основе метода конечных элементов.

2. Несущая способность кирпичных стенок при действии горизонтальной нагрузки, приложенной в плоскости стенок, увеличивается примерно на 80% за счет приложения дополнительной вертикальной сжимающей нагрузки, равной 20% от разрушающей сжимающей нагрузки на стенку; жесткость кирпичных стенок при этом увеличивается на порядок. Деформирование образцов с заданным вертикальным пригрузом приобретает более выраженный пластический характер, чем деформирование образцов с минимальным вертикальным пригрузом, у которых деформирование вплоть до разрушения

происходит практически упруго по линейной зависимости, а разрушение является хрупким.

Настоящая работа была выполнена в рамках международного проекта INTAS 00-0600.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Bull J.W., editor. Computational modeling of masonry, brickwork and blockwork structures. – Saxe-Coburg Publications, 2001. – 346 p.
2. Hendry A.W. Structural masonry. – London: Mac Millan Education Ltd, 1990. – 284 p.
3. Majewski S., Szojda L. Numerical analysis of a masonry structure. *Engineering and construction* (Inżynieria i budownictwo). – 2002. – No. 10. – P. 578-581.
4. Orłowicz R., Małyszko L. Masonry structures. Cracks and their elimination. – Olsztyn: Wydawnictwo Uniwersytetu Warmińsko-Mazurskiego, 2000. – 152 p.
5. Kubica J., Drobiec Ł., Jasiński R. Study of secant deformation modulus of masonry. In: Proceedings of XLV Scientific Conference KILiW PAN i KN PZITB. – Wrocław-Krynica, 1999. – p. 133-140.
6. BRITISH STANDARD BS 3921: Specifications for clay bricks. – London: British Standards Institution, 2001. – 22 p.
7. Семенцов С.А. О методе подбора логарифмической зависимости между напряжениями и деформациями по экспериментальным данным/ Прочность и устойчивость крупнопанельных конструкций: Сб. трудов ЦНИИСК, Вып. 15. – Москва: Госстройиздат, 1962. – С. 303-309.
8. СНиП П-22-81. Каменные и армокаменные конструкции. Нормы проектирования. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1983. – 39 с.
9. prEN 1996-1-1: Redraft 9A. Eurocode 6: Design of Masonry Structures – Part 1-1: Common rules for reinforced and unreinforced masonry structures. – European Committee for Standardization, 2001. – 123 p.
10. PN-B-03002:1999. Konstrukcje murowe niezbrojone. Projektowanie i obliczanie. – PKN, 1999. – 67 s.