

СПОСОБ ОПРЕДЕЛЕНИЯ СДВИГОВОЙ ЖЕСТКОСТИ В КАРКАСНО-КАМЕННЫХ ПЛОСКОСТНЫХ КОНСТРУКЦИЯХ ПРИ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

Кукунаев В.С. (Государственный головной территориальный научно-исследовательский и проектный институт «КрымНИИпроект», г.Симферополь), **Дорофеев В.С.** (Одесская государственная академия строительства и архитектуры, г. Одесса)

Предложен новый способ определения жесткости стенового заполнения с учетом образования трещин силового происхождения. Установлены аналитические закономерности между напряжениями и деформациями в конечном плоско напряженном элементе каменной кладки.

Введение. Большое разнообразие конструктивных решений в сейсмостойких каркасных зданиях не дает возможности применения при их проектировании надежных решений. Сложность заключается не только в разнообразии конструктивных схем, но и в специфике сопротивления при сейсмических нагрузках. Основные отличия в конструктивных системах сводятся к следующим: каркасные здания; каркасные здания с самонесущими стенами или навесными ограждающими конструкциями; каркасные здания со стеновым заполнением и каркасно-каменные или каркасно-блочные здания.

В практике проектирования наибольшее распространение находят расчетные схемы по типу каркасного здания с учетом массы стен, но без учета их жесткости. При этом имеет место в ряде случаев занижение сейсмической нагрузки. Учет жесткости стенового заполнения с применением средств МКЭ приводит к несоответствию работы заполнения в каркасном здании в принятой расчетной схеме. Нормами регламентируется обязательное разделение работы каркаса и заполнения, а также других конструкций, оказывающих влияние на жесткость каркаса. Если в типовых проектах эта проблема была решена за счет использования типовых сопряжений с каркасом, например, навесных панелей, подвешивания лестничных маршей, поэтажной разрезки лифтовых шахт, то в индивидуальных проектах при игнорировании достижений типового и экспериментального проектирования такая работа заполнения каркаса становится непредсказуемой. В любом случае, из-за того, что основная сейсмическая нагрузка воспринимается жесткостью

заполнения, последняя может получать повреждения и вследствие деградации жесткости вызывать высвобождение энергии и перераспределение усилий. Но стеновое заполнение при этом уже не сможет восстановить свои жесткостные характеристики.

Данные рассуждения подтверждаются анализом последствий многих сильных землетрясений. Так в работе [1] указывалось, что каркасно-панельные здания из тех, которые при Спитакском землетрясении уцелели (на 8-балльных площадках), смогли выстоять благодаря именно таким перераспределительным процессам, явившимся следствием неупругих деформаций. То же произошло и с некоторыми производственными зданиями [2], например, разрушение горизонтальных связей в лабораторном корпусе ИГИС в Ленинкане аналогичным образом предотвратило разрушение всего корпуса.

Если каркасные здания со стеновым заполнением сопоставлять с каркасными зданиями без заполнения, то последние гораздо хуже себя ведут при землетрясении. В большинстве случаев они «проигрывают» и обычным кирпичным малоэтажным бескаркасным зданиям [3, 4]. Одной из причин огромного количества жертв, имевших место при последних землетрясениях в Турции, – это широкое распространение «чистых» каркасных систем без использования конструкций, которые бы выполняли в какой-то мере функции диафрагм жесткости.

Использование для несущих конструкций каменной кладки в сейсмических районах имеет многовековую историю, однако обеспечение его сейсмостойкости всегда было сопряжено с серьезными трудностями, обусловленными хрупким характером разрушения каменной кладки, ее низкой монолитностью и сравнительно большим весом. В силу этих обстоятельств напрашивается решение отказаться от применения камня в несущих конструкциях зданий повышенной этажности и ориентироваться на материалы более эффективные с точки зрения сейсмостойкости, такие как сталь, железобетон, пластмассы и др. Однако нельзя не считаться с тем фактом, что во многих сейсмоопасных районах объем каменного домостроения довольно значительно вырос. Следовательно, нельзя отказываться от изыскания таких конструктивно-технологических решений, которые позволили бы возводить каменные здания как обычной, так и повышенной этажности с высокими технико-экономическими показателями. В связи с этим, при проектировании возникает необходимость уточнения работы каменных конструкций, исходя из реальных условий их деформирования.

Основная часть. Известно, что для определения монолитности кладки используется нормативное сопротивление осевому растяжению по *неперевязанным* швам (нормальное сцепление). Обеспечение моно-

литности позволяет рассматривать кладку как конструкцию, а к ней для оценки напряженного состояния применять методы строительной механики. Данный параметр является одним из основных параметров, влияющих на сейсмостойкость каменных зданий, потому что, как показывают многочисленные обследования результатов землетрясений [5, 6], наиболее уязвимым местом кладки являются ее швы, где при сдвиге или растяжении нарушается сцепление между камнем и раствором. Разрушения по камню, как правило, возможны только по *перевязанным* сечениям (например, в перемычках, в местах пересечения стен).

В отличие от обычных условий работы кладки, когда она воспринимает в основном статически действующие вертикальные нагрузки, а эксцентриситеты этих нагрузок невелики, при землетрясениях в кладке стен возникают самые разнообразные сочетания нагрузок (в том числе вызывающие изгиб, сдвиг или растяжение), причем эти нагрузки действуют динамически, что для неармированной кладки, весьма неблагоприятно. Кроме этого, даже при невысоком уровне сейсмических воздействий возникают микроповреждения в кладке и в местах ее примыкания к другим конструкциям, что вызывает сложные перераспределительные процессы между несущими каменными и комплексными конструкциями. Использование в проектной практике известных вычислительных комплексов таких как «Lira Windows», «SCAD» и др., основанных на МКЭ и учете упругой работы материала, не позволяет оценивать несущую способность каменных элементов. Последнее обстоятельство приводит к тому, что:

1. во-первых, каркасные здания с заполнением из каменных материалов рассчитываются как каркасные без учета жесткости заполнения;

2. во-вторых, при расчете каркасных зданий с учетом заполнения конечными элементами типа оболочек нулевой кривизны получаемые результаты не соответствуют действительным, так как не учитывают полное или *частичное выключение* заполнения из работы каркаса.

В настоящей работе не рассматриваются каркасно-каменные здания, работа которых подробно рассмотрена в [7], а сделана попытка учесть работу заполнения в каркасных зданиях путем определения жесткости армокаменного элемента в условиях плоского напряженного состояния.

Рассмотрим фрагмент стены из каменной кладки, показанный на рис. 1,а.

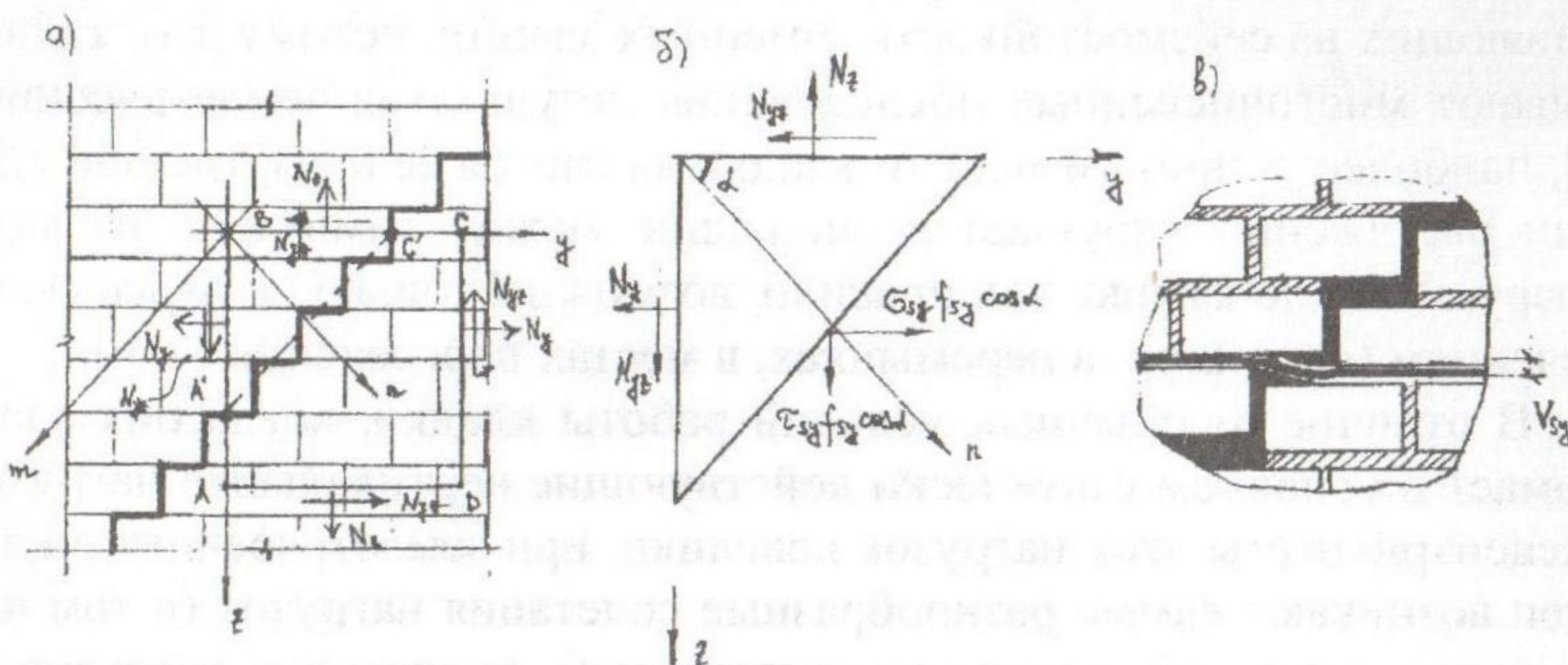


Рис.1. Схема напряжения и усилий в элементе каменной кладки

Будем рассматривать кладку, сложенную из одинаковых мелкоштучных камней с размерами b и h при соотношении $k=h/b$ (b - длина; h - высота). Выделим на фрагменте элемент, в пределах которого имеет место трещина, проходящая по шву. При этом принимаем, что данная трещина является результатом обобщения всех микроповреждений в пределах элемента и в этом смысле условно является результирующей трещиной (рис.1,а, элемент $ABCD$).

Кроме этого, будем рассматривать кладку с горизонтальным армированием, стержни которой в общем случае напряженного состояния воспринимают, благодаря сцеплению в слое раствора, нормальные и касательные напряжения. Армирование считается в пределах элемента равномерно распределенным по длине в направлении шага между стержнями и характеризуется интенсивностью $f_{sy} = A_{sy}/u_{sy}$, A_{sy} - площадь горизонтальной арматуры в шве; u_{sy} - шаг между стержнями по высоте стены.

При сейсмических нагрузках возникающие в элементе напряжения вызывают образование трещины, которая показана на рис.1,а. Направление трещины для рассматриваемого случая определяется соотношением размеров камня k и считается в пределах элемента постоянной и известной величиной. При этом условно принимаем, что возникшие усилия будут восприниматься в трещине арматурой, а на участках между трещинами - зонами каменной кладки, свободными от трещин (полосами кладки). Кроме этого, ступенчато образующую форму трещины условно заменяем прямой линией и из элемента $ABCD$ выделяем

треугольную призму $A'BC'$ толщиной d (d - толщина стены), которую изобразим на рис.1,б.

Рассматривая равновесие этой призмы можно определить продольные деформации в арматуре:

$$\varepsilon_{sy} = \frac{N_y + N_{yz} \operatorname{tg} \alpha}{E'_{sy} f_{sy}}, \quad (1)$$

где E'_{sy} - упругопластический модуль деформации арматуры.

Поперечные перемещения (тангенциальные) арматурных стержней в местах выхода их из слоя цементного раствора можно определить из следующих соотношений:

$$v_{sy} = \tau_{sy} / K_y, \quad (2)$$

$$v_{sy} = \frac{\varepsilon_{sz} l_{crc}}{2 \sin \alpha}, \quad (3)$$

где: K_y - модуль податливости стержней на сдвиг, определяется на основе данных экспериментов; ε_{sz} - деформации арматурных стержней в направлении оси z ; l_{crc} - расстояние между трещинами, откуда получим:

$$\varepsilon_{sz} = \frac{2 \sin \alpha}{K_y f_{sy} l_{crc}} (N_{yz} + N_z \operatorname{tg} \alpha). \quad (4)$$

Деформации сдвига определяются при частном случае, когда в сечении трещины деформации в направлении оси m отсутствуют, то есть:

$$\gamma_{syz} = \varepsilon_{sy} \operatorname{tg} \alpha + \varepsilon_{sz} \operatorname{ctg} \alpha, \quad (5)$$

откуда при учете деформаций из (1) и (4) получим:

$$\gamma_{syz} = \frac{\operatorname{tg} \alpha}{E'_{sy} f_{sy}} N_y + \frac{2 \sin \alpha}{K_y f_{sy} l_{crc}} N_z + \left(\frac{\operatorname{tg}^2 \alpha}{E'_{sy} f_{sy}} + \frac{2 \cos \alpha}{K_y f_{sy} l_{crc}} \right) N_{yz}. \quad (6)$$

Исходя из ортотропной модели деформирования рассматриваемого элемента, усилия, приложенные к площадкам, нормальным к направлению сечения трещины, будут вызывать деформации в направлении оси m , которые можно представить в осях y и z в следующем виде:

$$\varepsilon_{wy} = \frac{\sin^2 \alpha}{E'_w h} N_y - \frac{\sin^2 \alpha}{2E'_w h} N_{yz}, \quad \varepsilon_{wz} = \frac{\cos^2 \alpha}{E'_w h} N_z - \frac{\sin 2\alpha}{2E'_w h} N_{yz},$$

$$\gamma_{wyz} = -(N_y + N_z) \frac{\sin \alpha \cos \alpha}{E'_w h} + \frac{1}{E'_w h} N_{yz}. \quad (7)$$

Общие деформации элемента по направлению осей складываются из средних деформаций арматуры и каменной кладки, расположенной между трещинами:

$$\varepsilon_y = \varepsilon_{sy} + \varepsilon_{wy}; \quad \varepsilon_z = \varepsilon_{sz} + \varepsilon_{wz}; \quad \gamma_{yz} = \gamma_{syz} + \gamma_{wyz}. \quad (8)$$

После подстановки в (8) выражений соответствующих деформаций получим систему физических соотношений в конечном элементе каменной кладки из камней правильной формы с трещиной (в элементе), работающем в условиях плоского напряженного состояния при одноосном армировании:

$$\{\chi\} = [C]\{N\}, \quad (9)$$

$$\text{где: } \{\chi\} = \{\varepsilon_y, \varepsilon_z, \gamma_{yz}\}^T, \quad \{N\} = \{N_y, N_z, N_{yz}\}^T, \quad c_{ij} (i, j = 1 \div 3)$$

- коэффициенты податливости армокаменной кладки:

$$c_{11} = \frac{1}{E'_{sy} f_{sy}} + \frac{\sin^2 \alpha}{E'_w h}, \quad c_{12} = 0, \quad (10)$$

$$c_{22} = \frac{2 \sin \alpha \cdot \operatorname{tg} \alpha}{K_y f_{sy} l_{crc}} + \frac{\cos^2 \alpha}{E'_w h}, \quad c_{23} = \frac{2 \sin \alpha}{K_y f_{sy} l_{crc}} - \frac{\sin 2\alpha}{2E'_w h},$$

$$c_{33} = \frac{\operatorname{tg}^2 \alpha}{E'_{sy} f_{sy}} + \frac{2 \cos \alpha}{K_y f_{sy} l_{crc}} + \frac{1}{E'_w h}, \quad c_{13} = \frac{\operatorname{tg} \alpha}{E'_{sy} f_{sy}} - \frac{\sin 2\alpha}{2E'_w h}.$$

При каменной кладке с соотношением сторон камня 1:2 угол $\alpha = 45^\circ$, в этом случае формулы (10) принимают вид:

$$c_{11} = \frac{1}{E'_{sy} f_{sy}} + \frac{1}{2E'_w h},$$

$$c_{22} = \frac{\sqrt{2}}{K_y f_{sy} l_{crc}} + \frac{1}{E'_w h}, \quad (11)$$

$$c_{33} = \frac{1}{E'_{sy} f_{sy}} + \frac{\sqrt{2}}{K_y f_{sy} l_{crc}} + \frac{1}{E'_w h}, \quad c_{13} = \frac{1}{E'_{sy} f_{sy}} - \frac{1}{2E'_w h},$$

$$c_{23} = \frac{\sqrt{2}}{K_y f_{sy} l_{crc}} - \frac{1}{2E'_w h}.$$

Согласно [6] сдвиговую податливость определяют по схеме чистого сдвига: для низких диафрагм по формуле

$$C = \frac{1,2H}{GA}, \quad (12)$$

а для высоких диафрагм -

$$C = \frac{1,2H}{GA} + \frac{H^3}{3E_w I_x}, \quad (13)$$

где: A, I_x, H - площадь, момент инерции горизонтального сечения и высота диафрагмы; E_w, G - модули деформации при сжатии и сдвиге каменной кладки.

Рассматривая общий случай напряженного состояния, податливость может быть найдена по формуле (13), которая применительно к кирпичной кладке ($G = 0,25E_w$) и с размерами элемента, равными 1 п.м, $b = H = 1$, принимает вид:

$$C = \frac{H}{E_w b d} \left(4,8 + \frac{4H^2}{b^2} \right) = \frac{8,8}{E_w d}, \quad (14)$$

где b, d - длина горизонтального сечения и толщина диафрагмы.

При рассмотрении фрагмента кирпичной стены в условиях плоского напряженного состояния податливость каменной кладки с учетом образования трещин может быть найдена из 3-го уравнения системы (9), в котором участвуют коэффициенты c_{13}, c_{23}, c_{33} , соответствующие учитывающие деформирование каменной кладки на сдвиг от вертикальных и горизонтальных нормальных нагрузок, а также сдвигающих сил. Сопоставляя податливость (14) с коэффициентом c_{33} из (11), приходим к выводу, что после образования трещины вклад каменной кладки в общую жесткость, которая в основном определяется сопротивлением арматуры на нормальные и тангенциальные смещения, резко падает.

Например, рассмотрим кладку толщиной 0,5 м из кирпича марки 50 на растворе марки 50, для которой модуль деформации равен $E_w = 20000$ МПа. Кладка армирована $2 \varnothing 6$ А-I с $A_s = 0,282 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$ через 0,5 м по высоте, что соответствует в среднем проценту армирования $\mu = 0,05\%$. При этом интенсивность армирования составляет,

$$f_{sy} = \frac{0,282 \cdot 10^{-4}}{0,5} = 0,564 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2/\text{м},$$

а коэффициент податливости на сдвиг по формуле (10) равен

$$c_{33} = c_{33,s} + c_{33,w} = \frac{1}{E'_{sy} f_{sy}} + \frac{1}{E'_w d} = \frac{89}{E'_w d} + \frac{1}{E'_w d} = \frac{90}{E'_w d}.$$

Таким образом, жесткость стенового заполнения из такой каменной кладки при ее повреждении в виде наклонной трещины уменьшается почти в 10 раз, то есть на порядок.

Выводы:

1. Выполненные к настоящему времени исследования по изучению характера повреждений при перекосах каменного заполнения и его напряженного состояния носят эмпирический характер. Использование их в вычислительных комплексах при проектировании весьма затруднительно и, как правило, автоматизация расчетов несущей способности каменных конструкций доходит лишь до определения напряжений в сечениях из предположения их упругой работы.

2. Сделанные в данной работе предложения по определению жесткости заполнения, в сочетании с МКЭ, могут позволить учесть перераспределительные процессы вследствие проявления повреждений в кладке и деградации жесткости. Определение конфигурации повреждения предлагается взять за основу с дальнейшей разработкой методических материалов по его регламентации, так как тип повреждения определяется многими факторами такими как, например, соотношение сторон панелей стены, вид кладки, нормальное сцепление кладки, прочностные характеристики материалов и др.

3. Расчет каркасно-каменных зданий следует осуществлять с учетом допускаемых повреждений стенового заполнения. При этом жесткость каменного заполнения, армированного горизонтальными сетками, определяется из соотношения:

$$\gamma_{yz} = C_y N_y + C_z N_z + C_{yz} N_{yz}, \quad (15)$$

где γ_{yz} - сдвиговые деформации заполнения в плоскости yOz ; N_y, N_z, N_{yz} - усилия в кладке (в КЭ); C_y, C_z, C_{yz} - коэффициенты податливости при плоском напряженном состоянии, определяемые по формулам:

$$\begin{aligned} C_y &= \operatorname{tg} \beta / E_{sy} f_{sy} - \sin \beta \cos \beta / E_k d, \\ C_z &= 2 \sin \beta / K_y f_{sy} l_{crc} - \sin \beta \cos \beta / E_k d, \end{aligned} \quad (16)$$

$$C_{yz} = \operatorname{tg}^2 \beta / E_{sy} f_{sy} l_{crc} + 2 \cos \beta / K_y f_{sy} l_{crc} + 1 / E_k d.$$

В последних выражениях: E_k, E_{sy} - модули упругости кладки и арматуры; f_{sy} - интенсивность распределенного армирования; K_y - мо-

дуль податливости арматуры в кладке на сдвиг; l_{crc} - длина трещины в кладке вдоль диагонали панели; β - угол между диагональю прямоугольной панели заполнения и вертикальной осью z .

Литература

1. Ржевский В.А., Ибрагимов Р.С., Новоселя А.В., Песчанский Л.В., Рендель П.А. Анализ поведения 9-этажных каркасно-панельных зданий в условиях Спитакского землетрясения // Архитектура и строительство Узбекистана. - №12. - Ташкент: Изд-во ЦК КПУ, 1989. - с.27-30.
2. Ржевский В.А., Ибрагимов Р.С., Новоселя А.В., Песчанский Л.В., Сучкова М.Ю. Оценка сейсмостойкости железобетонных каркасов производственных зданий при Спитакском землетрясении // Там же. - с.30-33.
3. Ашимбаев М.У., Кравченко А.А. Учет влияния стенового заполнения на сейсмостойкость каркасных зданий // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений - М.: ВНИИТПИ, 1998. - №5. - с.5-8.
4. Айзенберг Я.М. Два разрушительных землетрясения в Турции за три месяца 1999 года // Там же. - 2000. - №1. - с.54-57.
5. Поляков С.В. Сейсмостойкие конструкции зданий. - М.: Высшая школа, 1969. - 336с.
6. Инструкция по определению расчетной сейсмической нагрузки для зданий и сооружений. - М.: Госстройиздат, 1962. - 127с.
7. Поляков С.В., Измайлов Ю.В., Коноводченко В.И., Оруджев Ф.М., Поляков Н.Д. Каменная кладка из пильных известняков. - Кишинев: «Картя Молдовеняскэ», 1973. - 344с.