

**Деркач Валерий Николаевич**, канд. техн. наук,  
заместитель директора, филиал РУП «Институт  
БелНИИС» – «Научно-технический центр», г. Брест

## НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ КАМЕННОГО ЗАПОЛНЕНИЯ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ

### CARRYING CAPACITY OF FRAME BUILDINGS MASONRY FILLING

#### Аннотация

*Приведен алгоритм расчета несущей способности каменного заполнения каркасных зданий при воздействиях, вызывающих перекосы панелей каркаса в плоскости заполнения. Представленный алгоритм расчета учитывает анизотропию прочностных свойств каменной кладки и позволяет определить нагрузки трещинообразования и разрушения каменного заполнения вследствие действия касательных, главных растягивающих и главных сжимающих напряжений.*

#### Abstract

*The article presents algorithm of checking carrying capacity of frame buildings masonry filling under forcing leading to frame panels' sideways in the infilling plane. Presented algorithm allows the anisotropy of mechanical properties of masonry and determines the cracking and failure loads of masonry filling caused by the action of tangential, principal tensile and principal compressive stresses.*

#### ВВЕДЕНИЕ

Спрос на жилые и общественные здания с высокими потребительскими свойствами, а также потребность в разнообразных архитектурных формах обусловили в странах СНГ большие объемы строительства каркасных зданий с каменным заполнением. При проектировании таких зданий в качестве несущих конструкций рассматриваются железобетонные элементы каркаса: колонны, ригели, плиты перекрытий и вертикальные диафрагмы жесткости. Каменному же заполнению в виде внутренних перегородок и наружных стен оставляют только ограждающие функции, игнорируя полноту взаимодействия кладки с каркасом. Предполагается,

что влияние заполнения на статическую работу несущих конструкций здания ограничивается тривиальной передачей нагрузки от собственного веса каменной кладки (как правило, используется модель стационарной следящей нагрузки в предположении неизменности схемы приложения и интенсивности нагружения). Кроме собственного веса здания и полезной нагрузки, решающее значение для несущей способности и эксплуатационной пригодности каркаса могут иметь воздействия, вызывающие перекосы панелей каркаса в плоскости заполнения. К таким воздействиям относятся ветровые, сейсмические, температурные воздействия, а также воздействия неравномерной деформации оснований. При перекосах панелей каркаса заполнение взаимодействует с его конструкциями, вызывая в них перераспределение усилий, которое не учитывается существующей методикой расчета каркасных зданий. В результате конструктивные решения элементов каркаса здания зачастую не соответствуют фактической схеме их работы, не гарантируется и работоспособность заполнения, поскольку принятая методика проектирования не предусматривает полной проверки его предельных состояний. Данный факт подтверждается результатами натурных обследований, которые свидетельствуют о многочисленных примерах отклонений от нормативно-прогнозируемой работы наружного и внутреннего стенового ограждения каркасных зданий [1].

В настоящей статье приводится разработанный автором алгоритм расчета несущей способности каменного заполнения каркасных зданий при воздействиях, вызывающих перекосы панелей каркаса в плоскости заполнения. Приведенные в статье аналитические зависимости получены на основании решения в среде ANSYS конструктивно нелинейных контактных задач с трением и сцеплением между поверхностями каменной кладки и элементами каркаса.

#### **РАСЧЕТ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ КАМЕННОГО ЗАПОЛНЕНИЯ ПРИ ПЕРЕКОСЕ ПАНЕЛЕЙ КАРКАСА**

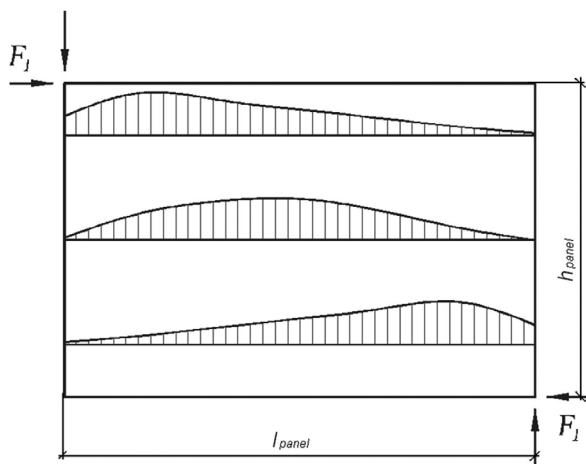
Несущая способность каменного заполнения каркасов при перекосе оценивается величиной нагрузки трещинообразования, которая является следствием действия касательных или главных растягивающих напряжений, а также величиной разрушающей нагрузки, определяемой главными сжимающими напряжениями.

Результаты экспериментальных исследований [2, 3, 4] показывают, что характер разрушения каменного заполнения зависит

от соотношения прочностных показателей растворяемых швов и кладочных изделий. В случае низкой прочности раствора разрушение заполнения вызывалось скалыванием кладки в плоскости горизонтальных растворяемых швов. При относительно высокой прочности раствора разрушение кладки происходит в результате ее растрескивания по диагонали сжатия или раздробления в сжатых углах заполнения.

Касательные и главные растягивающие напряжения, вызывающие появление трещин в каменной кладке, действуют в центральной зоне заполнения, которая достаточно удалена от нагруженных углов. Поэтому на основании принципа Сен-Венана можно утверждать, что характер распределения напряжений в зонах контакта заполнения с конструкциями каркаса не влияет на величину нагрузки трещинообразования в каменной кладке.

Численные исследования показывают, что при перекосе панели каркаса касательные напряжения по длине заполнения распределяются неравномерно. По горизонтальным сечениям, в средней трети заполнения, максимальные значения касательных напряжений ( $\tau$ ) локализуются в центральной области. В верхней и нижней трети заполнения зоны действия максимальных значений  $\tau$  смещаются к сжатым углам кладки на расстоянии  $\approx 0,2l_{panel}$  от края заполнения (рис. 1).



**Рисунок 1.** Характер распределения касательных напряжений в каменном заполнении

Если отношение габаритных размеров заполнения  $l_{\text{panel}}/h_{\text{panel}} > 1,5$ , то указанные касательные напряжения превышают  $\tau$ , действующие в центральной области. При этом вблизи сжатых углов заполнения имеют место высокие значения нормальных сжимающих напряжений  $\sigma_y$ , направленных перпендикулярно горизонтальным растворным швам, которые увеличивают сопротивление кладки срезу. По этой причине наиболее благоприятные условия для возникновения трещины сдвига создаются в центральной зоне заполнения.

Горизонтальное усилие, вызывающее сдвиг каменной кладки, может быть определено по формуле:

$$F_1 = \tau_{mv} \cdot l_{\text{panel}} \cdot t, \quad (1)$$

где  $\tau_{mv}$  – усредненное значение касательных напряжений, действующих по горизонтальным площадкам вдоль центральной продольной оси заполнения;

$l_{\text{panel}} \cdot t$  – соответственно длина и толщина заполнения.

В соответствии с эпюрой распределения касательных напряжений ( $\tau$ ), имеющей форму, близкую к треугольной (рис.1), коэффициент усреднения  $\tau$  по длине заполнения принимается равным 0,5. С учетом этого формулу (1) можно преобразовать в виде:

$$F_1 = 0,5\tau \cdot l_{\text{panel}} \cdot t. \quad (2)$$

Образование трещин в заполнении произойдет, когда касательные напряжения, действующие в плоскости горизонтальных растворных швов, достигнут сопротивления кладки сдвигу  $f_v$ , которое определяется по формуле Кулона-Мора:

$$f_v = f_{v0} + tg\alpha \cdot \sigma_y, \quad (3)$$

где  $f_{v0}$  – начальное сопротивление сдвигу (касательное сцепление);

$tg\alpha$  – коэффициент внутреннего трения;

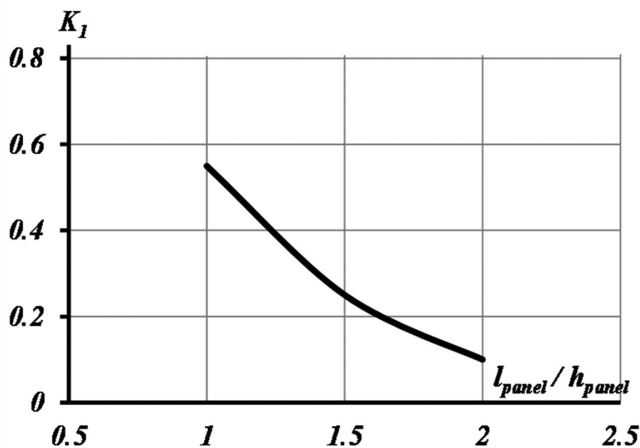
$\sigma_y$  – нормальные сжимающие напряжения, действующие перпендикулярно горизонтальным швам.

Значения напряжений  $\sigma_y$ , при  $\tau = f_v$ , можно определить по формуле:

$$\sigma_y = f_v \cdot K_1, \quad (4)$$

где  $K_1$  – безразмерный коэффициент, который является отношением нормальных сжимающих и касательных напряжений, действующих по горизонтальным площадкам (рис. 2). Численные расчеты показывают, что данный коэффициент зависит только от соотношения габаритных размеров заполнения  $\frac{l_{panel}}{h_{panel}}$ .

С учетом (4) формулу (3) можно записать в виде:



**Рисунок 2.** Зависимость « $K_1$ - $l_{panel}/h_{panel}$ »

$$f_v = f_{v0} + \operatorname{tg} \alpha \cdot f_v \cdot K_1. \quad (5)$$

Из уравнения (5)

$$f_v = \frac{f_{v0}}{1 - \operatorname{tg} \alpha \cdot K_1}. \quad (6)$$

Если на заполнение передается нагрузка от вышележащего перекрытия, вызывающая в заполнении дополнительные сжимающие напряжения  $\sigma_y$ , то формула (6) запишется в виде:

$$f_v = \frac{f_{v0} + \operatorname{tg} \alpha \cdot \sigma_y'}{1 - \operatorname{tg} \alpha \cdot K_1}. \quad (7)$$

С учетом (2) горизонтальное усилие, вызывающее появление в кладке трещин сдвига, определяется по формуле (8), при наличии вертикального обжатия – по формуле (9):

$$F_1 = \frac{0,5l_{panel} \cdot t \cdot f_{v0}}{1 - tg\alpha \cdot K_1}, \quad (8)$$

$$F_1 = \frac{0,5l_{panel} \cdot t \cdot (f_{v0} + tg\alpha\sigma'_y)}{1 - tg\alpha \cdot K_1}. \quad (9)$$

Условие прочности каменной кладки при действии главных растягивающих напряжений записывается в виде:

$$\sigma_2 \leq f_{t\theta}, \quad (10)$$

где  $\sigma_2$  – главное растягивающее напряжение, действующее под углом  $\theta$  к горизонтальным растворным швам;

$f_{t\theta}$  – сопротивление кладки растяжению под углом  $\theta$  к горизонтальным растворным швам.

Численный анализ показывает, что максимальные значения главных растягивающих напряжений локализируются в средней зоне заполнения, а их траектории направлены перпендикулярно сжатой диагонали.

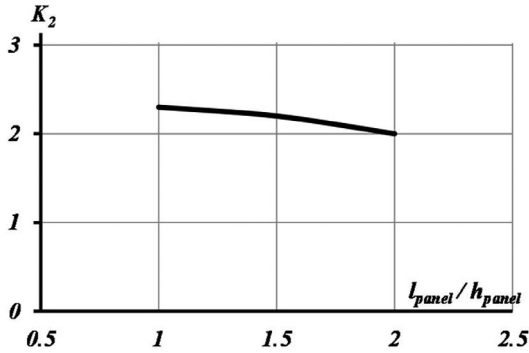
Значения главных растягивающих напряжений можно определить по формуле:

$$\sigma_2 = \frac{\tau}{K_2}, \quad (11)$$

где  $\tau$  – касательные напряжения, действующие в плоскости горизонтальных растворных швов;

$K_2$  – безразмерный коэффициент, представляющий собой отношение главных растягивающих и касательных напряжений, действующих вдоль горизонтальных растворных швов (рис. 3).

Численные исследования показывают, что данный коэффициент зависит только от соотношения габаритных размеров заполнения  $\frac{l_{panel}}{h_{panel}}$ .



**Рисунок 3.** Зависимость « $K_2 - l_{panel}/h_{panel}$ »

Главные сжимающие напряжения  $\sigma_1$ , действующие вдоль сжатой диагонали заполнения, определяются по формуле:

$$\sigma_1 = 2\tau_{max} - \sigma_2. \quad (12)$$

Принимая  $\tau_{max} = 2 \frac{\tau}{\sin 2\theta}$ , с учетом (11) выражение для определения главных сжимающих напряжений можно записать в виде:

$$\sigma_1 = \sigma_2 \left( \frac{2K_2}{\sin 2\theta} - 1 \right). \quad (13)$$

Если принять  $\sigma_2 = f_{t\theta}$ , то  $\sigma_1 = f_{t\theta} \left( \frac{2K_2}{\sin 2\theta} - 1 \right)$  – главное сжимающее напряжение, при котором напряжения  $\sigma_2$  достигают сопротивления кладки растяжению.

Главные сжимающие напряжения также можно определить, воспользовавшись коэффициентом  $K_1$  (рис. 2):

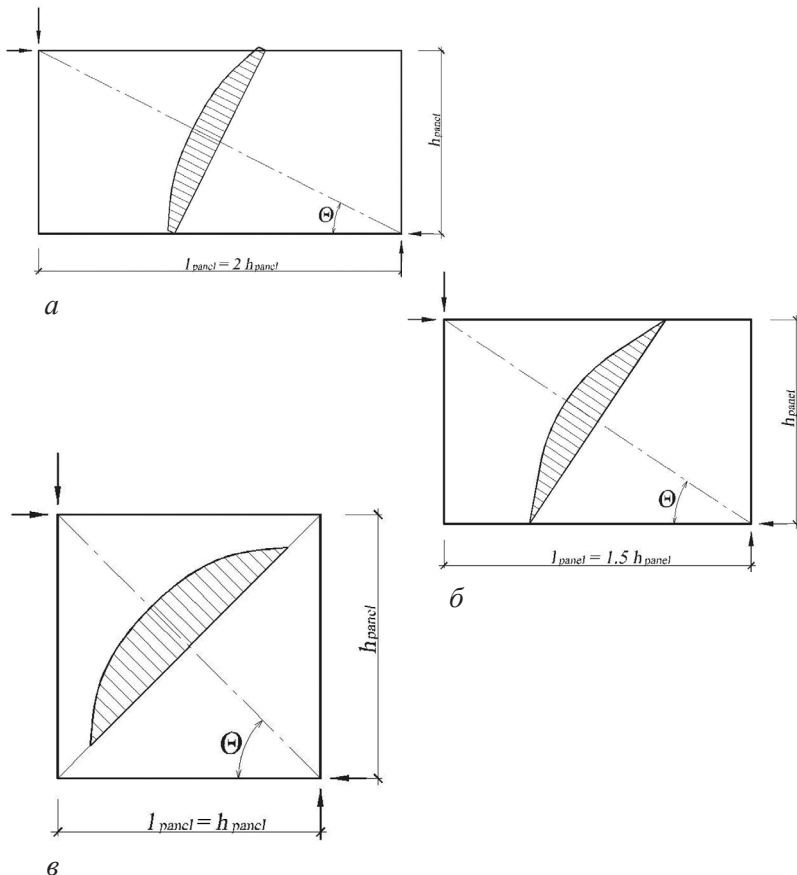
$$\sigma_1 = \frac{f_{t\theta} \cdot \sin 2\theta \cdot \left( \frac{l_{panel}}{h_{panel}} + K_1 \right)}{2 - \sin 2\theta \cdot \left( \frac{l_{panel}}{h_{panel}} + K_1 \right)}. \quad (14)$$

Сжимающее усилие  $F_d$ , действующее вдоль сжатой диагонали, определяется по формуле:

$$F_d = \sigma_1 \cdot t \cdot \frac{h_{panel}}{\cos \theta} \cdot A, \quad (15)$$

где  $A$  – коэффициент неравномерности напряжений  $\sigma_1$  по сечению, проходящему по центру заполнения перпендикулярно сжатой диагонали.

Характер эпюр главных напряжений в рассматриваемом сечении, а следовательно и коэффициент  $A$ , зависят от отношения габаритных размеров заполнения  $\frac{l_{panel}}{h_{panel}}$  (рис. 4).

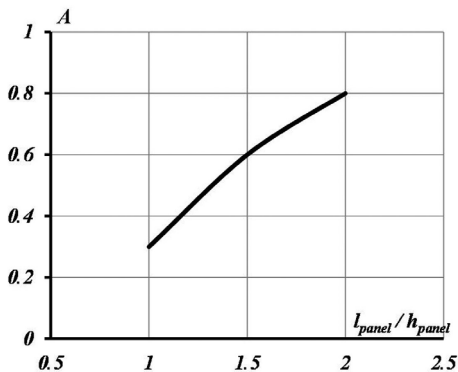


**Рисунок 4.** Эпюры распределения главных сжимающих напряжений  $\sigma_1$ :

$$а - \frac{l_{panel}}{h_{panel}} = 2, б - \frac{l_{panel}}{h_{panel}} = 1,5, в - \frac{l_{panel}}{h_{panel}} = 1$$



График изменения коэффициента  $A$  в зависимости от соотношения габаритных размеров заполнения ( $\frac{l_{panel}}{h_{panel}}$ ) приведен на рис. 5.



**Рисунок 5.** График зависимости « $A \cdot \frac{l_{panel}}{h_{panel}}$ »

Заменив в формуле (15)  $\sigma_1$  на выражения (13) или (14), получим диагональное сжимающее усилие, при  $\sigma_2 = f_{i\theta}$ :

$$F_d = f_{i\theta} \cdot t \cdot \frac{h_{panel}}{\cos \theta} \cdot A \cdot \left( \frac{2K_2}{\sin 2\theta} - 1 \right) \quad (16)$$

или

$$F_d = f_{i\theta} \cdot t \cdot \frac{h_{panel}}{\cos \theta} \cdot A \cdot \frac{\sin 2\theta \left( \frac{l_{panel}}{h_{panel}} + K_1 \right)}{2 - \sin 2\theta \left( \frac{l_{panel}}{h_{panel}} + K_1 \right)} \quad (17)$$

Горизонтальная проекция усилия  $F_d$ :

$$F_2 = f_{i\theta} \cdot t \cdot h_{panel} \cdot A \cdot \left( \frac{2K_2}{\sin 2\theta} - 1 \right) \quad (18)$$

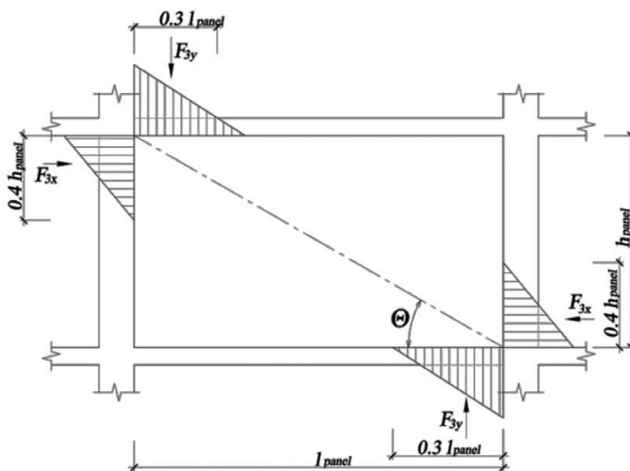
или

$$F_2 = f_{i\theta} \cdot t \cdot h_{panel} \cdot A \cdot \frac{\sin 2\theta \left( \frac{l_{panel}}{h_{panel}} + K_1 \right)}{2 - \sin 2\theta \left( \frac{l_{panel}}{h_{panel}} + K_1 \right)}, \quad (19)$$

где  $F_2$  – горизонтальное усилие, вызывающее растрескивание заполнения по диагонали сжатия.

Разрушение каменной кладки вследствие сжатия при перекосе панелей каркаса происходит в нагруженных углах заполнения. В этих зонах кладка находится в условиях двухосного сжатия – возникающие здесь касательные напряжения сравнительно малы. Вблизи колонн и перекрытий траектории главных напряжений практически совпадают с направлением растворных швов кладки.

При деформировании каркаса передача усилий на каменное заполнение происходит на участках определенной длины, где действуют сжимающие контактные напряжения. Расчеты показывают, что до образования в кладке трещин эпюры контактных напряжений имеют треугольную форму независимо от жесткости рамы и заполнения. Для практических расчетов длину зоны контакта панели заполнения с железобетонными колоннами каркаса можно принимать равной  $0,4h_{\text{panel}}$ , а с плитами перекрытия –  $0,3l_{\text{panel}}$  при  $l_{\text{panel}}/h_{\text{panel}} > 1$  и  $0,4l_{\text{panel}}$  при  $l_{\text{panel}}/h_{\text{panel}} \leq 1$  (рис. 6).



**Рисунок 6.** Распределение сжимающих напряжений в зонах контакта

Если между верхней гранью заполнения и перекрытием имеется деформационный шов, то при горизонтальном перекосе рамы заполнение в верхнем сжатом углу контактирует только с колонной, а в нижнем углу с – колонной и плитой перекрытия. Соответственно, максимальные значения контактных напряжений имеют место в верхнем сжатом углу заполнения.

Необходимо подчеркнуть, что кладка имеет разную прочность на сжатие вдоль и поперек горизонтальных растворных швов. Данный факт следует учитывать при оценке несущей способности заполнения на действие сжимающих напряжений.

Учитывая, что эпюры контактных напряжений имеют треугольную форму, величина горизонтального усилия, вызывающего разрушение кладки вследствие преодоления главными сжимающими напряжениями ее сопротивления сжатию вдоль горизонтальных швов  $f_{cx}$ , определяется по формуле:

$$F_{3x} = 0,2 \cdot f_{cx} \cdot t \cdot h_{panel}. \quad (20)$$

Полученное усилие не должно быть больше усилия, воспринимаемого заполнением при сжатии поперек горизонтальных швов:

$$F_{3y} = \frac{0,15 \cdot f_{cy} \cdot l_{panel} \cdot t}{\operatorname{tg} \theta}. \quad (21)$$

Если выполняется горизонтальный деформационный шов, и передача вертикального сжимающего усилия осуществляется на ограниченную площадь, то формула (21) запишется в виде (22):

$$F_{3y} = \frac{0,5 \cdot f_{cy} \cdot l_{cont} \cdot t}{\operatorname{tg} \theta}, \quad (22)$$

где  $l_{cont}$  – длина участка перекрытия контактирующего с заполнением.

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Представленный алгоритм расчета несущей способности каменного заполнения каркасных зданий позволяет определить усилия трещинообразования и разрушения сплошного заполнения при перекосе панелей каркаса. Если в заполнении имеются оконные и дверные проемы, являющиеся концентраторами напряжений, то расчет несущей способности заполнения можно выполнять только методом конечных элементов. Реализация предлагаемой методики расчета возможна при наличии входных данных по анизотропии прочностных характеристик каменных кладок при сжатии и растяжении, которые можно получить опытным путем.

#### **Список использованных источников**

1. Ищук, М.К. Отечественный опыт возведения зданий с наружными стенами из облегченной кладки / М.К. Ищук. – М. : Стройматериалы, 2009. – 360 с.
2. Поляков, С.В. Каменная кладка в каркасных зданиях / С.В. Поляков. – М : Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1956. – 189 с.
3. Crisafulli, F.J. Analytical Modelling of Infilled Frame Structures. A General Review / F.J. Crisafulli, A.J. Carr, R. Park // Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering. – 1999. – vol. 33(1). – P. 30–47.
4. Ng'andu, B.M. Bracing Steel Frames with Calcium Silicate Element Walls: Doctoral degree dissertation / B.M. Ng'andu. – Eindhoven, 2006. – 187 p.

*Статья поступила в редколлегию 14.10.2013*