

УДК 692.2

РАБОТА КИРПИЧНОЙ КЛАДКИ С СЕТЧАТОЙ АРМАТУРОЙ

*А.М. ХАТКЕВИЧ; канд. техн. наук, доц. В.Д. ГРИНЁВ; А.И. ГИЛЬ
(Полоцкий государственный университет)*

Рассматривается вопрос разрушения хрупких материалов. Проанализирована последовательность образования, развития трещин и последующего разрушения элементов. Определен характер разрушения армированных и неармированных образцов. Выполнен анализ различных методик определения коэффициента эффективности армирования. Представлены результаты экспериментальных исследований напряженно-деформированного состояния кладки с поперечным армированием при действии осевой кратковременной статической нагрузки. На основании анализа экспериментальных данных предложены новые значения коэффициентов эффективности и условий работы арматуры, которые в большей степени отвечают действительной работе кладки с сетчатым армированием.

Введение. В конструкциях из каменной (кирпичной) кладки зачастую требуется значительное упрочнение столбов, стен и простенков, в местах опирания и передачи больших сосредоточенных сил под железобетонными подушками, в разнозагруженных участках и т.п. Для этих целей успешно используется сетчатое армирование, позволяющее повысить прочность кладки до двух-трех раз [1–6]. Упрочнение армированной кладки достигается ограничением с помощью сетчатой арматуры возникающих при сжатии поперечных деформаций (образование пространственного напряжённого состояния – эффекта «обоймы»).

В нормах СТБ EN 1996 [7] поперечное армирование рассматривается лишь как дополнительное конструктивное мероприятие, повышающее трещиностойкость, прочность на срез и жесткость возводимой конструкции. Данные о методах расчета подобных конструкций в зарубежной нормативной литературе представлены в крайне ограниченном объеме [8] в отличие от отечественных нормативных документов и учебников [1; 3–5; 9].

Такие нормативные документы, как СНиП II-22-81 и Пособие к нему [3; 4], базируются на расчетных методиках и эмпирических зависимостях, полученных после проведения большого количества экспериментальных исследований в 30-е годы прошлого столетия, и издаются на протяжении почти полувека практически без корректировок [6]. При этом изменилась производственная среда, стали применяться другие виды растворов, армирующих материалов, появляются новые виды поперечного армирования и т.п. Все это требует уточнения существующих методик проектирования и расчета.

Количественной оценкой эффективности армирования служит коэффициент эффективности, зависящий от прироста несущей способности армированной кладки по сравнению с неармированной. Также следует рассматривать эффективность использования прочностных свойств арматуры в теле кладки, напрямую зависящую от возникающих напряжений. Известно, что сталь, принятая для сетчатого армирования, используется до предела текучести, если он не превышает 350 МПа. В работе [10] установлено, что в стальной перфорированной ленте, использованной для армирования кладки, напряжения не достигли предела текучести. При исследовании сжатых элементов из мелких ячеистобетонных блоков с косвенным армированием [11] напряжения в стержнях сеток не достигали 100 МПа. Нормами [3] для сетчатого армирования предусмотрена арматура классов А-I (S240) и Вр-I (S500). При этом для стали Вр-I вводится коэффициент условия работы 0,6.

Для проектирования конструкций из хрупких материалов (бетон, керамика, природные камни, некоторые полимерные материалы и др.) чрезвычайно важно иметь представление об их действительной работе под нагрузкой. Такое представление может быть получено изучением напряженно-деформированного состояния как объекта целиком, так и опытных образцов на всех стадиях работы вплоть до разрушения, под которым понимается непрерывный процесс нарушения сплошности материала в результате сдвига и отрыва, который сопровождается образованием объемов сдвижения типа пирамид и конусов с трещинами у их вершин. Сдвигаемые объемы создаются концентраторами напряжений в виде малосжимаемых включений или уплотненных сгустков материала, а также начальных трещин, пор, капилляров.

Плоскости сдвига (скольжения) расположены под углом α к поверхности, перпендикулярной действию нагрузки. Величина угла будет зависеть от свойств исследуемого материала. Учёные О.Я. Берг, А. Надаи, Б.Г. Скрамтаев, И.А. Рохлин [12] в опытах с бетонными и каменными материалами наблюдали угол сдвига более 45°.

Установлены три основные схемы разрушения: 1) появление явно видимых пирамид (конусов) сдвига, образованных соединением микротрещин отрыва; 2) появление одной плоскости сдвига, ее можно рассматривать как частный случай первой схемы; 3) образование почти вертикальных трещин при наличии у вершин малых пирамид сдвижения.

Возникающие в процессе нагружения микротрещины в материале параллельны направлению действия сжимающей нагрузки, а в совокупности они группируются по направлению плоскостей сдвига.

Характер и схема разрушения зависит от геометрических размеров образца. Так, каменный или бетонный образец (кубик, призма, цилиндр) разрушаются от сдвига и отрыва вследствие нарастания касательных и растягивающих внутренних усилий. Между подушками пресса и торцевыми поверхностями образца развиваются силы трения, направленные внутрь и препятствующие развитию поперечных деформаций. С увеличением отношения высоты призмы к размеру поперечного сечения предел прочности призм уменьшается и становится почти стабильным при отношении $h/a = 3...4$.

Поперечное армирование приводит к иному характеру разрушения [13]. Арматура, воспринимающая растяжение, приводит к сдерживанию деформаций в поперечном направлении и более полному использованию прочностных свойств материала. При этом характер разрушения элементов с сетчатой арматурой зависит от вида и степени армирования, шага сеток по высоте (рис. 1).

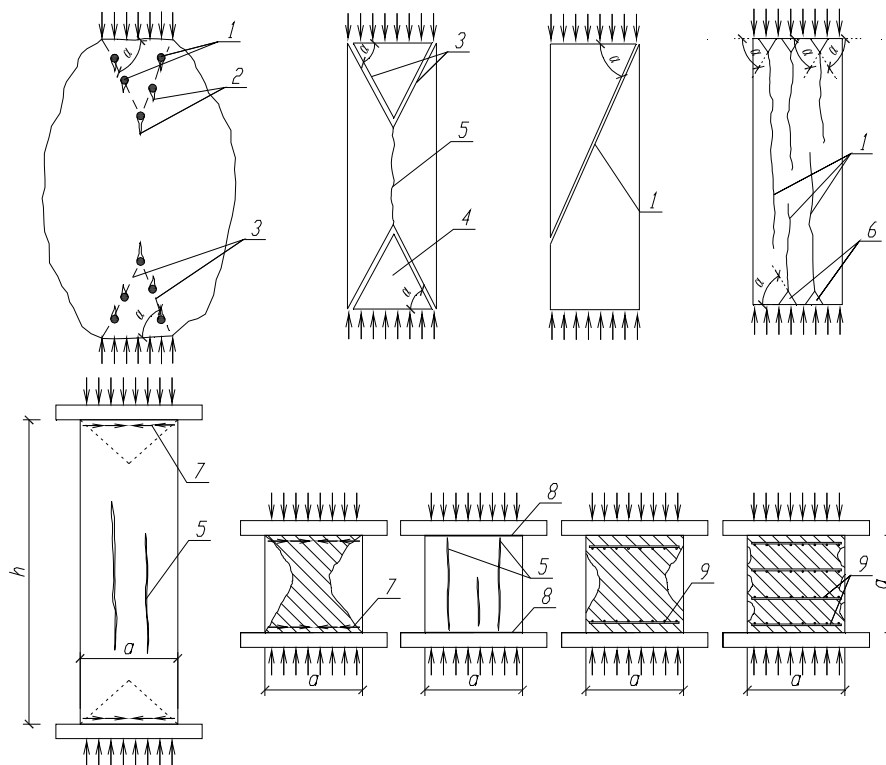


Рис. 1. Формы разрушения хрупких материалов при сжатии:
1 – концентраторы напряжений; 2 – трещины отрыва; 3 – плоскости скольжения (сдвижения);
4 – большие пирамиды сдвига; 5 – трещины отрыва; 6 – малые пирамиды сдвига; 7 – силы трения;
8 – смазка между опорной поверхностью и образцом; 9 – сетки поперечного армирования

Методика и проведение испытаний. Крупномасштабная модель реализовывалась в виде образцов-призм сечением $1,5 \times 1,5$ кирпича высотой в шестнадцать рядов кладки. Загружение выполнялось кратковременной ступенчатой статической нагрузкой. Часть образцов выполнялась неармированными (эталонные), другая часть армировалась сетками двух типов (тип А и тип Б).

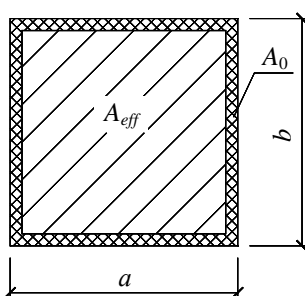


Рис. 2. Деление поперечного сечения армированного элемента на A_{eff} и A_0

Сетки изготавливались из арматурной проволоки класса S500 (Вр-I) диаметром 4 мм. Размеры сеток подобраны с одинаковым расходом арматуры.

Подробное описание методики испытания, применяемых материалов и полученные результаты представлены в [14].

Разрушение опытных столбов, армированных обоими типами сеток, происходило при скалывании площадок у наружных граней колонн в средней по высоте части опытных образцов между армированными горизонтальными швами и раздавливанием рядов кладки. Это позволяет говорить о наличии эффективной площади сечения (ядро сечения) A_{eff} , ограниченной крайними стержнями сеток (заключенной внутри контура сеток), что проиллюстрировано рисунком 2.

Общий вид армированных образцов кладки после испытания представлен на рисунке 3, а, б.



Рис. 3. Характер разрушения образцов, армированных сетками:
а – тип сетки А; б – тип сетки Б

Экспериментальным путем определены напряжения в арматуре в момент, предшествующий разрушению, которые достигали значения в 350 МПа. Характер распределения напряжений по стержням сеток описан в работе [14].

Определение коэффициента эффективности армирования железобетонных конструкций. Зависимость по определению среднего предела прочности для кладки из кирпича всех видов и керамических камней с вертикальными пустотами [3; 4]:

$$R_{sku} = R_u + \frac{2R_{sn}\mu}{100}, \quad (1)$$

где R_u – временное сопротивление (средний предел прочности) сжатию неармированной кладки, определяемое как $R_u = kR$; k – коэффициент, учитывающий вид кладки; R_{sn} – нормативные сопротивления арматуры в армированной кладке, принимаемые для стали класса Вр-I (S500) с коэффициентом условий работы 0,6 (т.е. $R_{sn} = 0,6 \cdot 500 = 300$ МПа); μ – процент армирования кладки.

Формулой (1) установлено единое значение коэффициента эффективности армирования кладки для кирпича всех видов и керамических камней $K = 2$. В то же время известно, что коэффициент K носит переменный характер [15–18].

Для расчета кладки из природных камней, в частности известняка, коэффициент эффективности определен А.Г. Фигаровым и равен 0,35, С.В. Макаровым – 0,86 [19, с. 179].

Сетчатое армирование эффективно применяется и для косвенного армирования железобетонных конструкций. Сущность работы такой арматуры в железобетоне идентична – сталь как более прочный материал сдерживает деформации слабо сопротивляющегося растяжению бетона (камня). Сравнение определения коэффициента эффективности по различным нормам проектирования железобетонных конструкций представлено в таблице 1 [20].

В ходе анализа данных таблицы 1 установлены следующие наиболее важные особенности:

- коэффициент эффективности армирования в половине из рассмотренных нормативных документов, не принимается равным единому числовому значению, а зависит от ряда факторов, в числе которых процент армирования, прочностные свойства бетона и арматуры. При этом коэффициент K обратно зависит от процента армирования ρ_{xy} ;

- в нормах [22–26] коэффициент эффективности армирования принят равным единому числовому значению, подобно нормам по проектированию армокаменных конструкций [3; 4];

- процент армирования ρ_{xy} определяется лишь для эффективной площади сечения A_{eff} , заключенной внутри контура армирующих сеток – в осях крайних стержней.

Таблица 1

Коэффициент эффективности армирования «K» по различным нормативным документам

СНиП 2.03.01-84* [20] СНиП 2.05.03-84* [17] СНБ 5.03.01-02 [16] СТР 2.05.05:2005	СНиП II-21-75 [15]	СНиП II-B.1-62 [22]	PN-B-03264:2002 [23]	GB 50010-2002 [24]	СП 52-101-2003 [25]; СН 365-67 [25]	ТКП 45-5.03-219-2012, часть 2 [26]
$\frac{1}{0,23+\psi}$	$\frac{5+\alpha_c}{1+4,5\alpha_c}$	1	1,5	1,8	2	2,5

Здесь $\psi = \frac{\rho_{xy} \cdot f_{yd,xy}}{\alpha \cdot f_{cd} + 10}$; $\alpha_c = \frac{\rho_{xy} f_{yd,xy}}{\alpha \cdot f_{cd}}$; $f_{yd,xy}$; $\alpha \cdot f_{cd}$ – соответственно расчетное сопротивление арматуры и бетона на сжатие в Н/мм²; $\rho_{xy} = \frac{n_x \cdot A_{sx} \cdot l_x + n_y \cdot A_{sy} \cdot l_y}{A_{eff} \cdot s_n}$ – процент армирования, где n_x , A_{sx} , l_x – соответственно число стержней, площадь поперечного сечения и длина стержня сетки (считая в осях крайних стержней) в одном направлении; n_y , A_{sy} , l_y – то же, но в другом направлении; A_{eff} – площадь сечения бетона, заключенного внутри контура сеток; s_n – расстояние между сетками.

Численный анализ зависимостей таблицы 1 отображен в виде графиков в интервале от 0,1 до 1 %, поскольку только в этом диапазоне оптимально сетчатое армирование кладки (рис. 4). Вместо выражения $(\alpha \cdot f_{cd})$ принято значение $R_u = 5$ МПа.

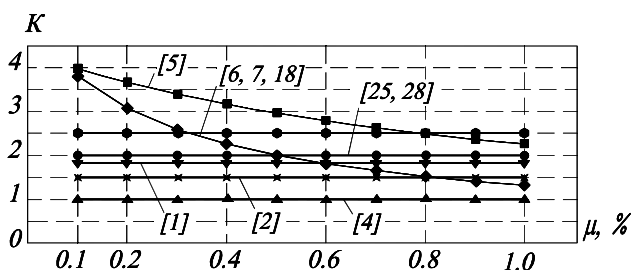


Рис. 4. Зависимость коэффициента эффективности K от процента армирования $\mu = \rho_{xy}$

Определение коэффициента армирования по опытным данным среднего предела прочности и временного сопротивления. Преобразуя формулу (1), можно выразить коэффициент эффективности для его вычисления по экспериментальным данным:

$$K = \frac{(R_{sku} - R_u)100}{R_{sn}\mu} \tag{2}$$

В таблице 2 представлены результаты расчета коэффициента эффективности K по результатам собственных экспериментов, а также результатам испытаний других авторов [2; 6]. Расчеты выполнены по формуле (2) со значением $R_{sn} = 300$ МПа.

Таблица 2

Определение коэффициента эффективности «K» по экспериментальным данным

Серия*	μ , %	N_u , кН	R_u , МПа	R_{sku} , МПа	K
I	–	640	4,43	–	–
II	0,407	1572	–	10,89	5,2
III	0,407	1617	–	11,20	5,4
IV	–	715	4,95	–	–
V	0,19	1033	–	7,15	3,80
VI	0,19	1090	–	7,55	4,48
2.6	–	287,5	3,03	–	–
2.7	0,348	1339,5	–	14,1	10,5
КС-1	–	1288	8,92	–	–
КС-2	0,133	2040	–	14,13	13,0

Окончание таблицы 2

Серия*	μ , %	N_u , кН	R_u , МПа	R_{skl} , МПа	K
КС-4	–	1089	7,54		
КС-5	0,12	1506		10,43	8,02
КС-7**	–	242,3	8,08		
КС-8**	0,28	306		10,2	2,52
С1	0,89		3,53	9,32	2,2
С2	0,83		4,96	10,4	2,2
С3	0,85		7,36	13,3	2,3
С4	0,84		8,83	17,12	3,3
С5	0,433		13,4	18,1	3,6
С6	0,844		17,1	25,4	3,3
С7	1,59		20,2	31,5	2,4

* – серии I...VI – собственные испытания; серии 2.6...2.7, КС-1...КС-8, С1-С4, С5 – взяты соответственно из источников [6, с. 33; 10; 2, с. 73, табл. 3; 2, с. 76, табл. 4; ** – размеры сечения образцов 120×250 мм.

Учитывая результаты анализа данных таблицы 2, следует отметить:

- коэффициент эффективности K по результатам собственных экспериментов оказался в пределах 3,8...5,4;

- коэффициент K , рассчитанный по [6], был равен десяти, по [22] в среднем – восьми;

- в опытах В.А. Камейко коэффициент K был более трех, достигал четырех и снижался до 2,2 при проценте армирования 0,8...1,6 %. Однако процент сетчатого армирования в пределах 0,8...1,6 % при определенных параметрах малоэффективен в использовании. Для предотвращения недоиспользования арматуры нормативными документами [3] введены ограничения, учитывающие прочностные свойства кладки и арматуры: ($\mu_{\max} = 50(R / R_s)$, где R и R_s – расчетное сопротивление кладки и арматуры соответственно). К примеру, максимальный процент армирования, рассчитанный в процессе планирования эксперимента для кладки из кирпича М200 на растворе М75 и армировании сетками из проволоки класса S500, составляет всего 0,5 %.

Нанеся пары точек «процент армирования – коэффициент эффективности» и проведя аппроксимирующую кривую, видим, что данная зависимость носит криволинейный характер подобно зависимостям для коэффициента эффективности в [15–18] и с увеличением процента армирования до 0,4...0,5 % асимптотически приближается к своему, видимо, нижнему пределу – 2 (рис. 5).

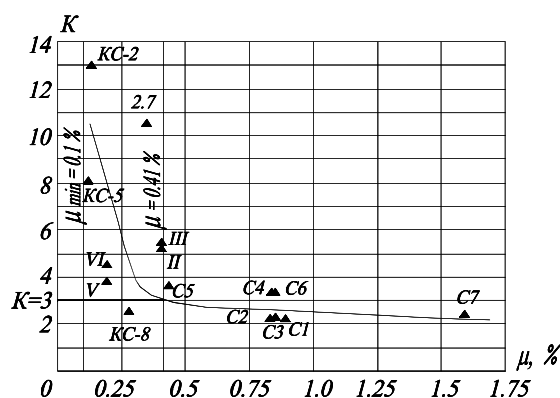


Рис. 5. Зависимость коэффициента эффективности K от процента армирования μ

Таким образом, для процента армирования μ до 0,41 % с определенным запасом прочности возможно рекомендовать при расчетах значение коэффициента эффективности, равное трём. К тому же если не учитывать данные серии КС-8, полученные на сверхмалых образцах сечением 120×250 мм, аппроксимирующая кривая пройдет еще выше.

Для центрально сжатых армокирпичных столбов с сетчатым армированием в виде спиральных сеток или сеток из перекрестных стержней можно рассматривать три стадии напряженно-деформированного состояния. Первая стадия – работа кладки до образования трещин – характерна для эксплуатационного уровня нагрузок $N_{crc} / N_u = 0,4...0,7$. Вторая стадия – работа кладки с трещинами, которые образуются над и под пересечениями стержней перекрестных сеток, являющихся своего рода концентраторами

напряжений, а также в отдельных вертикальных растворных швах и кирпичах. Третья стадия – отслоение защитного слоя в средней по высоте зоне образцов и работа сечения кладки площадью A_{eff} , ограниченной крайними стержнями сеток. Разрушение происходит при раздавливании рядов кирпича между армированными горизонтальными швами кладки. При этом отслоение защитного слоя происходит практически одновременно с разрушением кладки.

Сжатый армированный элемент условно состоит из двух материалов с разными модулями упругости, армированное ядро способно воспринять большие деформации за счет более высокой прочности.

Учитывая истинный характер разрушения кладки с сетчатым армированием логичным было бы учитывать повышенное значение сопротивления кладки только для участка, заключенного внутри контура сеток A_{eff} (см. рис. 2). Вся площадь поперечного сечения $A = A_{eff} + A_0$. В предельной стадии, предшествующей разрушению, максимальное усилие, которое может воспринять оболочка (защитный слой) и армированное ядро соответственно $R_u A_0$ и $R_{sku} A_{eff}$.

Тогда предельное разрушающее усилие:

$$N_u = m_g \phi (R_u A_0 + R_{sku} A_{eff}) = m_g \phi \left(R_u A_0 + R_u A_{eff} + \frac{KR_{sn}\mu}{100} A_{eff} \right) = m_g \phi \left(R_u A + \frac{KR_{sn}\mu}{100} A_{eff} \right). \quad (3)$$

Процент объемного армирования кладки рекомендуется рассчитывать по формулам:

- для сеток из перекрестных стержней с квадратной ячейкой [26], при $A_{sx} = A_{sy} = A_s$, $n_x = n_y = n$ и размере ячеек $c_x = c_y = c$:

$$\mu = \rho_{xy} = \frac{2n}{(n-1)c} \cdot \frac{A_s}{s_n}; \quad (4)$$

- для сеток из перекрестных стержней с прямоугольной ячейкой:

$$\mu = \rho_{xy} = \frac{n_x \cdot A_{sx} \cdot l_x + n_y \cdot A_{sy} \cdot l_y}{A_{eff} \cdot s_n}; \quad (5)$$

- для сеток в виде спиралей:

$$\mu = \rho_{xy} = \frac{L \cdot A_s}{A_{eff} \cdot s_n}, \quad (6)$$

где L – длина арматурного стержня для изготовления плоской спирали. Обозначения в (4), (5) и (6) те же, что и в таблице 2.

Таким образом с учетом проведенного эксперимента и незначительной аппроксимации для кладки из полнотелого кирпича марок М150...М200 на растворах М50...М100 при проценте армирования 0,1...0,5 сетками из проволоки класса S500 (Вр-1) при расчете возможно использование коэффициента эффективности $K = 3$, а также повышенного коэффициента условия работы арматуры (с 0,6 до 0,7), т.е. в формуле (3) используем значение $R_{sn} = 350$ МПа.

В таблице 3 выполнено сравнение значений разрушающих нагрузок, полученных экспериментальным путем, со значениями нагрузок, определенными по СНиП II-23-81 и по предложенной методике; в последнем столбце таблицы определен процент расхождения предела прочности с экспериментальными значениями.

Таблица 3

Сравнение опытных данных с теоретическими

Серия	*	R_u , МПа	R_{sn} , МПа	μ , %	K	N_u , кН	$\frac{(N_u - N'_u)}{N_u} 100$ %
II, III	A	5	300	0,19	2	887	14,1 (18,6)
	B	4,95	350		3,8...4,9	1033(1090)	–
	C	5	350	0,23	3	1023	1,0 (6,1)
V, VI	A	4	300	0,407	2	930	40,8 (42,5)
	B	4,43	350		5...5,4	1572 (1617)	–
	C	4	350	0,469	3	1181	24,9 (27,0)

* – A взято из СНиП II-23-81; B – по результатам эксперимента; C – с учетом собственных предложений.

Заключение. В результате проведенных испытаний установлен характер разрушения кладки с поперечным сетчатым армированием, особенностью которого является скалывание наружного защитного слоя в средней части опытных образцов по высоте между армированными горизонтальными швами. Это позволяет предложить выполнять расчет прочности с повышенным сопротивлением только для эффективной площади поперечного сечения A_{eff} , ограниченной крайними стержнями сеток (заклоченной внутри контура сеток). Напряжения в стержнях арматурных сеток, зафиксированные в процессе испытаний, достигли значения 350 МПа [14], что позволяет повысить коэффициент условий работы арматуры с 0,6 до 0,7.

Предложенная зависимость (3) в большей степени отвечает физической сущности и механизму разрушения кладки с сетчатым армированием и позволяет получить меньший процент расхождения с результатами экспериментальных исследований, проведенными при следующих исходных данных:

- марка полнотелого керамического кирпича М150...М200;
- марка цементно-песчаного раствора М75;
- процент армирования 0,19...0,45 %;
- армирование выполнялось сетками в виде плоских спиралей и перекрестных стержней, изготовленными из проволоки класса S500 (Вр-1) Ø4 мм.

Возможность увеличения коэффициента эффективности армирования K с двух до трех в заданном интервале армирования подтверждается как собственными экспериментальными данными, так и анализом имеющейся базы данных испытанных образцов [2; 6; 10].

Таким образом, на основе экспериментально-теоретического исследования разработана уточненная методика расчета кирпичных стоек с впервые примененными сетками-спиралями и сетками из перекрестных стержней.

ЛИТЕРАТУРА

1. Бедов, А.И. Проектирование, восстановление и усиление каменных и армокаменных конструкций: учеб. пособие / А.И. Бедов, А.И. Габитов. – М.: Изд-во АСВ, 2008. – 568 с.
2. Камейко, В.А. Прочность на сжатие кирпичной кладки с косвенным сетчатым армированием / В.А. Камейко // Экспериментальные исследования каменных конструкций: сб. ст. / ЦНИПС; под ред. Л.И. Онищика. – М.-Л., 1939. – С. 65–89.
3. Каменные и армокаменные конструкции: СНиП II-22-81. – Введ. 31.11.81. – М.: Стройиздат, 1983. – 40 с.
4. Пособие по проектированию каменных и армокаменных конструкций (к СНиП II-22-81). – М.: (ЦИТП) Госстроя СССР, 1989. – 149 с.
5. Свод правил. Каменные и армокаменные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-22-81*: СП 15.13330.2012. – М.: ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, ОАО «НИЦ «Строительство»»: утв. приказом М-ва регионального развития Рос. Федерации от 29 дек. 2011 г. № 635/5.
6. Соколов, Б.С. Исследования сжатых элементов каменных и армокаменных конструкций: науч. изд. / Б.С. Соколов, А.Б. Антаков. – М.: Изд-во АСВ, 2010. – 104 с.
7. Еврокод 6. Проектирование каменных конструкций. Ч. 1-1: Общие правила для армированных и неармированных конструкций: СТБ EN 1996-1-2008. – Введ. 01.07.2009. – Минск: Госстандарт, 2009. – 127 с.
8. Орлович, Р.Б. Зарубежный опыт армирования каменных конструкций / Р.Б. Орлович, В.Н. Деркач // Жилищное строительство. – 2011. – № 11. – С. 35–39.
9. Расчет и конструирование частей жилых и общественных зданий. Справочник проектировщика / П.Ф. Вахненко [и др.]. – 2-е изд. – К.: Будівельник, 1987. – С. 99–100.
10. Рябин, А.Л. Прочность и деформативность кирпичной кладки, армированной перфорированными стальными лентами, при центральном сжатии: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / А.Л. Рябинин. – СПб., 2009. – 204 с.
11. Гойкалов, А.Н. Прочность и деформативность сжатых элементов кладки из мелких ячеистобетонных блоков с косвенным армированием: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / А.Н. Гойкалов. – Воронеж, 2005. – 161 с.
12. Рохлин, И.А. Расчет керамических конструкций / И.А. Рохлин; под ред. В.Н. Ярина. – Киев: Гос. изд-во лит. по строительству и архитектуре УССР, 1956. – 290 с.
13. Зурабян, А.С. Работа защитного слоя в элементах с поперечным армированием / А.С. Зурабян, Б.П. Филиппов // Новые исследования по бетонным и железобетонным конструкциям: материалы конф. молодых спец. – М., 1976. – С. 67–70.

14. Хаткевич, А.М. Напряженно-деформированное состояние арматурных сеток в кирпичной кладке / А.М. Хаткевич // Сб. науч. тр. / Издат. центр БГУ. – Минск, 2012. – Вып. 4: Проблемы современного бетона и железобетона. – С. 202–215.
15. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования: СНиП II-21-75 / Госстрой СССР. – М.: Стройиздат, 1976. – 89 с.
16. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования: СНиП 2.03.01-84* / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
17. Бетонные и железобетонные конструкции. РУП «Стройтехнорм»: СНБ 5.03.01-02. – Минск: Минстрой-архитектуры Респ. Беларусь, 2003. – 139 с.
18. Мосты и трубы. Нормы проектирования: СНиП 2.05.03.84* / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 199 с.
19. Каменная кладка из пыльных известняков / С.В. Поляков [и др.]. – Кишинев: «КАРТЯ МОЛДОВЕНЯСКЭ», 1973. – 344 с.
20. Рак, Н.А. Анализ методов расчета прочности при местном сжатии элементов из тяжелого бетона, армированных поперечными сварными сетками / Н.А. Рак // Вестн. Полоц. гос. ун-та. Серия Ф. Строительство. Прикладные науки. – 2010. – № 6. – С. 35–43.
21. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования: СНиП 2.03.01-84* / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
22. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования: СНиП II-21-75 / Госстрой СССР. – М.: Стройиздат, 1976. – 89 с.
23. Konstrukcje Betonowe, Żelbetowe I Sprężone Obliczenia Statyczne I Projektowanie: PN-B-03264:2002. – Warszawa: PKN, 2002. – 142 p.
24. Code for Design of Concrete Structures: GB 50010-2002. – Beijing: China Architecture & Building Press, 2002. – 204 p.
25. Указания по проектированию железобетонных, бетонных конструкций железнодорожных, автодорожных и городских мостов и труб: СН 365-67 / Госстрой СССР. – М.: Госстройиздат, 1967. – 145 с.
26. Рак, Н.А. Надежность расчета несущей способности при местном сжатии элементов, усиленных косвенным армированием / Н.А. Рак // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Респ. Беларусь: сб. тр. XVIII междунар. науч.-методич. семинара; под общ. ред. Д.Н. Лазовского, А.И. Колтунова. – Новополоцк: ПГУ, 2012. – Т. 1. – С. 25–29.
27. Гринев В.Д. Совершенствование методики определения объемного коэффициента армирования / В.Д. Гринев, А.М. Хаткевич // Инженерные проблемы строительства и эксплуатации сооружений: сб. науч. тр. Вып. 3; редкол.: О.В. Коробов [и др.]. – Новополоцк: ПГУ, 2011. – С. 10–11.

Поступила 29.10.2014

STRENGTH OF MASONRY WITH RETICULAR REINFORCEMENT

A. KHATKEVICH, V. GRINEV, A. HIL

Considered the problem of fracture of brittle materials. The sequence of education, the development of cracks and the subsequent destruction of the elements. The character of the destruction of reinforced and unreinforced samples. The analysis of the various methods for determining the coefficient efficiency of reinforcement. The results of experimental studies-voltage-strain state of the masonry transversely reinforced by the action of the axial transient static load. Based on the analysis of experimental data suggested new values of the coefficients of efficiency and for reinforcement, which largely correspond to the real work of masonry with mesh reinforcement.