



к.т.н. Ходыкин Владислав Владимирович, ГАУ НО «Управление государственной экспертизы проектной документации по Нижегородской области»

соискатель Анущенко Александр Михайлович, ООО МСК «Мост-К»

Расчёт каменных зданий с учётом физической нелинейности по СП 15.13330.2012 с использованием комплекса SCAD

Основные проблемы в области проектирования каменных конструкций («К вопросу разработки ТНПА «Каменные и армокаменные конструкции»»), Республика Беларусь)

- 1) В современных каменных зданиях высотой 9 и более этажей при шаге поперечных стен 6 – 7,2 м средний уровень вертикальных сжимающих напряжений в 2 – 3 раза выше, чем в зданиях высотой до 7 этажей, на которые, в основном, ориентированы СНиП II-22-81* и, соответственно, СП 15.13330.2012, а также Пособие к СНиП II-22-81*.
- 2) Согласно действующим нормативным требованиям каждый простенок многоэтажного здания рассчитывается на нагрузку, соответствующую участку стены, расположенному над этим простенком между осями соседних проемов. Перераспределение нагрузки на соседние простенки и стены не учитывается. Нагрузка на самонесущие стены за счет перераспределения может быть существенно выше нагрузки от собственного веса и ветра. В каменных зданиях повышенной этажности это может приводить к разрушению самонесущих стен при большом шаге поперечных несущих стен.
- 3) Данные об изменении модуля деформации под нагрузкой были получены для кладки первой половины XX века, отличавшейся более деформативным кирпичом и применением известковых, глиняных и цементно-известковых растворов низких марок.
- 4) При проектировании каркасных зданий необходимо учитывать работу кладки фахверкового заполнения каркаса, что позволит обеспечить определенную экономию материалов и исключить повреждение стен вследствие перекосов панелей каркаса, вызванных ветровой нагрузкой и неравномерной осадкой опор.
- 5) Проектирование зданий невозможно без использования пространственных конечно-элементных моделей и анализа совместной работы строительных конструкций. При формировании расчетной модели требуется знание деформативных характеристик кладки и их изменения по мере увеличения нагрузки. Необходимо иметь в виду, что кладка имеет ярко выраженные анизотропные прочностные свойства.

7-этажный жилой дом по ул. Ломоносова, 15 литер А, г. Нижний Новгород



По результатам визуально-инструментального обследования в наружных и внутренних стенах здания установлены следующие дефекты в результате неравномерных осадок основания здания:

- наличие многочисленных вертикальных, наклонных, диагональных горизонтальных, преимущественно сквозных трещин шириной раскрытия до 10мм, проходящих преимущественно через проемы, в местах сопряжения стен, в уровне перемычек, преимущественно переходя в русты плит перекрытий. Данные трещины в разной степени поражают все и на всех этажах продольные и поперечные стены;
- разрушение отдельных участков кладки пилонов лоджий, сопровождающееся наличием трещин, расслоением и горизонтальными смещениями кладки;
- разрушение кирпичной кладки на отдельных участках под местом опирания перемычек проемов наружных стен со следующими повреждениями: вертикальные и горизонтальные трещины шириной раскрытия до 5,0 мм в швах кладки, отклонение и выпучивание наружной версты кладки, скалывания и отслоения лещадок кирпичей, выпадение отдельных кирпичей;
- разрушения, диагональные и вертикальные трещины, расслоения, деформации кладки кирпичных ограждений лоджий секций.

7-этажный жилой дом по ул. Ломоносова, 15 литер А, г. Нижний Новгород



7-этажный жилой дом по ул. Ломоносова, 15 литер А, г. Нижний Новгород

4.4.1. Расчетная модель блок-секции №2

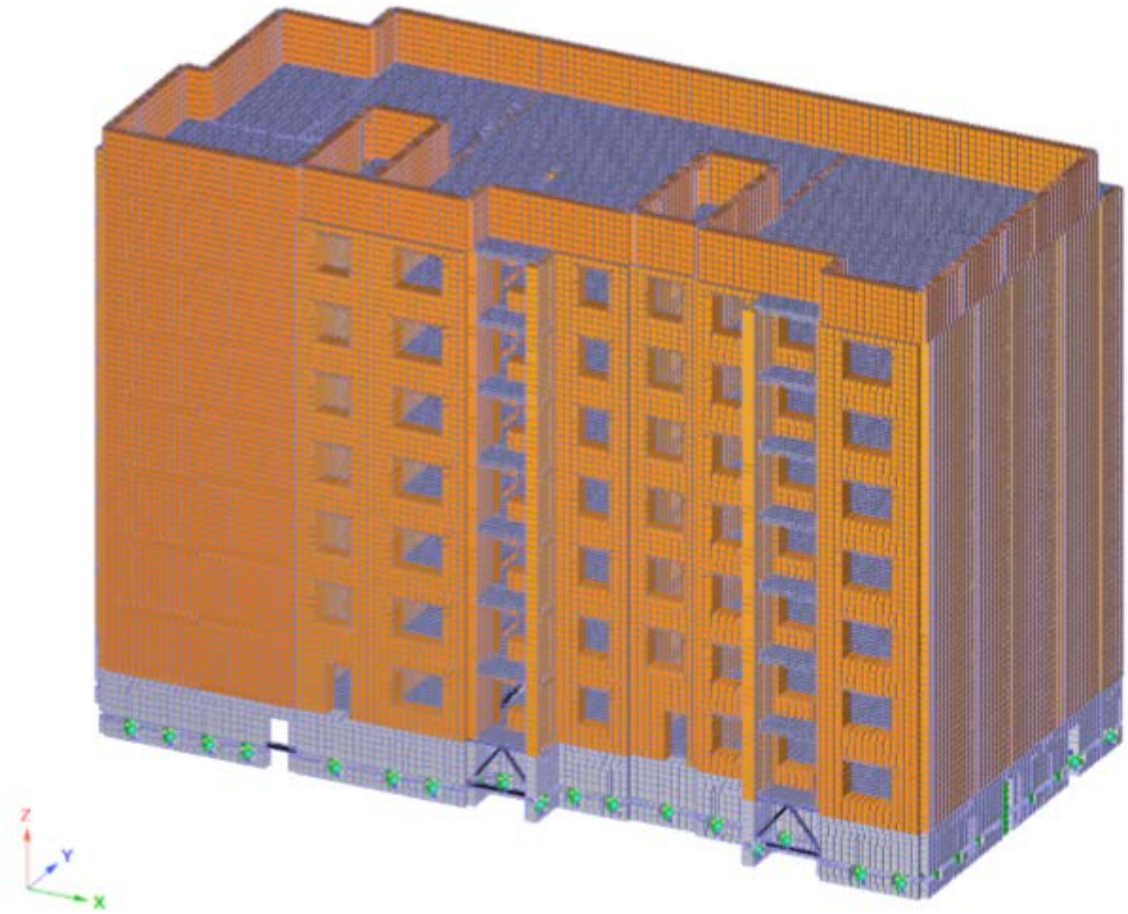


Рис. 4.5 Общий вид расчетной модели блок-секции №2.

Попытка моделирования конструкций во время технологического процесса подъема здания гидравлическими домкратами

Ключевые положения метода конечных элементов (МКЭ)

Конечный элемент – область тела в совокупности с заданными в ней аппроксимирующими функциями перемещений. Основными принципами, определяющими уравнения, на которых основано решение задач теории упругости средствами МКЭ, являются следующие положения:

- условия равновесия узлов конечно-элементной системы;
- зависимость между напряжениями и деформациями (обобщенный закон Гука);
- геометрические соотношения Коши, выражающие непрерывность и относительную малость перемещений;
- описание перемещений в континуальных КЭ при помощи функций (метод Ритца), из которых чаще всего используются степенные полиномы;
- вариационный принцип минимума для перемещений Лагранжа;
- проверка прочности КЭ.

Ключевые положения метода конечных элементов (МКЭ).

Для условий плоской и пространственной задач в МКЭ используются соотношения Коши:

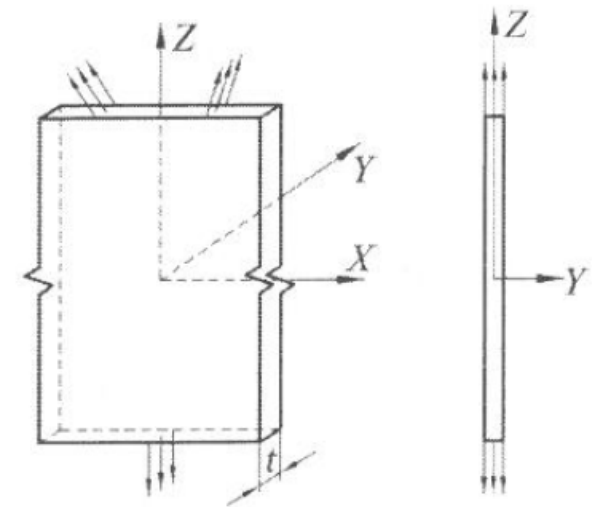
$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{\partial U}{\partial x}, & \varepsilon_y &= \frac{\partial W}{\partial y}, & \varepsilon_z &= \frac{\partial V}{\partial z}, \\ \gamma_{xy} &= \frac{\partial U}{\partial y} + \frac{\partial W}{\partial x}, & \gamma_{yz} &= \frac{\partial W}{\partial z} + \frac{\partial V}{\partial y}, & \gamma_{xz} &= \frac{\partial U}{\partial z} + \frac{\partial V}{\partial x}, \end{aligned} \right\}$$

Для плоской задачи данные соотношения имеют вид:

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{1}{E}(\sigma_x - \nu\sigma_z), & \varepsilon_z &= \frac{1}{E}(\sigma_z - \nu\sigma_x), \\ \gamma_{xz} &= \frac{\tau_{xz}}{G} = \frac{2\nu\tau_{xz}(1+\nu)}{E}. \end{aligned} \right\}$$

В МКЭ напряжения определяются через перемещения:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_z \\ \tau_{xz} \end{Bmatrix} = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{vmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{vmatrix} \times \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xz} \end{Bmatrix}$$



Ключевые положения метода конечных элементов (МКЭ).

Принцип минимума для перемещений (принцип Лагранжа) выполняет в МКЭ роль условия, связывающего напряжения и узловые силы при построении матричных условий :

«...если некоторое упругое тело находится в равновесии под действием внешних сил, то из всех вариаций перемещений материальных точек данного тела действительными являются те, при которых потенциальная энергия системы будет иметь стационарное (минимальное) значение.»

Уравнение, выражающие условие минимума потенциальной энергии:

$$\iiint_V \{\varepsilon\}^T \{\sigma\} dV - \sum_{i=1}^n (F_x u + F_y w + F_z v + M_x \alpha + M_y \beta + M_z \gamma) = 0,$$

где F_x, F_y, F_z, u, w, v – проекции на оси X, Y, Z сил, приложенных в узлах КЭ, и узловых перемещений по направлениям этих сил;

$M_x, M_y, M_z, \alpha, \beta, \gamma$ – моменты и углы поворота в узлах КЭ относительно осей X, Y, Z;

i, n – номер узла и число узлов.

Ключевые положения метода конечных элементов (МКЭ)

Метод Ритца применяется для решения вариационных задач. В его основе лежит построение минимизирующей последовательности функций, которая применительно к МКЭ должна обеспечить нахождение координатных функций перемещений в виде степенных полиномов:

$$v = A + Bx + Cx^2 + Dx^3 + \dots,$$

где A, B, C, D – постоянные коэффициенты, определяемые при помощи граничных условий.

Число полиномов и переменных решаемой задачи зависит от размерности расчетной области. Для плоских задач наборы функций перемещений u , v содержат переменные x , z и имеют следующий вид:

$$\left. \begin{aligned} u &= A_1 + A_2x + A_3z + A_4xz + A_5x^2 + A_6z^2 + A_7xz + A_8x^2z + \dots = \sum_{i=1}^n A_i x^k z^m, \\ v &= B_1 + B_2x + B_3z + B_4xz + B_5x^2 + B_6z^2 + B_7xz + B_8x^2z + \dots = \sum_{i=1}^n B_i x^k z^m. \end{aligned} \right\}$$

Для пространственных задач функции перемещений u , v , w содержат координаты трех направлений:

$$u = \sum_{i=1}^n A_i x^k y^m z^p, \quad w = \sum_{i=1}^n B_i x^k y^m z^p, \quad v = \sum_{i=1}^n C_i x^k y^m z^p,$$

где i – порядковые номера коэффициентов; k , m , p – показатели степени.

Ключевые положения метода конечных элементов (МКЭ)

Для четырехузловых прямоугольных КЭ с восемью степенями свободы функции перемещений имеют вид:

$$u = \alpha_1 + \alpha_2 x + \alpha_3 z + \alpha_4 xz, \quad v = \alpha_5 + \alpha_6 x + \alpha_7 z + \alpha_8 xz,$$

где u, v – перемещения в произвольной точке с координатами x, z ;

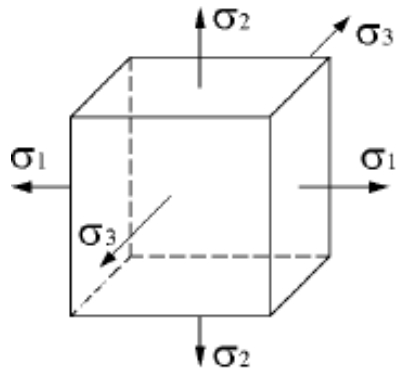
$\alpha_1 \dots \alpha_8$ – коэффициенты.

Матричная форма уравнений перемещения узлов:

$$\begin{Bmatrix} U_a \\ U_b \\ U_c \\ U_d \end{Bmatrix} = \begin{vmatrix} 1 & x_a & z_a & x_a z_a \\ 1 & x_b & z_b & x_b z_b \\ 1 & x_c & z_c & x_c z_c \\ 1 & x_d & z_d & x_d z_d \end{vmatrix} \times \begin{Bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \alpha_3 \\ \alpha_4 \end{Bmatrix}, \quad \begin{Bmatrix} V_a \\ V_b \\ V_c \\ V_d \end{Bmatrix} = \begin{vmatrix} 1 & x_a & z_a & x_a z_a \\ 1 & x_b & z_b & x_b z_b \\ 1 & x_c & z_c & x_c z_c \\ 1 & x_d & z_d & x_d z_d \end{vmatrix} \times \begin{Bmatrix} \alpha_5 \\ \alpha_6 \\ \alpha_7 \\ \alpha_8 \end{Bmatrix}.$$

Определение зависимости между
напряжениями и деформациями для
каменной кладки

Основные гипотезы деформационной теории пластичности А. А. Ильюшина



1) Гипотеза о неизменности объема элемента:

- относительное изменение объема независимо от стадии работы материала:

$$\frac{\Delta V}{V} = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3$$

Для пластического состояния справедливо:

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{1 - 2\mu'}{E} (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3),$$

при этом экспериментально установлено, что в пластической стадии: $\mu' \rightarrow 0,5$, т.е. справедливо:

$$\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 = 0.$$

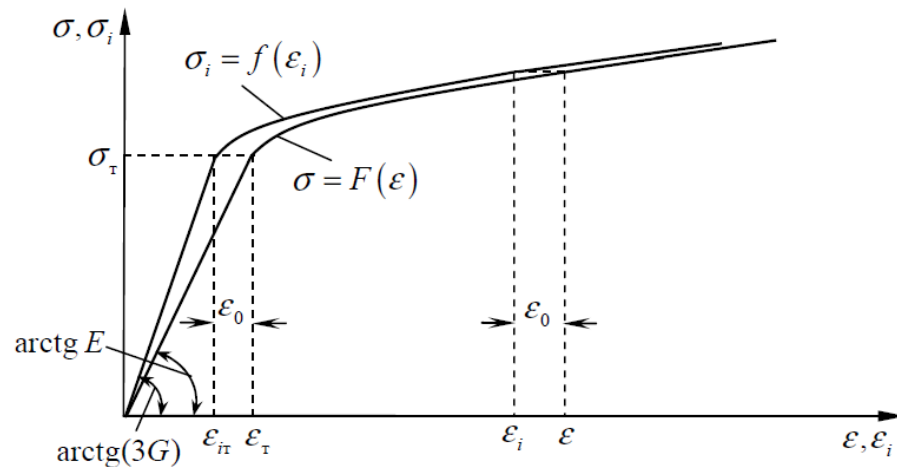
2) Направления главных осей напряженного и деформированного состояния совпадают, а главные касательные напряжения пропорциональны главным угловым деформациям:

$$\frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\varepsilon_2 - \varepsilon_3} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\varepsilon_1 - \varepsilon_3} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}.$$

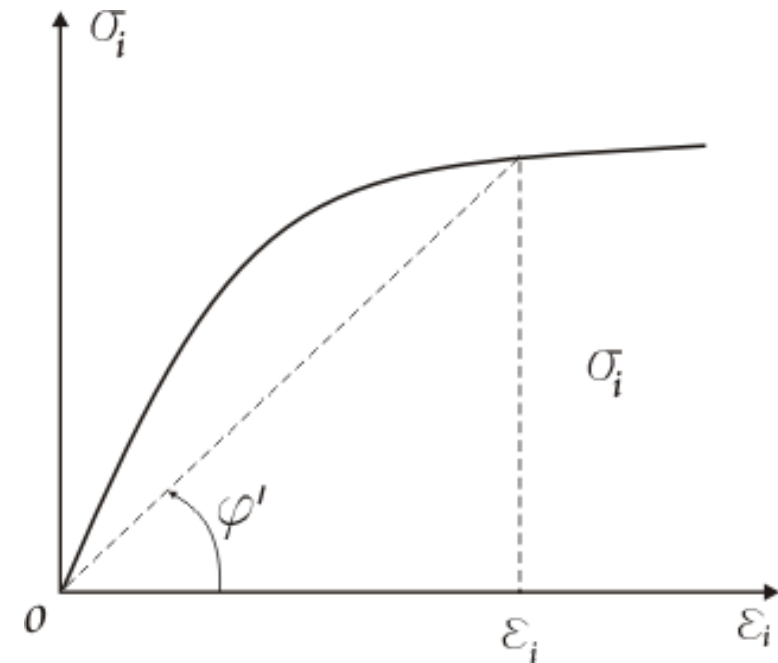
Основные гипотезы деформационной теории пластичности А. А. Ильюшина

3) Интенсивность напряжений является для каждого материала вполне определенной и не зависящей от вида напряжённого состояния функцией интенсивности деформаций:

$$\sigma_i = \Phi(\varepsilon_I)$$



Построение диаграммы деформирования по диаграмме сжатия материала



$$\varepsilon = \frac{1}{E'} \left[\sigma_3 - \frac{1}{2} \sigma_1 \right], E' = \operatorname{tg} \varphi'$$

Модули деформации каменной кладки (СП 15.13330.2012 и Пособие к СНиП II-22-81)

Каменная кладка – упруго-пластичный материал. Различают следующие виды деформаций, возникающие в кладке: упругие, кратковременные, деформации при длительном нагружении. Полная относительная деформация кладки может быть выражена следующей формулой:

$$\varepsilon = \varepsilon_{el} + \varepsilon_p = \varepsilon_{el} + \varepsilon_{1p} + \varepsilon_{2p},$$

где ε_p – относительная деформация при длительном нагружении, включающая ε_{1p} – пластическую деформацию от кратковременной нагрузки и ε_{2p} – деформацию ползучести;

ε_{el} – упругая составляющая деформации.

Величина относительной деформации может быть определена по формуле 8 СП 15.13330.2012:

$$\varepsilon = -\frac{1,1}{\alpha} \cdot \ln\left(1 - \frac{\sigma}{1,1 \cdot R_u}\right);$$

или по упрощенной формуле Пособия к СНиП II-22-81 п. 3.20:

$$\varepsilon = \frac{1000}{\alpha} \cdot B,$$

где α – упругая характеристика кладки, определяемая по табл. 16 СП 15.13330.2012;

σ – напряжение, при котором определяется величина деформации;

R_u – средний предел прочности кладки;

B – коэффициент, принимаемый по табл. 4 в Пособии к СНиП II-22-81:

$\frac{\sigma}{R_u}$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$B \cdot 10^{-3}$	0,11	0,22	0,35	0,5	0,67	0,86	1,11	1,43	1,87	2,64

Диаграмма деформирования каменной кладки

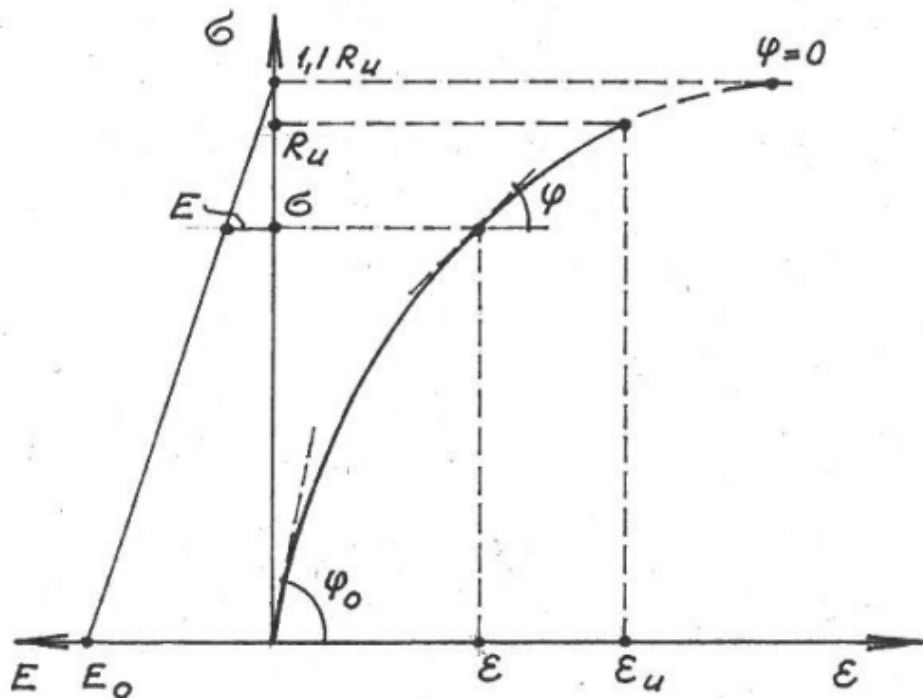


Диаграмма деформирования каменной кладки в соответствии с СП 15.13330.2012

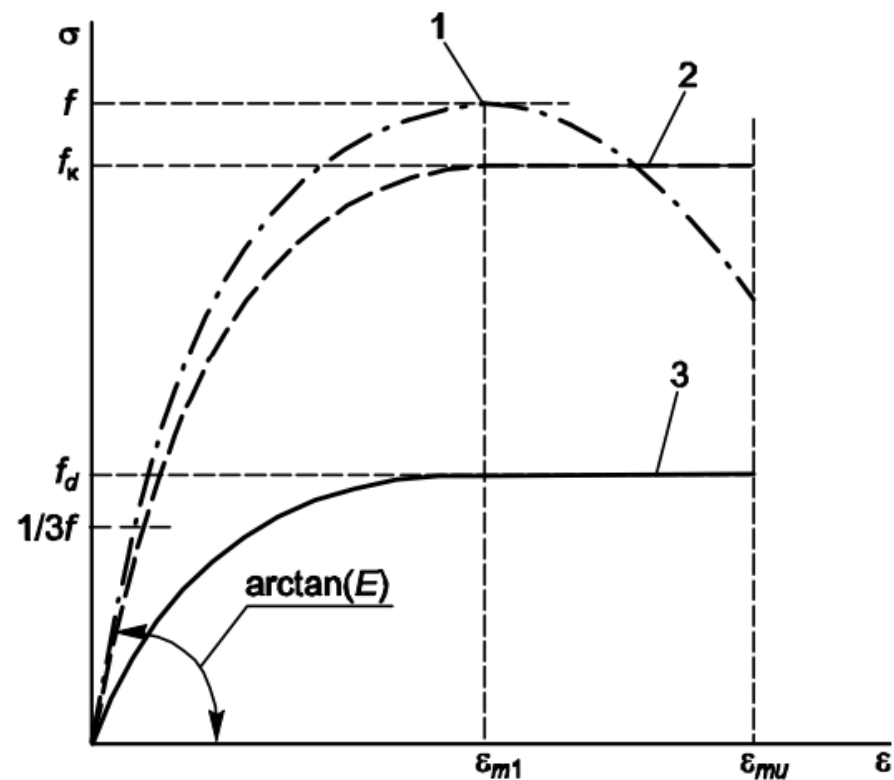


Диаграмма деформирования каменной кладки в соответствии с Еврокод-6:

- 1 – фактическая (типичная) диаграмма;
- 2 – нормативная диаграмма (параболически-линейная);
- 3 – расчетная диаграмма (параболически-линейная)

Модули деформации каменной кладки (СП 15.13330.2012 и Пособие к СНиП II-22-81)

Зависимость между напряжениями и деформациями - криволинейна



Фактический модуль деформации – переменная величина

1 – начальный модуль деформации E_0 (модуль упругости):

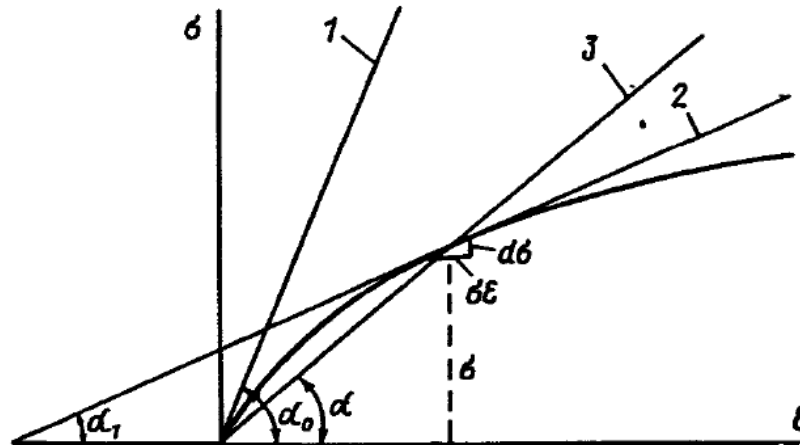
$$E_0 = \operatorname{tg} \alpha_0 = \alpha R_u$$

(ф-ла 1, СП 15.13330.2011)

$$R_u = kR$$

(ф-ла 3, СП 15.13330.2011)

E_0 определяется экспериментально по требованию ГОСТ Р 57290-2016.



3 – средний (секущий) модуль деформации:

$$E = \frac{\sigma}{\epsilon} = \operatorname{tg} \alpha$$

2 – тангенциальный (фактический модуль) деформации E_{\tan} :

$$E_{\tan} = \frac{\partial \sigma}{\partial \epsilon} = \operatorname{tg} \alpha_1$$

$$E_{\tan} = E_0 \left(1 - \frac{\sigma}{1,1 R_u} \right)$$

(ф-ла 8а, СП 15.13330.2011)

Черт. 1 в Пособии к СНиП II-22-81 – Модуль деформации

Коэффициент поперечной деформации (коэффициент Пуассона) за пределами упругости для каменной кладки по деформационной теории пластичности А. А. Ильюшина

Отношение поперечной деформации к продольной при одноосном растяжении в упругой стадии (коэффициент Пуассона) – величина постоянная. За пределами упругости согласно деформационной теории пластичности он может быть определен из следующих соотношений:

из уравнения, связывающих напряжения и деформации, для одноосного сжатия, учитывая $\sigma_{xx} = \sigma$, $\sigma_{yy} = \sigma_{zz} = 0$, $\sigma_{xy} = \sigma_{yz} = \sigma_{zx} = 0$, $\sigma_0 = \sigma/3$, можно получить выражения для деформаций:

$$\varepsilon = \varepsilon_{xx} = \frac{\varepsilon_i}{\sigma_i} \sigma + \frac{\sigma}{9K};$$

$$\varepsilon_{\text{поп}} = \varepsilon_{yy} = \varepsilon_{zz} = -\frac{\varepsilon_i}{2\sigma_i} \sigma + \frac{\sigma}{9K};$$

в пластической стадии $\varepsilon_i \rightarrow \infty$, $\sigma_i \rightarrow \infty$, поэтому справедливо:

$$2\varepsilon_{\text{поп}} + \varepsilon = \frac{\sigma}{3K};$$

учитывая, что объемный модуль упругости:

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)};$$

$$\nu_p = \left| \frac{\varepsilon_{\text{поп}}}{\varepsilon} \right| = \frac{1}{2} - \frac{1}{6K} \cdot \frac{\sigma}{\varepsilon} = \frac{1}{2} - \frac{1-2\nu}{2E_{\text{тан}}} \cdot \frac{\sigma}{\varepsilon}$$

Значения коэффициент Пуассона в зоне пластичности

$$\nu_p = \frac{1}{2} - \frac{1 - 2\nu}{2E_{tan}} \cdot \frac{\sigma}{\varepsilon}$$

Представив соотношение $\frac{\sigma}{\varepsilon}$ выражением для фактического модуля деформации E_{tan} выражение получит следующий вид:

$$\nu_p = \frac{1}{2} - \frac{1 - 2\nu}{2E_{tan}} \cdot E \left(1 - \frac{\sigma}{1,1R_u} \right)$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

Учитывая, что $\nu = 0,25$ получим окончательно следующую зависимость:

$$\nu_p = \frac{1}{4} \cdot \left(1 + \frac{\sigma}{1,1R_u} \right)$$

$$G = 0,4E$$

$\frac{\sigma}{R_u}$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
ν_p	0,273	0,295	0,318	0,341	0,364	0,386	0,409	0,432	0,455	0,477

Деформационные характеристики каменной кладки . Вопросы ортотропности и изотропности.

При плоском напряженном состоянии связь между напряжениями и деформациями имеет вид:

$$\begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{bmatrix} = \frac{1}{1 - \mu_{xy}\mu_{yx}} \begin{bmatrix} E_x & \mu_{yx}E_x & 0 \\ \mu_{xy}E_y & E_y & 0 \\ 0 & 0 & (1 - \mu_x\mu_y)G_{xy} \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix}$$

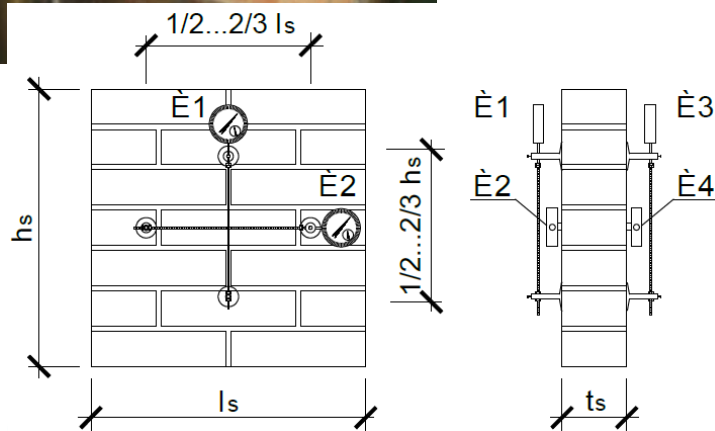
где E_x , E_y – модули упругости вдоль и поперек горизонтальных растворных швов;

μ_{xy} , μ_{yx} – коэффициенты Пуассона вдоль и поперек горизонтальных швов;

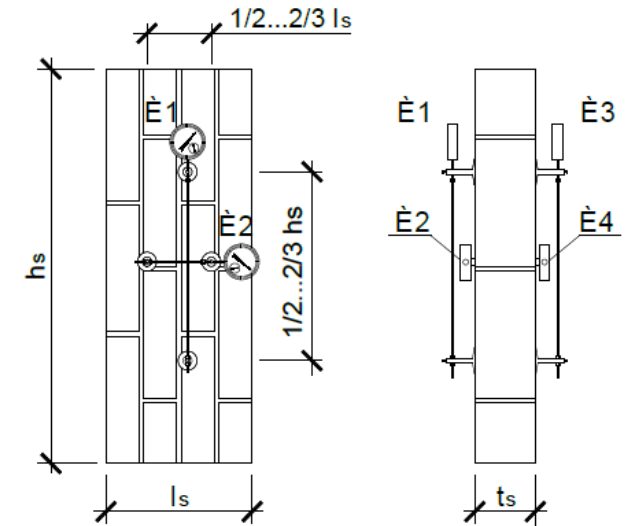
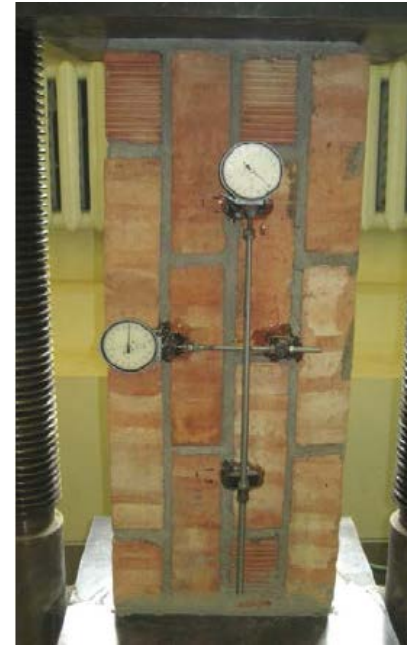
G – модуль сдвига.

Деформационные характеристики каменной кладки при сжатии. Вопросы ортотропности и изотропности.

Экспериментальное определение деформативных характеристик кладки при плоском напряженном состоянии:



Приложение нагрузки перпендикулярно горизонтальным раствором швам



Приложение нагрузки параллельно горизонтальным раствором швам

Из статьи «Деформационные характеристики каменной кладки при сжатии» Галалюк А.В., Деркач В.Н.

Деформационные характеристики каменной кладки при сжатии. Вопросы ортотропности и изотропности.

Таблица 3. Отношение прочностей и модулей упругости каменной кладки при сжатии вдоль и поперек горизонтальных растворных швов

Обозначение серии	Прочность кладки при сжатии		$f_{\perp} / f_{\parallel}$	Модуль упругости кладки при сжатии		$E_{\perp} / E_{\parallel}$
	поперек растворных швов f_{\perp} (МПа)	вдоль растворных швов f_{\parallel} (МПа)		поперек растворных швов E_{\perp} (МПа)	вдоль растворных швов E_{\parallel} (МПа)	
1	2	3	4	5	6	7
КРО-1	15,5	8,58	1,81	11146	9830	1,13
КРО-2	13,13	7,16	1,83	10677	8450	1,26
КРО-3	9,54	5,09	1,87	6454	5150	1,25

Выводы на основании исследований:

1. Каменная кладка из полнотелого кирпича имеет слабо выраженную анизотропию деформационных свойств, которой при оценке напряженно деформированного состояния каменных конструкций можно пренебречь.
2. При расчетах каменных конструкций следует учитывать анизотропию прочности кладки при сжатии. Для кладки из полнотелого кирпича разница в прочности при сжатии параллельно и перпендикулярно горизонтальным швам составила (81–87%).
3. Коэффициент поперечной деформации каменной кладки зависит от прочности кладочных растворов и уровня сжимающих напряжений. С ростом сжимающих напряжений в каменной кладке величина коэффициента Пуассона возрастает.

«Инженерный метод» определения жесткостных характеристик кладки (секущего модуля деформации) диаграммным методом по II группе ПС

1) Уравнение равновесия внешних сил и внутренних усилий, возникающих в каменной кладке:

$$N = \sigma \cdot A$$

где A – площадь сечения рассматриваемого элемента каменной кладки:

$$A = l \cdot h = 1 \cdot h$$

здесь h – толщина кладки, $l = 1$ – единичный участок длины каменной кладки.

σ – рассматриваемое напряжение, определяемое через соотношение ф-лы 9 СП 15.133330.2012:

$$\sigma = \frac{\varepsilon \cdot E_0}{\nu}$$

здесь ν – коэффициент кратковременной ползучести каменной кладки, указанный в п. 6.24:

$\nu = 1,8$ – для кладки из керамических камней, в том числе крупноформатных, с вертикальными щелевидными пустотами (высота камня от 138 до 220 мм);

$\nu = 2,2$ – для кладки из керамического кирпича пластического и полусухого прессования;

$\nu = 2,8$ – для кладки из крупных блоков или камней, изготовленных из тяжелого бетона;

$\nu = 3,0$ – для кладки из силикатного кирпича и камней полнотелых и пустотелых, а также из камней, изготовленных из бетона на пористых заполнителях или поризованного и силикатных крупных блоков;

$\nu = 3,5$ – для кладки из мелких и крупных блоков или камней, изготовленных из автоклавных ячеистых бетонов;

$\nu = 4,0$ – то же, из неавтоклавных ячеистых бетонов и полистиролбетонов.

«Инженерный метод» определения жесткости кладки (секущего модуля деформации) диаграммным методом по II группе ПС

2) Осевая жесткость элемента:

$$B = E_o \cdot \nu \cdot A$$

где E_o – начальный модуль упругости каменной кладки (по формулам 1, 3 СП 15.13330.2012):

$$E_o = \alpha R_u,$$

$$R_u = kR,$$

здесь k – коэффициент, принимаемый по табл. 15;

R – предел прочности каменной кладки на сжатие, принимаемый по табл. 2 – 10.

3) Предельная величина нагрузки каменной кладки при упругой работе:

$$N_{el} = \frac{1}{3} R_u A$$

4) Жесткость кладки при упругой работе кладки:

$$B_{el} = A E_o$$

«Инженерный метод» определения жесткости кладки (секущего модуля деформации) диаграммным методом по II группе ПС

5) Предельная величина деформаций кладки при упругопластической работе:

по формуле 8 СП 15.13330.2012 или формуле из Пособия к СНиП:

$$\varepsilon = \frac{1,1}{\alpha} \cdot \ln \left(1 - \frac{\sigma}{1,1 \cdot R_u} \right)$$

$$\varepsilon = \frac{1000}{\alpha} B$$

коэффициент B по Пособию к СНиП при достижении предельного состояния $\frac{\sigma}{R_u} = 1$:

$$B = 2,64 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{ult} = \frac{2,64}{\alpha}$$

где α – упругая характеристика каменной кладки, принимаемая по табл. 16 СП 15.13330.2012.

6) Предельное значение усилия при пластической работе:

$$N_{pl} = R_u A.$$

7) Значение жесткости каменной кладки при достижении N_{pl} :

$$B_{pl} = \frac{\alpha N_{pl}}{2,64}.$$

«Инженерный метод» определения жесткости кладки (секущего модуля деформации) диаграммным методом по II группе ПС

При достижении N_{pl} снижение жесткости кладки можно охарактеризовать относительной величиной - коэффициентом снижения жесткости кладки:

$$k_{pl} = \frac{B_{pl}}{B_{el}} \sim 0,38.$$

При упругой работе N_{el} величина жесткости постоянна, поэтому коэффициент $k_{pl} = 1$.

Для промежуточных усилий в стадии пластической работы $k_{pl,red}$ определяется линейной интерполяции, соответственно модуль деформации приобретет выражение:

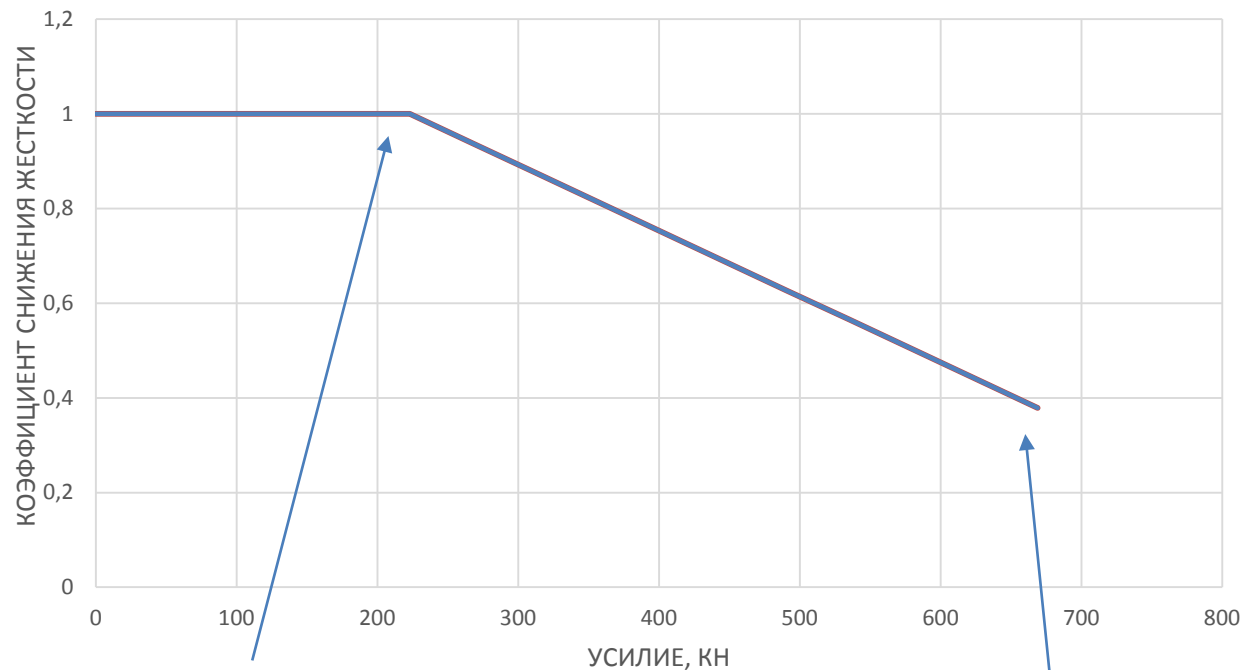
$$E_{red} = E_0 \cdot k_{pl,red}$$

«Инженерный метод» определения жесткости кладки (секущего модуля деформации) диаграммным методом по II группе ПС

Данные для построения диаграммы:

Диаграмма жесткости каменной кладки		
Расчетное сопротивление сжатию кладки R , МПа	0,8	
Материал (или вид) кладки*	Ячеистый бетон	
Коэффициент k по табл. 15	2,2	
Временное сопротивление сжатию кладки R_u , МПа	1,76	
Толщина кладки, м	0,38	
Расчетная площадь A , м ²	0,38	
Упругая характеристика кладки α по табл. 16	1500	
Предельное усилие упругой работы каменной кладки $N_{e,ult}$, кН	222,93	
Значение жесткости кладки при предельном усилии упругой работы $V_{e,ult}$	1003200,00	
Предельная величина деформации ϵ_{ult}	0,00176	
Расчетный модуль деформации балки-стенки по II группе предельных состояний		
Предельное усилие пластической работы каменной кладки $N_{pl,ult}$, кН	668,80	
Значение жесткости кладки при предельном усилии пластической работы $V_{pl,ult}$	380000,00	

ДИАГРАММА ЖЕСТКОСТИ КАМЕННОЙ КЛАДКИ (II ГР.П.С.)



$$N_{el} = \frac{1}{3} R_u A$$

$$N_{pl} = R_u A.$$

«Инженерный метод» определения жесткости кладки (секущего модуля деформации) диаграммным методом по II группе ПС

Значения расчетного модуля деформации для промежуточных значений усилий:

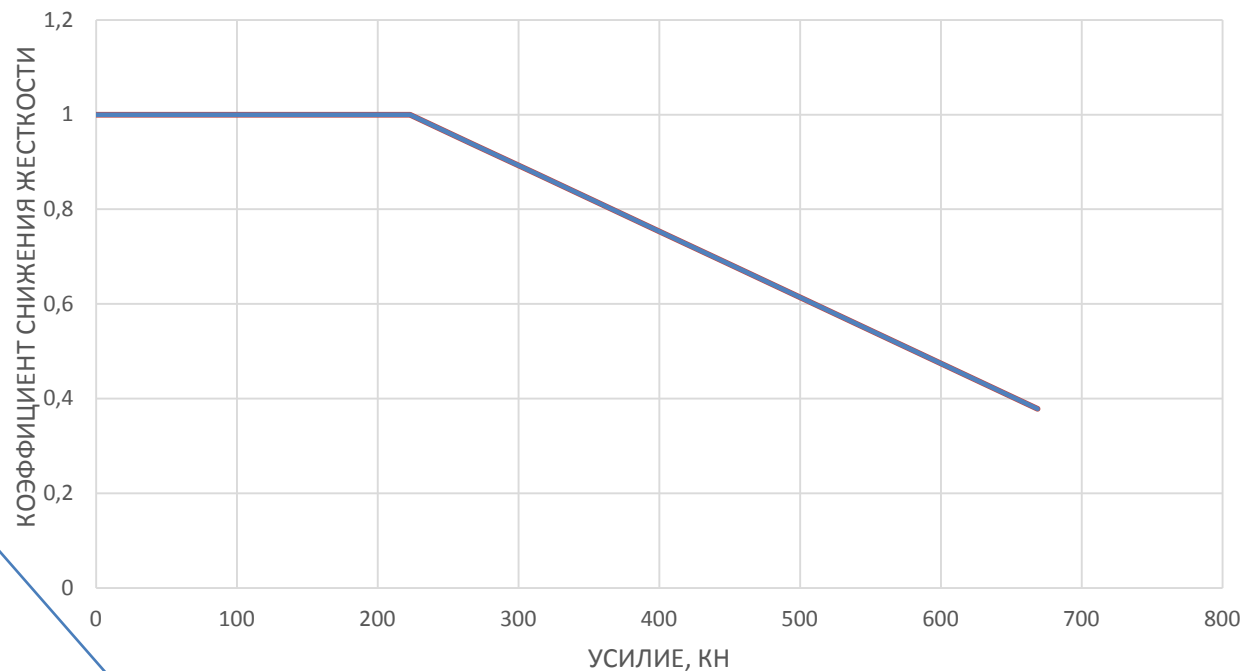
Расчет по II группе предельных состояний		
Сжимающее усилие, кН	Коэффициент снижения жесткости, k_{red}	Расчетный модуль деформации E , МПа
222,93	1,00	2640,00
267,52	0,94	2476,00
312,11	0,88	2312,00
356,69	0,81	2148,00
401,28	0,75	1984,00
445,87	0,69	1820,00
490,45	0,63	1656,00
535,04	0,57	1492,00
579,63	0,50	1328,00
624,21	0,44	1164,00
668,80	0,38	1000,00

$$k_{pl} = \frac{B_{pl}}{B_{el}} \sim 0,38$$

$$E_0 = \alpha R_u$$

$$E_{red} = E_0 \cdot k_{pl,red}$$

ДИАГРАММА ЖЕСТКОСТИ КАМЕННОЙ КЛАДКИ (II ГР.П.С.)



«Инженерный метод» определения жесткостных характеристик кладки (секущего модуля деформации) диаграммным методом по I группе ПС (НЕ ЗАНОРМИРОВАНО)

1) Предельная нагрузка упругой работы кладки:

$$N_{el} = \frac{RA}{3};$$

2) Значение величины жесткости при упругой работы:

$$B_{el} = EA = \frac{\alpha RA}{1,2};$$

3) Предельная нагрузка пластической работы:

$$N_{pl} = RA;$$

4) Значение жесткости каменной кладки при достижении N_{pl} :

$$B_{pl} = \frac{\alpha RA}{2,64}.$$

5) Коэффициент снижения жесткости кладки при данном нагружении:

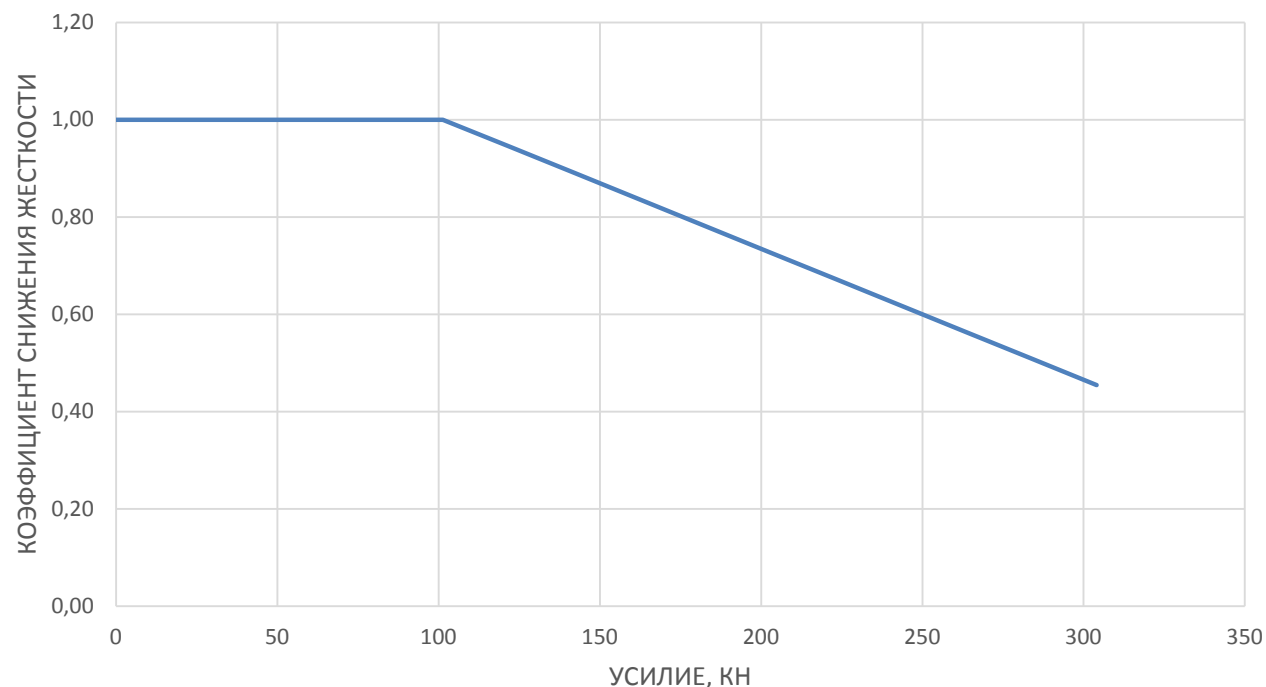
$$k_{pl} = \frac{B_{pl}}{B_{el}} \sim 0,45.$$

«Инженерный метод» определения жесткости кладки (модуля деформации) диаграммным методом – определение расчетного модуля деформации по I группе ПС (НЕ ЗАНОРМИРОВАНО)

Данные для построения диаграммы:

Диаграмма жесткости каменной кладки		
Расчетное сопротивление сжатию кладки R, МПа		0,8
Материал (или вид) кладки*	Ячеистый бетон	
Коэффициент k по табл. 15		2,2
Временное сопротивление сжатию кладки R _{ср} , МПа		1,76
Толщина кладки, м		0,38
Расчетная площадь A, м ²		0,38
Упругая характеристика кладки α по табл. 16		1500
Расчетный модуль деформации балки-стенки по I группе предельных состояний (принимается условно)		
Предельное усилие упругой работы каменной кладки N _{е,ult} , кН		101,33
Значение жесткости кладки при предельном усилии упругой работы B _{е,ult}		380000,00
Предельное усилие пластической работы каменной кладки N _{р,ult} , кН		304,00
Значение жесткости кладки при предельном усилии пластической работы B _{р,ult}		172727,27

ДИАГРАММА ЖЕСТКОСТИ КАМЕННОЙ КЛАДКИ (I ГР.П.С.)



Инженерный метод определения жесткости кладки (модуля деформации) диаграммным методом – определение расчетного модуля деформации по I группе предельных состояний (НЕ ЗАНОРМИРОВАНО)

Расчет по I группе предельных состояний		
Сжимающее усилие, кН	Коэффициент снижения жесткости, k_{red}	Расчетный модуль деформации E, МПа
101,33	1,00	2640,00
121,60	0,95	2496,00
141,87	0,89	2352,00
162,13	0,84	2208,00
182,40	0,78	2064,00
202,67	0,73	1920,00
222,93	0,67	1776,00
243,20	0,62	1632,00
263,47	0,56	1488,00
283,73	0,51	1344,00
304,00	0,45	1200,00

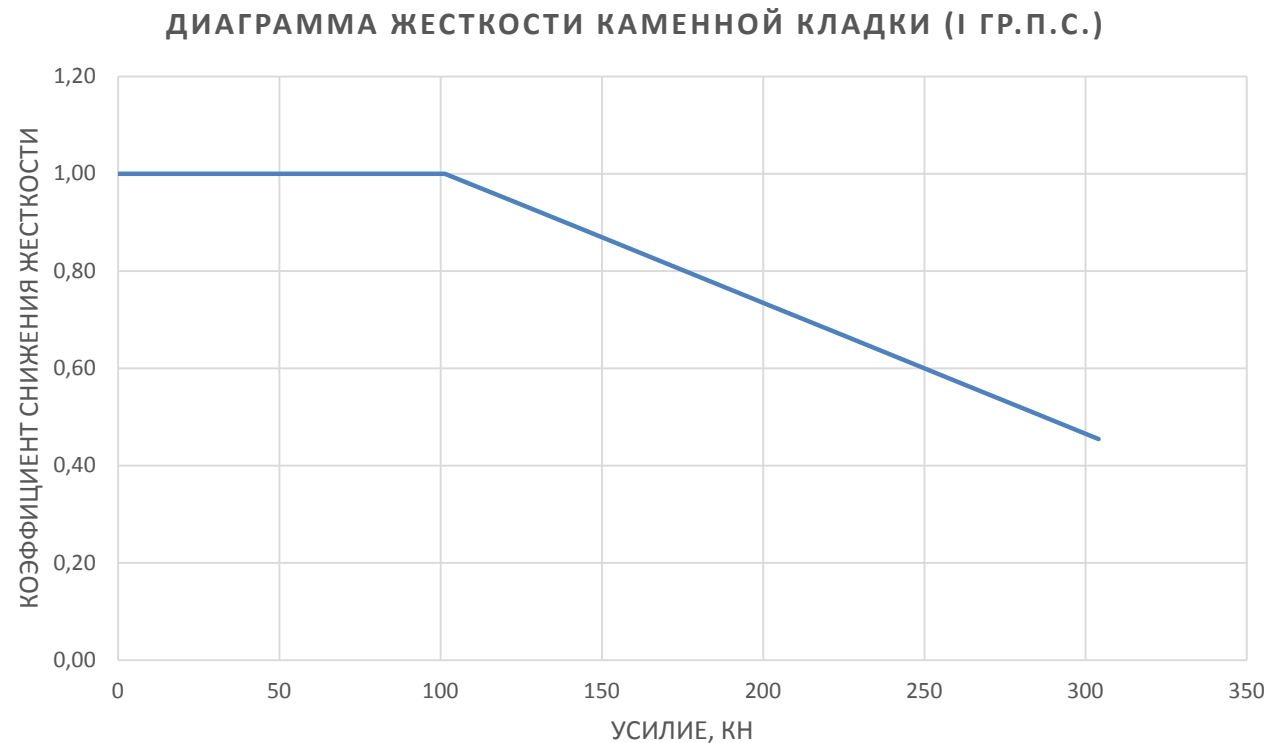


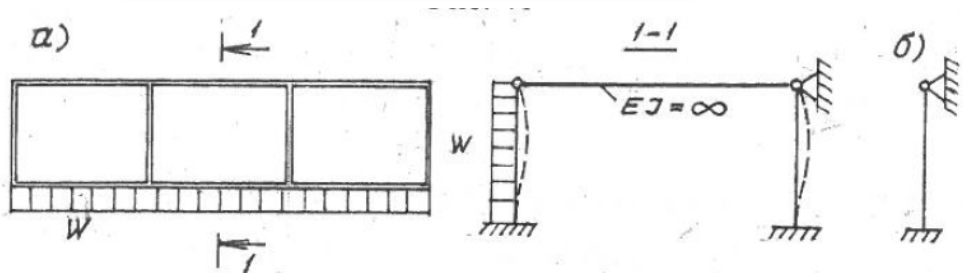
Таблица разработана Анущенко А.М.



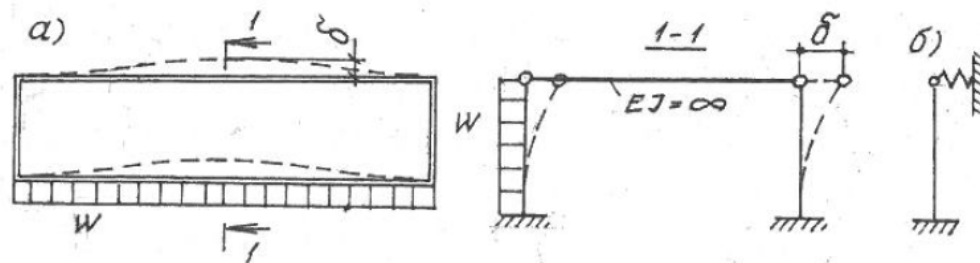
Проверка прочности элементов каменной кладки

Расчетные конструктивные схемы каменных зданий (одномерные модели)

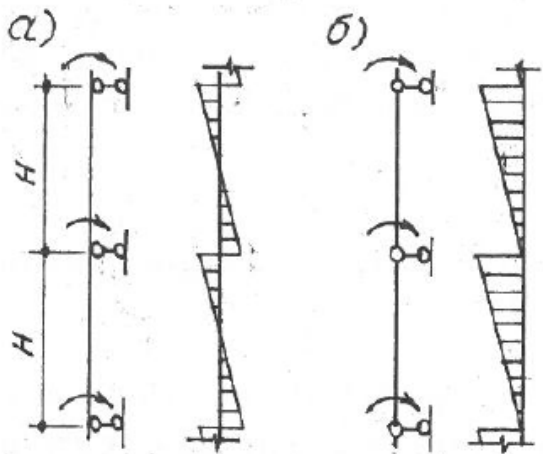
Жесткая РС



Упругая РС



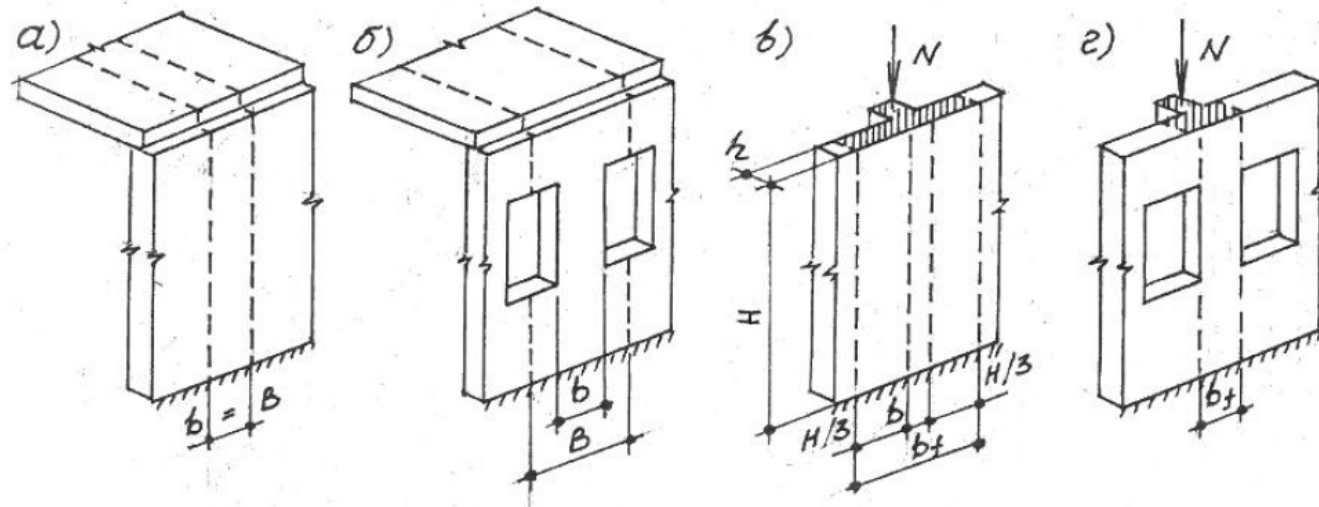
Расчетная схема здания с жесткой конструктивной схемой при действии вертикальной нагрузки. Расчетные сечения стен.



В многоэтажных зданиях расчетная схема – вертикально стоящая неразрезная многопролетная балка, нагруженная постоянными и временными нагрузками. Горизонтальными несмещаемыми опорами служат плиты междуэтажных перекрытий (рис. а). В запас прочности допускается рассматривать стены как однопролетные свободно опертые балки длиной, равной расстоянию между перекрытиями (рис. б).

Расчетная схема здания с жесткой конструктивной схемой при действии вертикальной нагрузки. Расчетные сечения стен.

1. Для глухой стены без пилястр при выполнении перекрытий плитами расчетное сечение принимается прямоугольным шириной $b = 1,0$ м (рис. а). Нагрузки собирают на полосу шириной B , равную b .
2. При наличии в стене оконных проемов за расчетную ширину принимают ширину простенка b . Сбор нагрузок производится с полосы шириной B , равной расстоянию между осями смежных проемов (рис. б). Наиболее опасными являются простенки с минимальным значением b/B .
3. При опирании на стену с пилястрами ригелей, т.е. при узловой передаче нагрузки, в качестве расчетного сечения принимается тавр с шириной стенки b , равной ширине пилястры, а ширину полки b_f принимают меньшей из следующих величин:
 - расстояние между осями балок;
 - ширина свесов полки по $1/3H$ в каждую сторону от края пилястры (рис. в), но не более b_h , плюс b ; при толщине стен менее $1/10$ высоты сечения пилястры сечение принимают прямоугольным;
 - ширина простенка (рис. г).



Расчет при центральном сжатии (по нормальным напряжениям)

Расчет неармированных элементов каменных конструкций производится по формуле 10 п. 7.1 СП 15.13330.2012:

$$N \leq m_g \cdot \varphi \cdot R \cdot A$$

где N – расчетная продольная сила;

R – расчетное сопротивление сжатию каменной кладки по табл. 2- 10 СП 15.13330.2012;

φ – коэффициент продольного изгиба, определяемый в зависимости от гибкости элемента по п. 7.2;

A – площадь сечения элемента;

m_g – коэффициент, учитывающий влияние длительной нагрузки и определяемый по формуле 16 СП 15.13330.2012.

Расчет при центральном растяжении (по нормальным напряжениям)

Расчет неармированных элементов каменных конструкций производится по формуле 22 п. 7.19 СП 15.13330.2012:

$$N \leq R_t \cdot A_n$$

где N – расчетная осевая сила при растяжении;

R_t – расчетное сопротивление каменной кладки по табл. 11 – 12 СП 15.13330.2012 по перевязанному сечению;

A_n – расчетная площадь сечения нетто.

Примечание: проектирование элементов каменных конструкций, работающих на осевое растяжение по перевязанному сечению, не допускается.

Расчетная схема здания с жесткой конструктивной схемой при действии ветровых нагрузок

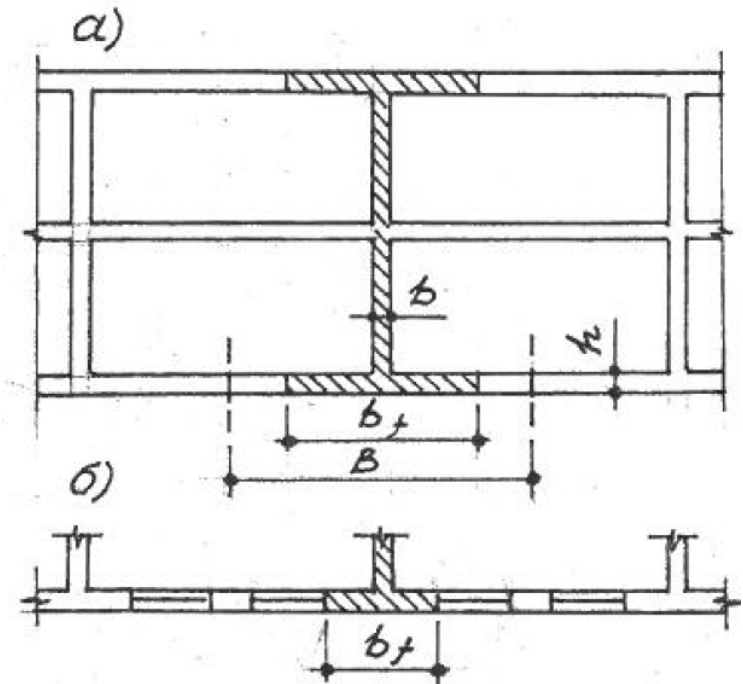
- Ветровая нагрузка действует на все здание в целом, а не на отдельные, в пределах одного этажа участки стен, поэтому расчетная схема представляет собой систему защемленных в фундаменте вертикальных консолей с вылетом, равным высоте здания. Горизонтальные сечения консоли имеют форму тавра, двутавра или швеллера.
- При рассмотрении ветровой нагрузки поперек здания стенками данных сечений являются поперечные стены здания, полками – примыкающие продольные стены. При рассмотрении ветровой нагрузки вдоль здания стенками являются продольные стены, полками – поперечные.
- Расчетная ширина полки принимается равной меньшей из величин:

$$b_f = \frac{2H}{3} + b \text{ (рис. а);}$$

$$b_f = 12h + b \text{ (рис. б);}$$

ширина простенка,

где H – высота этажа, b – толщина стенки сечения; h – толщина полки сечения.



Расчет на срез по неперевязанным швам (по касательным напряжениям)

Расчет неармированных элементов каменных конструкций по горизонтальным неперевязанному и перевязанному швам производится по формуле 23 п. 7.20 СП 15.13330.2012:

$$Q \leq (R_{sq} + 0,8 \cdot n \cdot \mu \cdot \sigma_o) \cdot A$$

где R_{sq} – расчетное сопротивление срезу по табл. 11 СП 15.13330.2012;

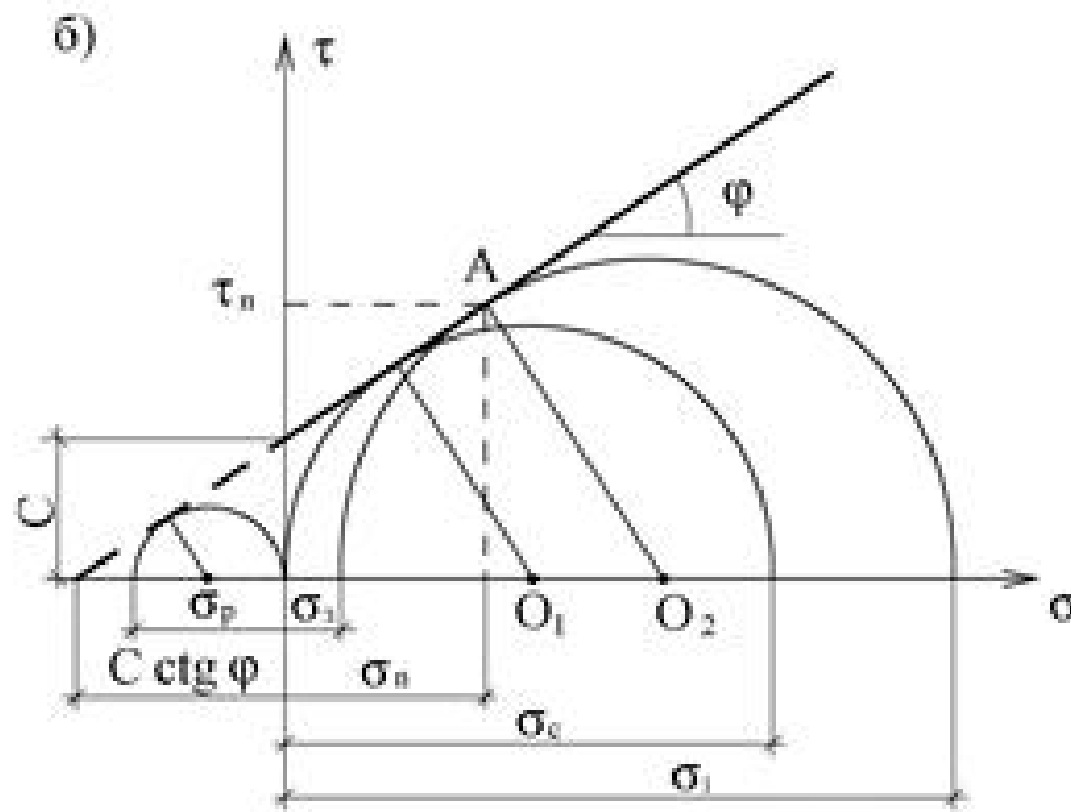
μ – коэффициент трения по шву кладки (для кладки из кирпича и камней правильной формы принимается равным 0,7);

σ_o – среднее напряжение сжатия при наименьшей расчетной нагрузке, определяемой с коэффициентом надёжности по нагрузке 0,9;

n – коэффициент, принимаемый равным 1,0 для кладки из полнотелого кирпича и 0,5 для кладки из пустотелого кирпича и камней с вертикальными пустотами, а также для кладки из рваного бутового камня;

A – расчетная площадь сечения.

Расчет на срез по неперевязанным швам (по касательным напряжениям)



Касательная Мора

Расчет на главные растягивающие напряжения (срез по перевязанным швам)

Расчет на главные растягивающие напряжения производится по формуле 39 п. 9.12 СП 15.13330.2012:

$$Q \leq \frac{R_{tq} \cdot h \cdot l}{v}$$

где Q – расчетная поперечная сила от горизонтальной силы в середине этажа;

R_{tq} – расчетное сопротивление скалыванию кладки, обжатой расчетной силой N , определяемой с коэффициентом перегрузки 0,9 по формуле 41

h – толщина поперечной стены на участке, где эта толщина наименьшая, при условии, если длина этого участка не превышает 0,25 этажа или 0,25 длины стены, при наличии каналов в стене их ширина вычитается;

l – длина поперечной стены в плане, если в сечение входят полки в виде отрезков наружных стен, принимается расстояние между осями полок.

v – коэффициент неравномерности касательных напряжений в сечении.

Расчет на главные растягивающие напряжения (срез по перевязанным швам)

Расчетное сопротивление скалыванию кладки (формулы 41, 42):

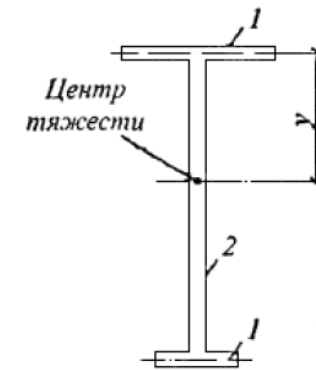
$$R_{tq} = \sqrt{R_{tw} \cdot (R_{tw} + \sigma_o)}$$

$$\sigma_o = \frac{0,9 \cdot N}{A}$$

где R_{tw} – расчетное сопротивление кладки растягивающим напряжениям по швам кладки (по табл. 11 СП 15.13330.2012);

N – усилие обжатия каменной кладки;

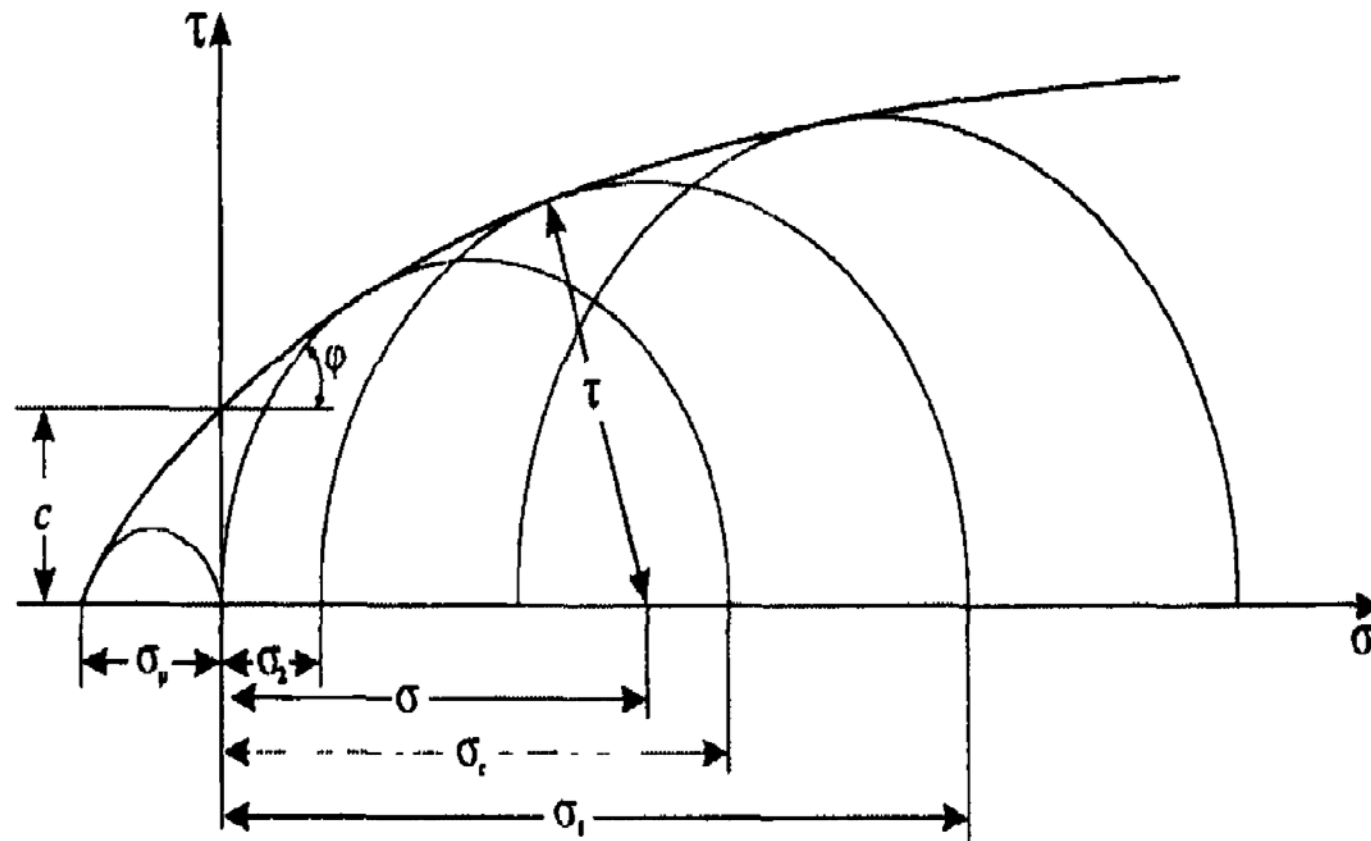
A – площадь сечения поперечной стены с учетом (или без учета) участка продольных стен (см. рис. 12, СП 15.13330.2012)



1 - простенок продольной стены; 2 - поперечная стена

Рисунок 12 - План поперечной стены и простенков продольных стен

Расчет на главные растягивающие напряжения (срез по перевязанным швам)



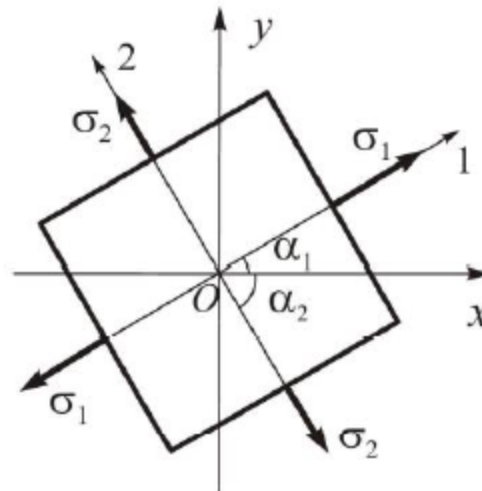
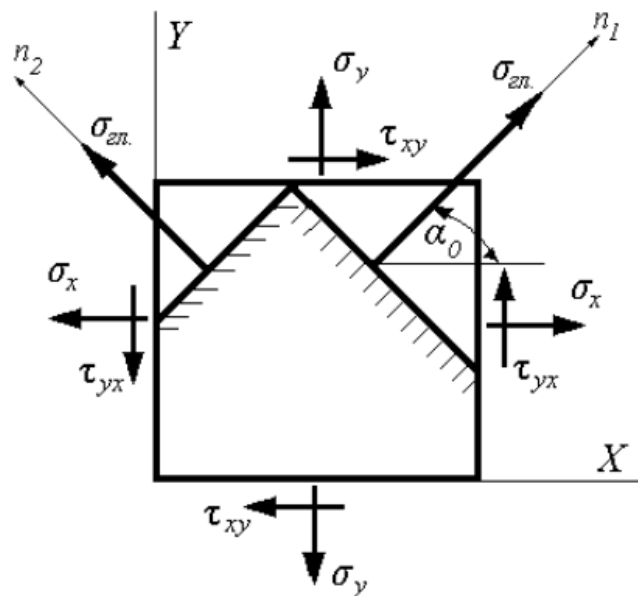
Огибающая Мора

Двухосное (плоское) напряжённое состояние каменной кладки

Среди множества площадок, которые можно провести через данную точку тела, существуют три такие взаимно перпендикулярные площадки, на которых отсутствуют касательные напряжения, – главные площадки. Нормальные напряжения, возникающие в данных площадках – главные напряжения.

Напряженное состояние называется плоским, или двухосным, если одно из главных напряжений равно нулю: $\sigma_1 \neq 0$; $\sigma_2 \neq 0$; $\sigma_3 = 0$.

Величины главных напряжений при двухосном напряженном состоянии:



$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

углы наклона нормалей 1 и 2 к главным площадкам по формулам:

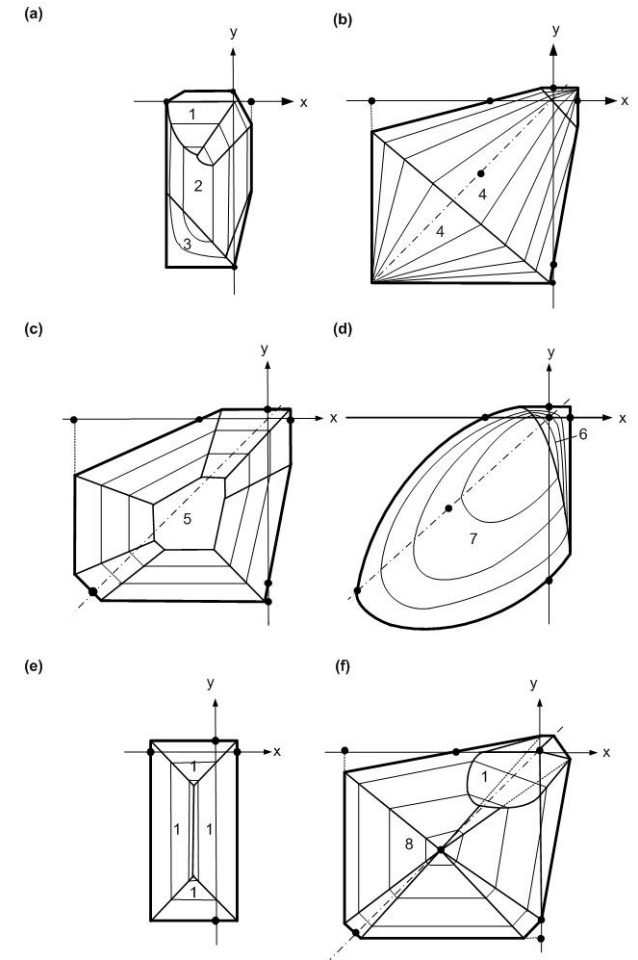
$$\operatorname{tg} \alpha_1 = \frac{\tau_{xy}}{\sigma_1 - \sigma_y},$$

$$\operatorname{tg} \alpha_2 = \frac{\tau_{xy}}{\sigma_2 - \sigma_y}.$$

Понятие «критериев прочности» каменной кладки

Критерии прочности – математические выражения, которые позволяют построить по опорным точкам, определяемым из условий прочности при различных видах напряженно-деформированного состояния, поверхность, определяющую условия разрушения кладки.

Поверхность разрушения кладки при действии внешних нагрузок в плоскости стен может быть задана в двух вариантах: в терминах касательных (τ) и нормальных (σ) напряжений, действующих нормально и параллельно постели кладки, соответственно, или в терминах главных напряжений (σ_1, σ_2) и угла наклона (α) максимального главного напряжения к постели кладки.

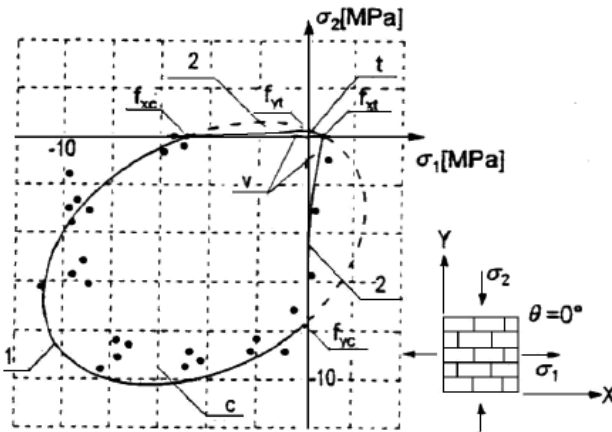


Характерные поверхности разрушения
кладки, построенные по различным
критериям прочности

Критерии прочности каменной кладки по Г.А. Гениеву

ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, 1979 г.

Г.А. Гениев «О критерии прочности каменной кладки при плоском напряженном состоянии» - первоначальный эмпирический критерий прочности



Первоначальный критерий прочности Г.А. Гениева, описываемый уравнениями гиперболы и эллипса

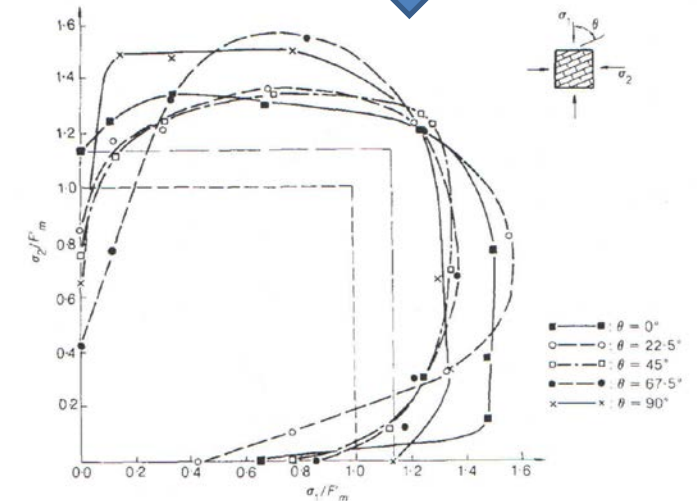
University of Newcastle

1981-1983 г.г.

A.W. Page «The biaxial compressive strength of brick masonry»

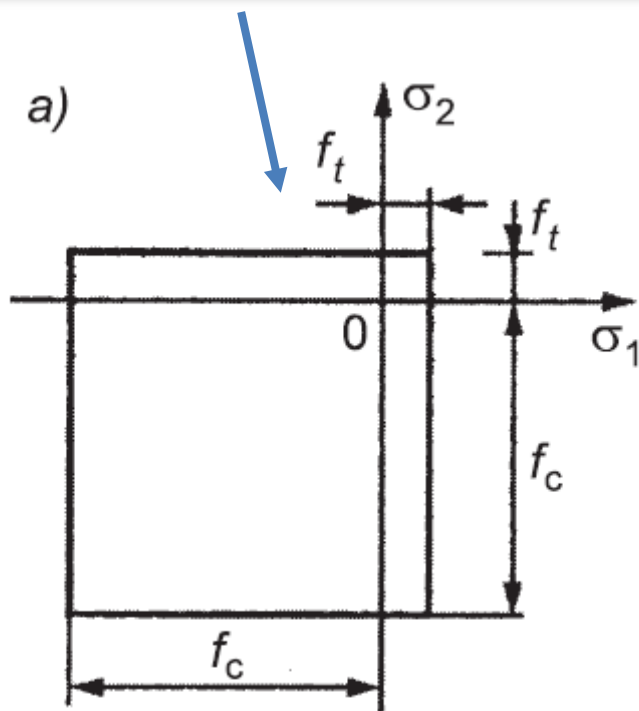
Г.А. Гениев «Вопросы прочности и пластичности анизотропных материалов», 1993 г.

«модифицированный» критерий прочности



Расчет прочности каменной кладки при двухосном (плоском) напряжённом состоянии

Критерии для двухосного растяжения и растяжения со сжатием не рассматриваются, т.к. СП 15.13330.2012 запрещает проектирование каменных конструкций на растяжение !



Примечание: обозначение f_c, f_t в Еврокод-6 соответствуют пределам прочности на сжатие R и растяжение R_t

Критерий прочности каменной кладки по нормальным напряжениям (согласно теории Галилея-Ренкина) при двухосном напряженном состоянии :

$$R \leq \sigma_{max} \leq R_t$$

где R_t – предел сопротивления осевому растяжению.

Данный критерий зафиксирован в Еврокод-6 в качестве расчетного!

По Еврокод-6:

При действии на каменную конструкцию усилия параллельно плоскости горизонтального шва, нормативное сопротивление сжатию каменной кладки по направлению действующего усилия допускается также определять по формулам (3.2), (3.3) или (3.4), в которых принимают приведенное (нормализованное) сопротивление сжатию камня (блока), полученное по результатам испытаний с направлением приложения нагрузки, как в исследуемой каменной кладке.

«Модифицированные» критерии прочности каменной кладки по Г.А. Гениеву

Три механизма разрушения каменной кладки:

- 1) разрушение от раздробления, проявляющееся при одноосном и двухосном неравномерном и равномерном сжатии;
- 2) разрушение от отрыва, проявляющееся при одноосном или двухосном неравномерном или равномерно растяжении;
- 3) разрушения от сдвига, проявляющиеся при смешанных двухосных напряженных состояниях растяжения-сжатия.

Необходимость применения шести основных независимых пределов прочности каменной кладки:

R_x, R_z – на одноосное сжатие по перевязанным и неперевязанным швам;

$R_{t,x}, R_{t,z}$ – на одноосное растяжение по перевязанным и неперевязанным швам;

$R_{sq,x}, R_{sq,z}$ – на сдвиг по перевязанным и неперевязанным швам.

«Модифицированные» критерии прочности каменной кладки по Г.А. Гениеву

Выражения для критерия прочности каменной кладки (с учетом обозначений принятых в СП 15.13330.2012):

в области раздробления

$$\left(\frac{\cos^2 \alpha}{R_x} + \frac{\sin^2 \alpha}{R_z}\right) \sigma_1 + \frac{\sigma_1 \sigma_3}{R_x R_z} + \left(\frac{\sin^2 \alpha}{R_x} + \frac{\cos^2 \alpha}{R_z}\right) \sigma_3 + 1 = 0;$$

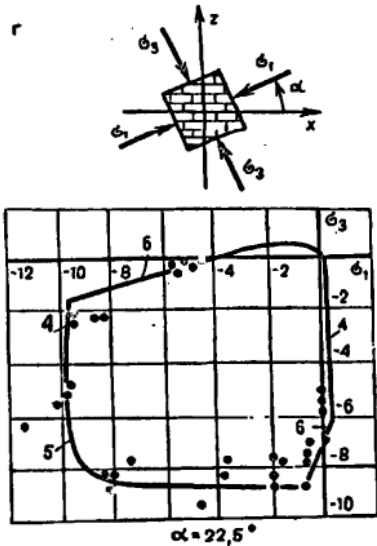
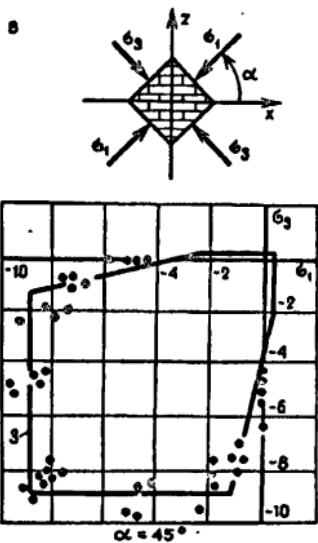
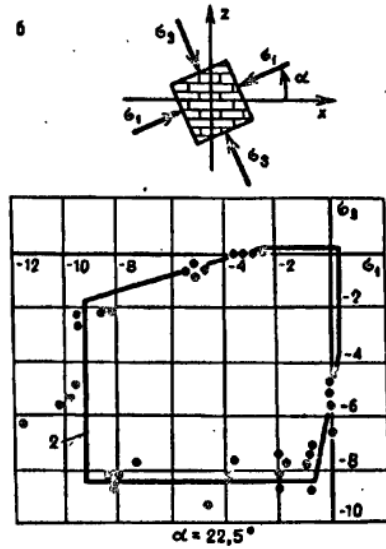
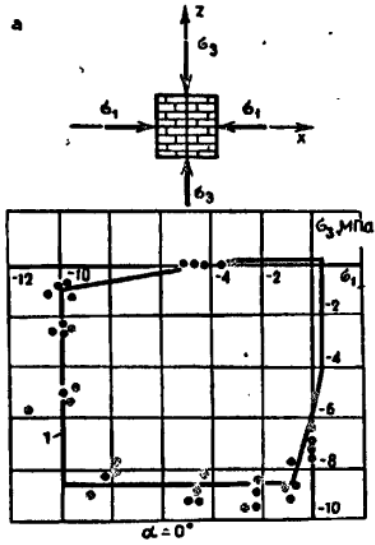
в области отрыва

$$\left(\frac{\cos^2 \alpha}{R_{t,x}} + \frac{\sin^2 \alpha}{R_{t,z}}\right) \sigma_1 - \frac{\sigma_1 \sigma_3}{R_{t,x} R_{t,z}} + \left(\frac{\sin^2 \alpha}{R_{t,x}} + \frac{\cos^2 \alpha}{R_{t,z}}\right) \sigma_3 - 1 = 0.$$

Т.к. каменная кладка обладает сильно выраженным свойством внутреннего трения, для определения ее критерия прочности при сдвиге выведено следующее выражение:

$$\sigma_1^2 - 2(1 + 2\mu^2)\sigma_1\sigma_3 + \sigma_3^2 + 2\mu(R_{sq,x} + R_{sq,z})(\sigma_1 + \sigma_3) + 2(R_{sq,x} - R_{sq,z})(|\sin 2\alpha| - \mu \cos 2\alpha)(\sigma_1 - \sigma_3) - 4R_{sq,x}R_{sq,z} = 0$$

«Модифицированные» критерии прочности каменной кладки по Г.А. Гениеву



Экспериментально было установлено, что для каменной кладки справедливо: $R_x = R_z = R$, а значения $R_{t,x}$ и $R_{t,z}$ имеют одинаковый порядок. В связи с этим целесообразно сократить число поверочных условий и установить ограничения предельных напряжений только для главных нормальных, главных касательных и касательных напряжений вдоль неперевязанных швов, которые могут быть определены следующим образом:

$$-R \leq \sigma_1 \leq R_t(\alpha);$$

$$-R \leq \sigma_3 \leq R_t(\alpha);$$

$$\tau_{1-3} \leq R_{sq}(\alpha) - \mu(\alpha)\sigma_{1-3};$$

$$|\tau_{xz}| < R_{sq}(\alpha) - \mu\sigma_z,$$

$$\mu = \mu(\alpha) = \frac{1}{2} \cdot [(\mu_x + \mu_z) - (\mu_x - \mu_z) \cdot |\sin 2\alpha|]$$

Перенос «модифицированных» критериев прочности из местной плоскости $\sigma - \tau$ в плоскость главных напряжений $\sigma_1 - \sigma_3$

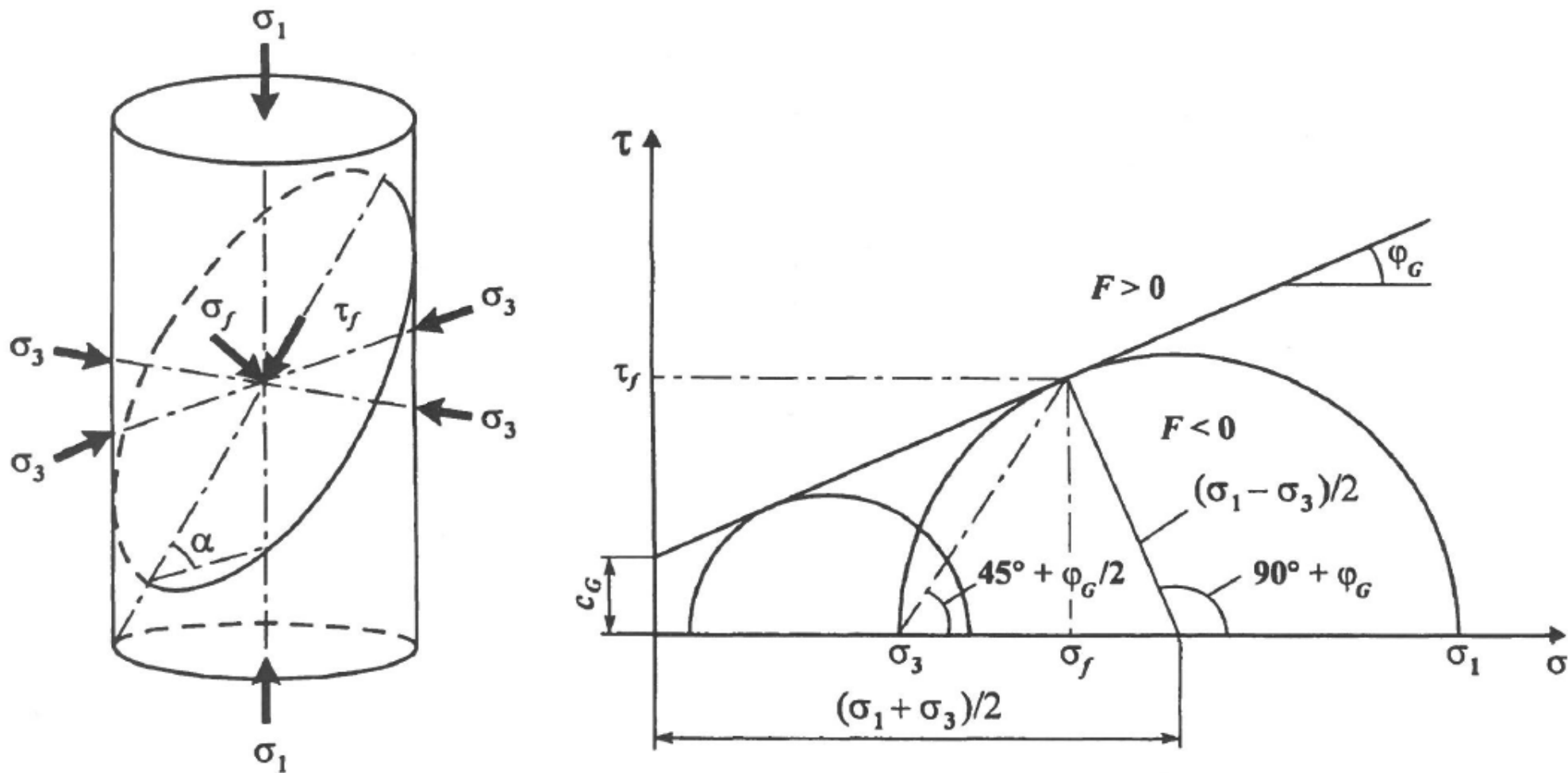


Рис. 2.2.1. Испытания образцов на трехосное сжатие и диаграмма напряжения Мора

Перенос «модифицированных» критериев прочности из местной плоскости $\sigma - \tau$ в плоскость главных напряжений $\sigma_1 - \sigma_3$

$$\tau_{1-3} \leq R_{sq}(\alpha) - \mu(\alpha)\sigma_{1-3}$$

Закон Кулона (V теория прочности) в общем виде:

$$\tau = tg\varphi \cdot \sigma + c$$

Расчет каменной кладки на срез по формуле 23 СП
15.13330.2012:

$$Q \leq (R_{sq} + 0,8 \cdot n \cdot \mu \cdot \sigma_o) \cdot A$$

$$c = R_{sq}$$

$$tg\varphi = 0,8 \cdot n \cdot \mu$$

Перенос модифицированных критериев прочности из плоскости $\sigma - \tau$ в плоскость главных напряжений $\sigma_1 - \sigma_3$

Зависимость коэффициента внутреннего трения от угла наклона площадки скольжения (по критерию Г.А. Гениева) :

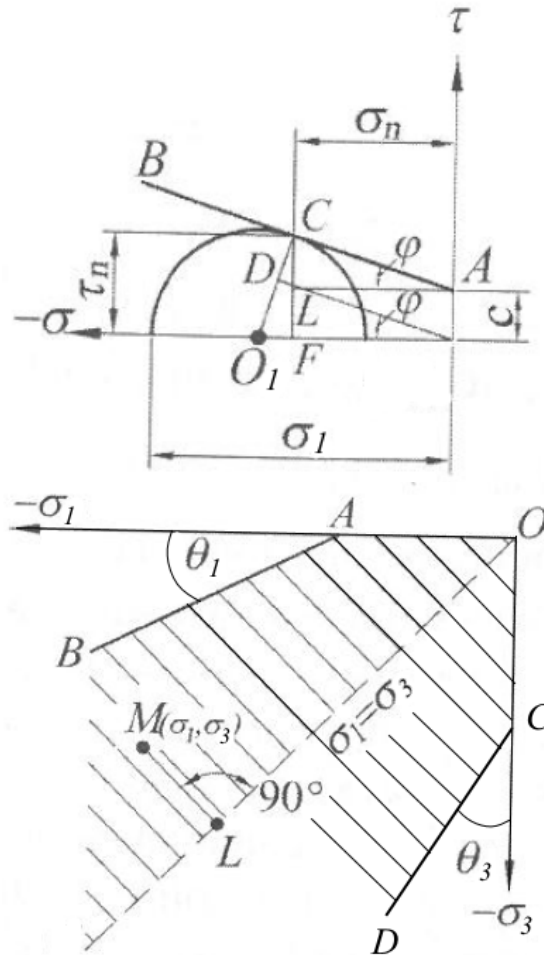
$$\mu = \mu(\alpha) = \frac{1}{2} \cdot [(\mu_x + \mu_z) - (\mu_x - \mu_z) \cdot |\sin 2\alpha|]$$

здесь μ_x, μ_z – коэффициенты внутреннего трения при сдвиге по перевязанным и неперевязанным швам.

Расчетное сопротивление кладки срезу в зависимости от угла наклона площадки главных напряжений с учетом нормированной величины сопротивлений срезу по перевязанным и неперевязанным швам (принято, соответственно, $R_{sq,x}, R_{sq,z}$) по табл. 12 и табл. 11 СП 15.13330.2012:

$$R_{sq}(\alpha) = 0,5 [(R_{sq,x} + R_{sq,z}) - (R_{sq,x} - R_{sq,z}) \cdot |\sin 2\alpha|]$$

Перенос «модифицированных» критериев прочности из плоскости $\sigma - \tau$ в плоскость главных напряжений $\sigma_1 - \sigma_3$



Прямая АВ выражает закона Кулона для сопротивления срезу по перевязанным швам, CD – для сопротивления срезу по неперевязанным швам.

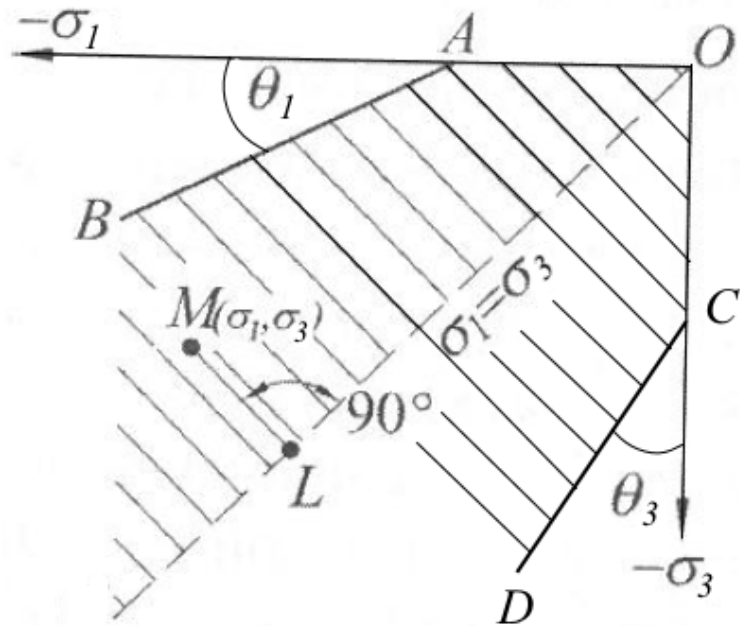
Условие прочности в точке по Мору-Кулону при угле наклона площадок скольжения к главным площадкам $45^\circ \pm \varphi/2$:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \cdot \sin\varphi - c \cdot \cos\varphi = 0$$

Графическое представление данной зависимости представляется прямыми АВ и CD, наклоненными к осям σ_1 и σ_3 под углами Θ_1 и Θ_3 пересекающимися их на расстояниях OA и OC от начала координат.

Графические иллюстрации к условию прочности Кулона-Мора и области напряженных состояний $\sigma_1 - \sigma_3$

Перенос «модифицированных» критериев прочности из плоскости $\sigma - \tau$ в плоскость главных напряжений $\sigma_1 - \sigma_3$



Выражения для построения прямых, выражающих критерий прочности кладки по срезу:

- для сопротивления срезу по перевязанному сечению:

$$OA = \frac{-2 \cdot R_{sq}(\alpha) \cdot \cos\varphi}{1 - \sin\varphi};$$

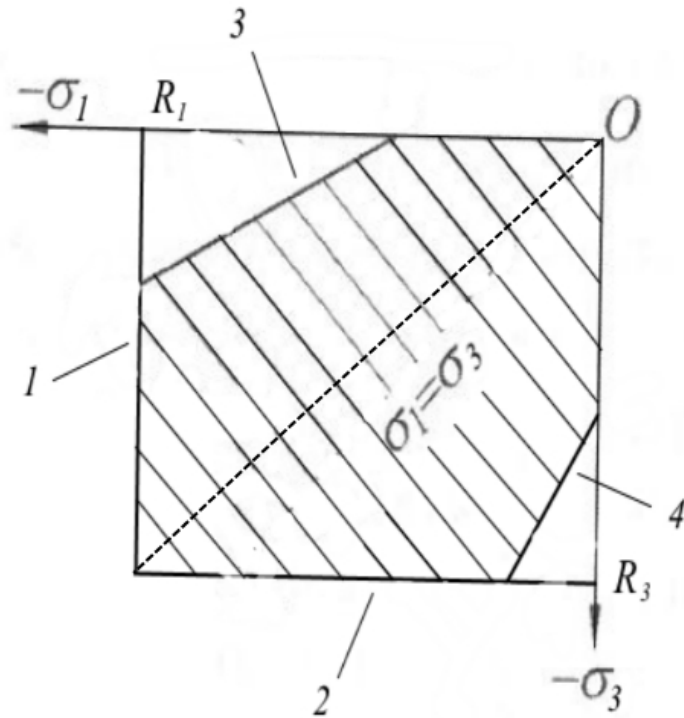
$$\theta_1 = \arctg \left[\operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right];$$

- для сопротивления срезу по непереязанному сечению:

$$OC = \frac{-2 \cdot R_{sq,z} \cdot \cos\varphi}{1 - \sin\varphi};$$

$$\theta_3 = \arctg \left[\operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \cdot |\sin 2\alpha| \right].$$

Построение «модифицированных» критериев прочности каменной кладки по Г.А. Гениеву



Заштрихованная фигура представляет собой область несущей способности каменной кладки при плоском напряженном состоянии

Прямая «1» выражает критерий:

$$-R \leq \sigma_1$$

Прямая «2» выражает критерий:

$$-R \leq \sigma_3$$

Прямая «3» выражает критерий:

$$\tau_{1-3} \leq R_{sq}(\alpha) - \mu(\alpha)\sigma_{1-3}$$

Прямая «4» выражает критерий:

$$|\tau_{xz}| < R_{sq}(\alpha) - \mu\sigma_z$$

«Консервативный» (для экспертизы) метод расчета прочности кладки по нормальным напряжениям при двухосном (плоском) напряжённом состоянии

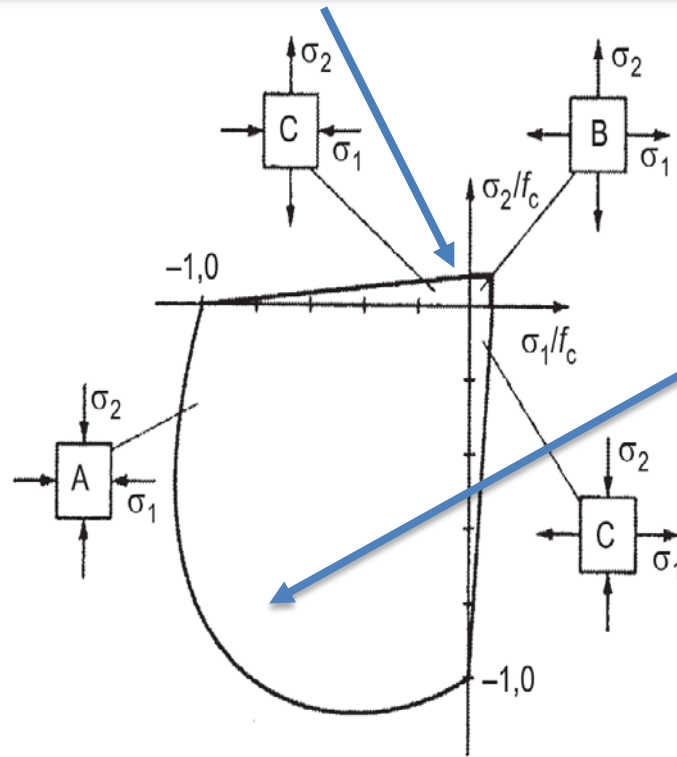
Критерии для двухосного растяжения и растяжения со сжатием не рассматриваются, т.к. СП 15.13330.2012 запрещает проектирование кладки на растяжение !

Критерий прочности каменной кладки по нормальным напряжениям (согласно теории Губера-Мизеса):

$$\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1 \cdot \sigma_2 = R^2$$

где σ_1, σ_2 – главные напряжения;
 R – предел прочности на одноосное сжатие.

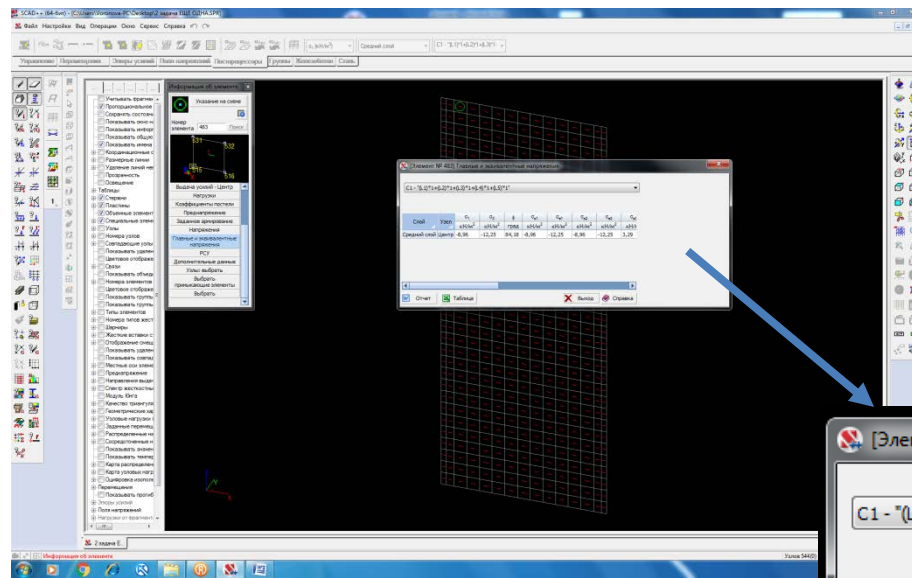
С учетом требований Еврокод-6:
 $\sigma_1 = \sigma_2 = R$



Примечание: обозначение f_c в Еврокод-6 соответствует пределу прочности на сжатие R

Использование ПК SCAD Office и табличного редактора MS Excel для построения «модифицированных» критериев прочности каменной кладки по Г.А. Гениеву

Режим анализа результатов расчета



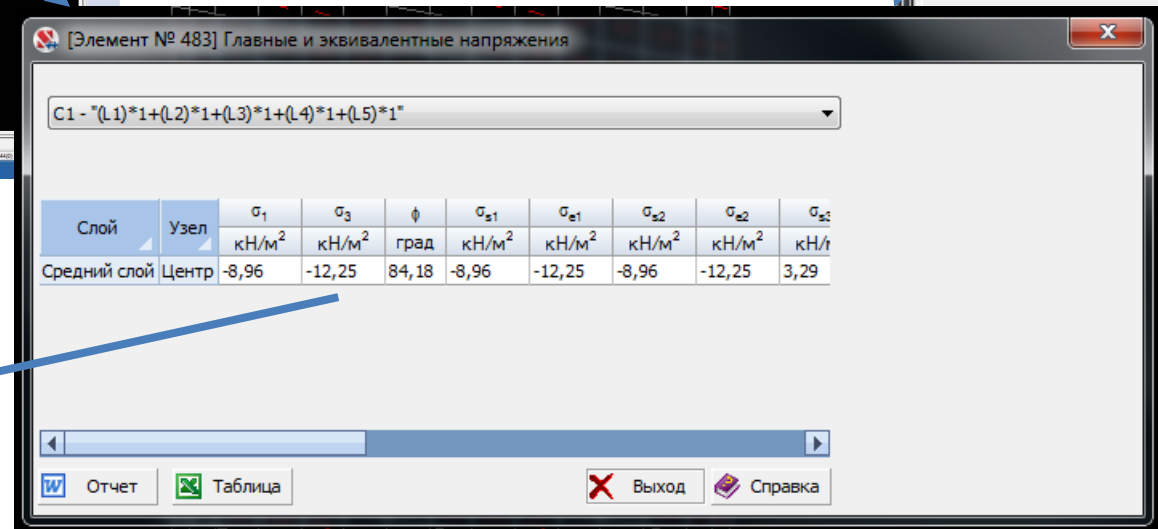
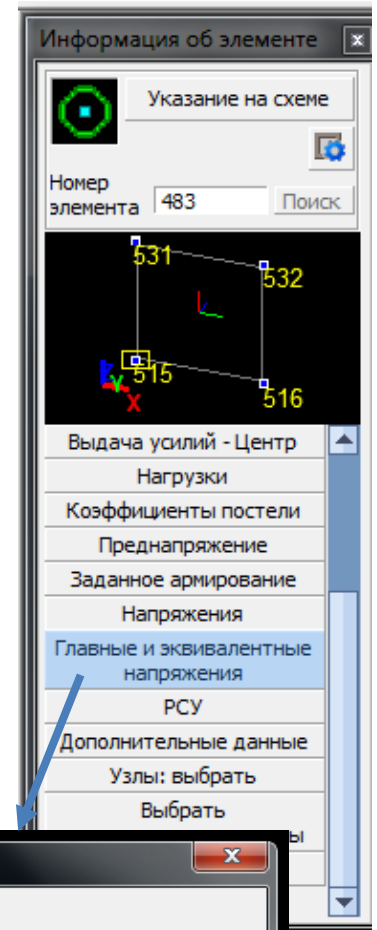
Значения главных напряжений и угла наклона главных площадок

σ_1	σ_3	ϕ
кН/м ²	кН/м ²	град
-8,96	-12,25	84,18

Информация об элементе



Главные и эквивалентные напряжения



Слой	Узел	σ_1	σ_3	ϕ	σ_{e1}	σ_{e2}	σ_{e3}
		кН/м ²	кН/м ²	град	кН/м ²	кН/м ²	кН/м ²
Средний слой	Центр	-8,96	-12,25	84,18	-8,96	-12,25	3,29

Использование ПК SCAD Office и табличного редактора MS Excel для построения «модифицированных» критериев прочности каменной кладки по Г.А. Гениеву

Данные из SCAD:

σ_1	σ_3	ϕ
кН/м ²	кН/м ²	град
-8,25	-10,17	64,93

Построение графика критериев прочности каменной кладки по Г.А. Гениеву

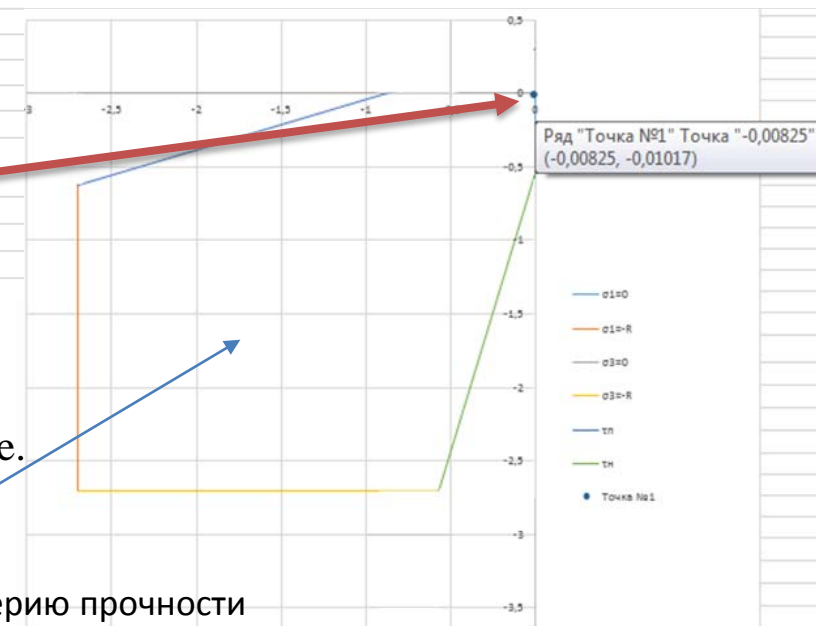
Исходные данные	
Расчетное сопротивление кладки, МПа	2,7
Угол α , град	64,93
Материал кладки*	Полнотелый кирпич
Коэффициент n (по п. 7.20)	1
Коэффициент трения по шву кладки, μ	0,7
$\text{tg}(\varphi) = 0,8 \cdot n \cdot \mu$	0,56

Определение значений $R_{sq}(\alpha)$	
$R_{sq}(\alpha) = 0,5 \cdot [(R_{sq,n} + R_{sq,m}) \cdot (R_{sq,n} - R_{sq,m}) \cdot \sin 2\alpha]$	
$R_{sq,n}$ (табл. 11)	0,16
$R_{sq,m}$ (табл. 12)	1
α (рад)	1,133242283
$R_{sq}(\alpha)$	0,257602632

Определение составляющих для уравнения τ по перевязанному сечению	
$\theta = \arctg \left[\text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right]$	0,330909356
$\frac{-2R_{sq}(\alpha) \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}$	-0,879004015
Определение составляющих для уравнения τ по непереязанному сечению	
$\theta = \arctg \left[\text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \cdot \sin 2\alpha \right]$	0,257836849
$\frac{-2R_{sq,n} \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}$	-0,545959649

Значения для проверки, МПа	
σ_1	σ_3
-0,00825	-0,01017

Фигура критериев прочности по Г.А. Гениеву, полученная в MS Excel

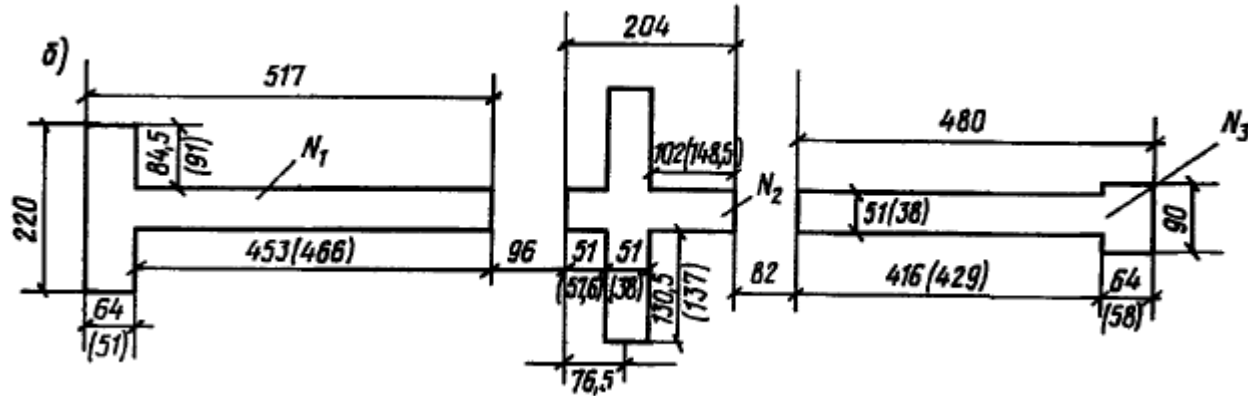


Ввод исходных данных для построения фигуры критериев прочности в MS Excel:

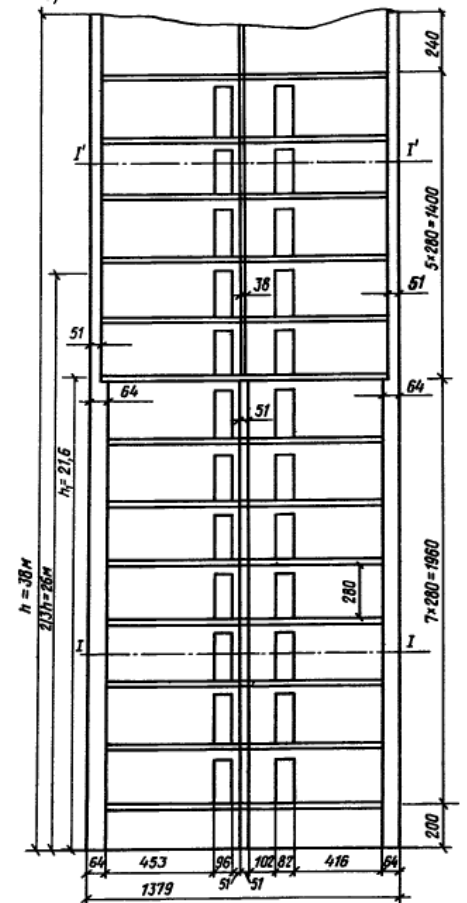
- данные о материале кладки и расчетные сопротивления по СП 15.13330.2012;
- величины главных напряжений и угол наклона главных площадок из SCAD Office.

Проверка прочности каменной кладки с учетом физической нелинейности

В качестве объекта для моделирования в ПК SCAD Office была рассмотрена поперечная стена многоэтажного кирпичного здания, параметры которого приведены в Примере 12 Пособия к СНиП П-22-81 (высота здания $H = 38$ м, 5 верхних этажей имеют толщину стен 510 и 380 мм, нижние этажи – 640 и 510 мм)



План поперечной стены с примыкающими к ней участками продольных стен



Разрез по зданию

Проверка прочности каменной кладки с учетом физической нелинейности

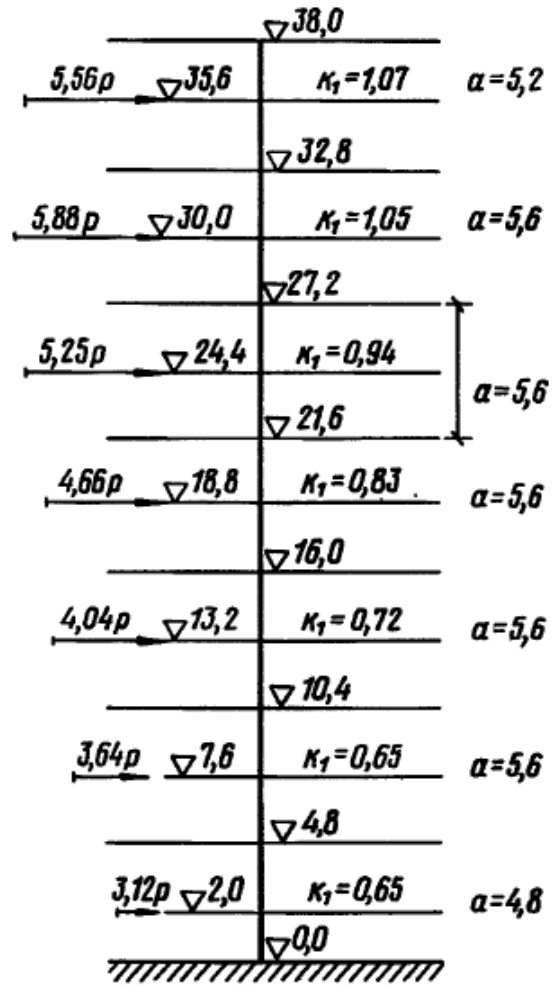


Схема приложения ветровых нагрузок ($p = 5,44K_1$)

Моделирование поперечной стены кирпичного здания производилось с применением элемента №21 – «балка-стенка».

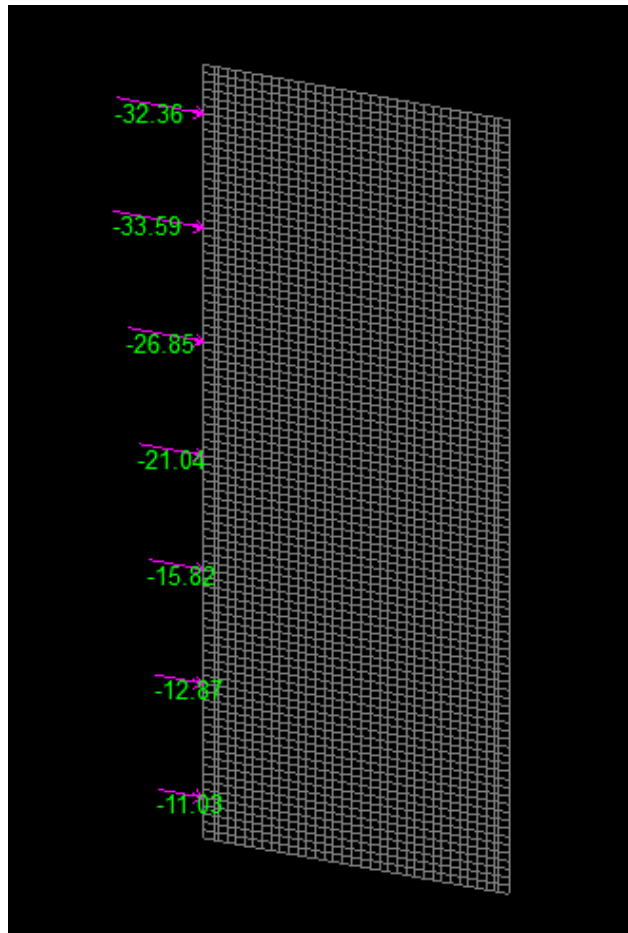
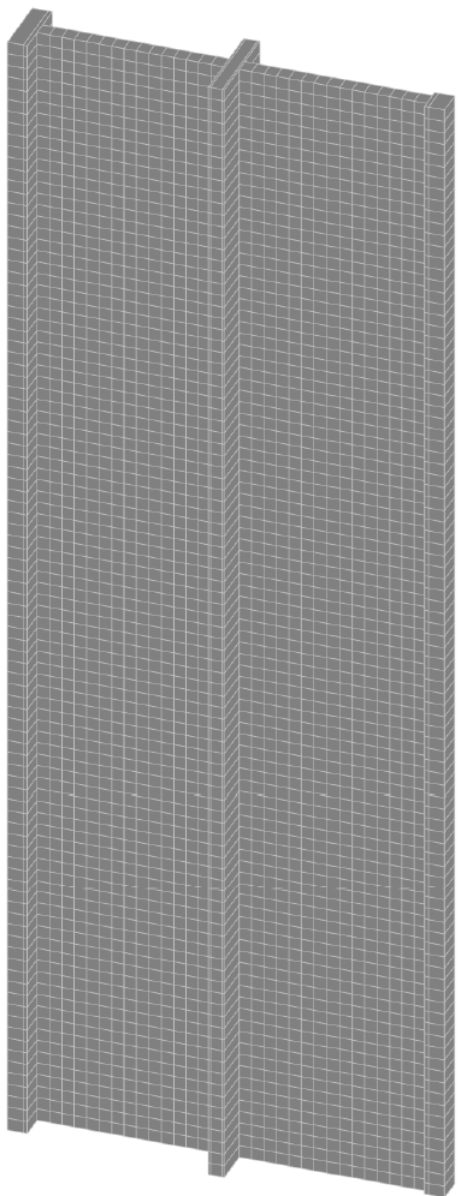
В расчетной схеме принято закрепление от линейных перемещений по направлениям X, Y, Z.

При расчете рассматривались следующие комбинации нагрузок:

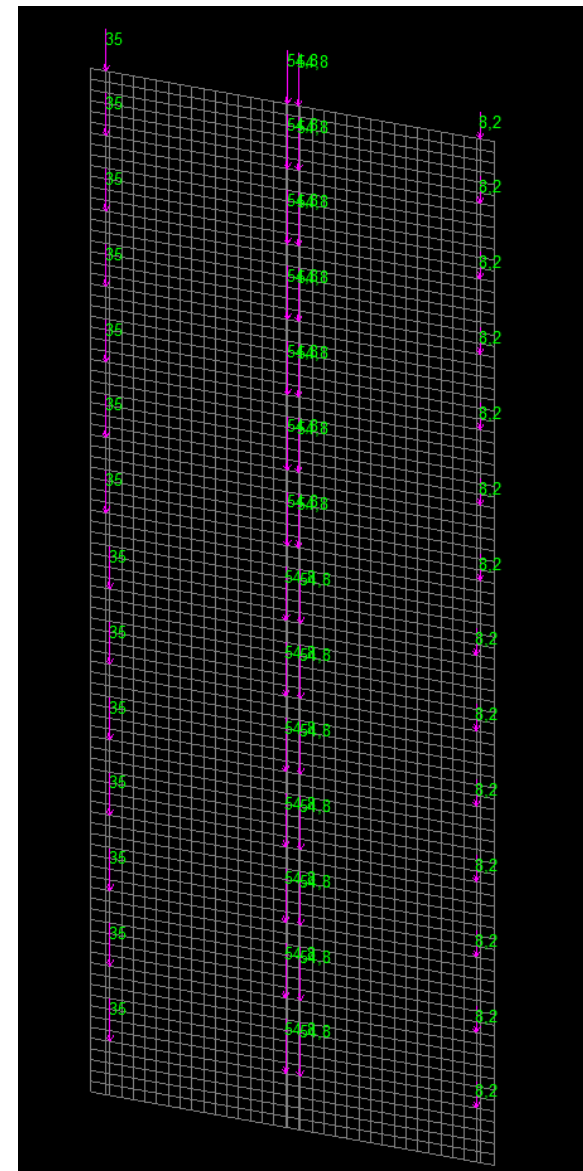
- собственный вес кирпичной кладки стен + нагрузка от перекрытий в уровнях каждого этажа;

- собственный вес кирпичной кладки стен + нагрузка от перекрытий в уровнях каждого этажа + ветровая нагрузка (схема приложения ветра принята по данным примера 12 Пособия к СНиП II-22-81 согласно рисунка).

Расчет каменной кладки с учетом физической нелинейности в ПК SCAD Office



Расчетная модель поперечной стены каменного здания (с разбивкой на конечные элементы), задание ветровой нагрузки, задание нагрузок от перекрытий

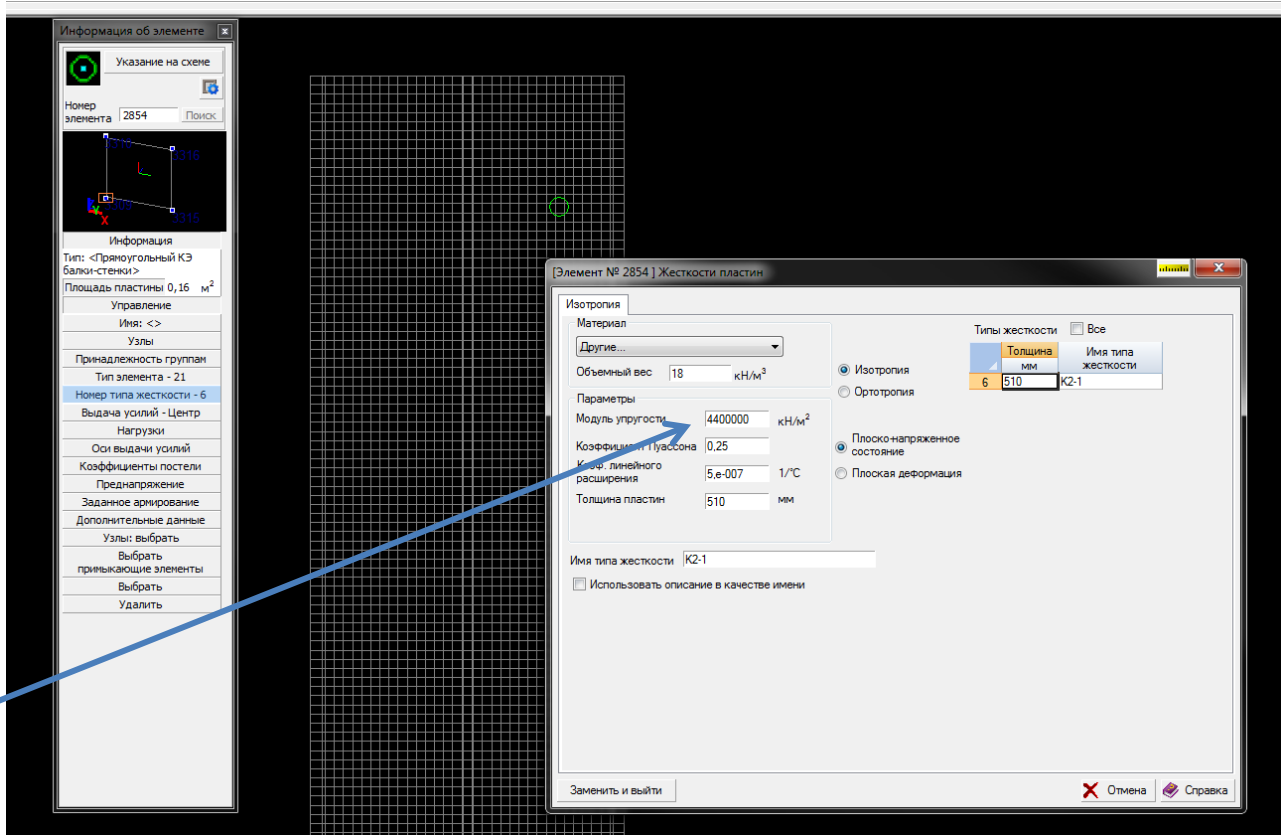


Расчет каменной кладки при работе в упругой стадии в ПК SCAD Office

Диаграмма жесткости каменной кладки	
Расчетное сопротивление сжатию кладки R , МПа	2,2
Материал (или вид) кладки*	Кирпич
Коэффициент k по табл. 15	2
Временное сопротивление сжатию кладки $R_{\text{в}}$, МПа	4,4
Толщина кладки, м	0,64
Расчетная площадь A , м ²	0,64
Упругая характеристика кладки d по табл. 16	1000
Пределное усилие упругой работы каменной кладки $N_{\text{упр}}$, кН	938,67
Значение жесткости кладки при предельном усилии упругой работы $B_{\text{упр}}$	2816000,00
Предельная величина деформации $\epsilon_{\text{кр}}$	0,00264
Расчетный модуль деформации балки-стены по II группе предельных состояний	
Пределное усилие пластической работы каменной кладки $N_{\text{пл}}$, МН	2816,00
Значение жесткости кладки при предельном усилении пластической работы $B_{\text{пл}}$	1066666,67
Расчетный модуль деформации балки-стены по I группе предельных состояний (привыкается условно)	
Пределное усилие упругой работы каменной кладки $N_{\text{упр}}$, кН	469,33
Значение жесткости кладки при предельном усилении упругой работы $B_{\text{упр}}$	1173333,33
Пределное усилие пластической работы каменной кладки $N_{\text{пл}}$, кН	1408,00
Значение жесткости кладки при предельном усилении пластической работы $B_{\text{пл}}$	533333,33

Расчет по II группе предельных состояний		
Сжимающее усилие, кН	Коэффициент сдвига жесткости $k_{\text{ред}}$	Расчетный модуль деформации E , МПа
938,67	1,00	4400,00
1126,40	0,94	4126,67
1314,13	0,88	3853,33
1501,87	0,81	3580,00
1689,60	0,75	3306,67
1877,33	0,69	3033,33
2065,07	0,63	2760,00
2252,80	0,57	2486,67
2440,53	0,50	2213,33
2628,27	0,44	1940,00
2816,00	0,38	1666,67

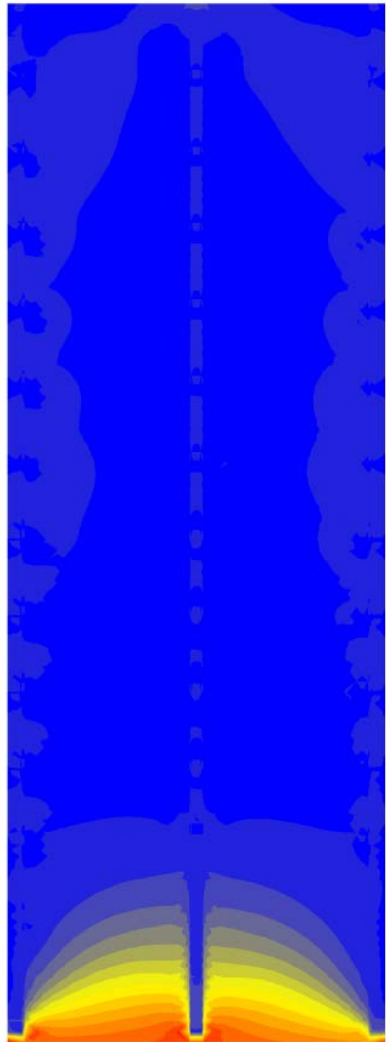
Расчет по I группе предельных состояний		
Сжимающее усилие, кН	Коэффициент сдвига жесткости $k_{\text{ред}}$	Расчетный модуль деформации E , МПа
469,33	1,00	4400,00
563,20	0,95	4160,00
657,07	0,89	3920,00
750,93	0,84	3680,00
844,80	0,79	3440,00
938,67	0,73	3200,00
1032,53	0,67	2960,00
1126,40	0,62	2720,00
1220,27	0,56	2480,00



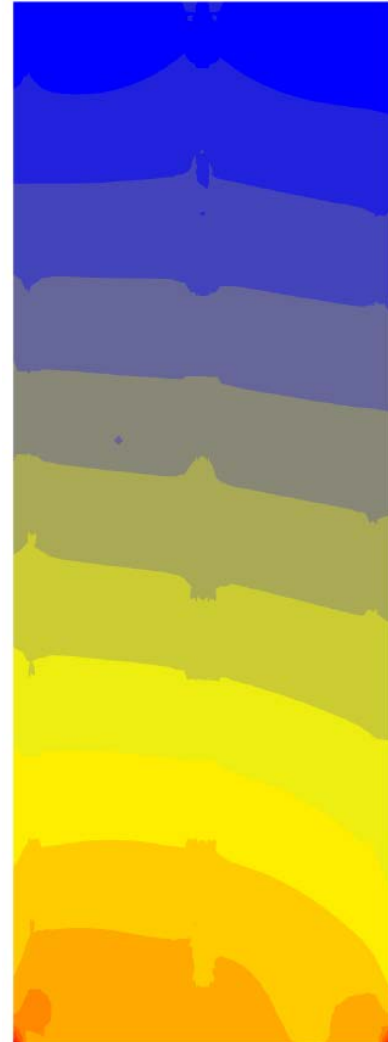
Начальный модуль для кладки из кирпича марки 150 и раствора марки 100 при работе кладки в упругой стадии $E = 4400$ МПа

Задание жесткостных характеристик каменной кладки

Напряжения в каменной кладке при работе в упругой стадии в ПК SCAD Office



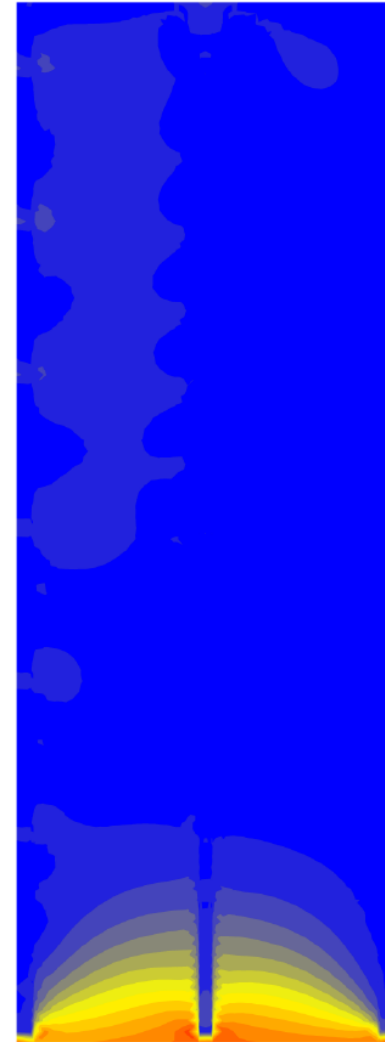
-273,08	-254,84
-254,84	-236,59
-236,59	-218,35
-218,35	-200,1
-200,1	-181,86
-181,86	-163,61
-163,61	-145,36
-145,36	-127,12
-127,12	-108,87
-108,87	-90,63
-90,63	-72,38
-72,38	-54,14
-54,14	-35,89
-35,89	-17,64
-17,64	0,6
0,6	18,85



-1348,79	-1264,69
-1264,69	-1180,58
-1180,58	-1096,48
-1096,48	-1012,38
-1012,38	-928,27
-928,27	-844,17
-844,17	-760,07
-760,07	-675,96
-675,96	-591,86
-591,86	-507,76
-507,76	-423,65
-423,65	-339,55
-339,55	-255,45
-255,45	-171,35
-171,35	-87,24
-87,24	-3,14

Распределение напряжений σ_1
(без ветровой нагрузки)

Распределение напряжений σ_3
(без ветровой нагрузки)



-296,2	-276,73
-276,73	-257,27
-257,27	-237,81
-237,81	-218,34
-218,34	-198,88
-198,88	-179,42
-179,42	-159,95
-159,95	-140,49
-140,49	-121,03
-121,03	-101,56
-101,56	-82,1
-82,1	-62,63
-62,63	-43,17
-43,17	-23,71
-23,71	-4,24
-4,24	15,22

Распределение напряжений σ_1
(с учетом ветровой нагрузки)



-1592,3	-1492,96
-1492,96	-1393,63
-1393,63	-1294,29
-1294,29	-1194,95
-1194,95	-1095,62
-1095,62	-996,28
-996,28	-896,95
-896,95	-797,61
-797,61	-698,27
-698,27	-598,94
-598,94	-499,6
-499,6	-400,27
-400,27	-300,93
-300,93	-201,59
-201,59	-102,26
-102,26	-2,92

Распределение напряжений σ_3
(с учетом ветровой нагрузки)

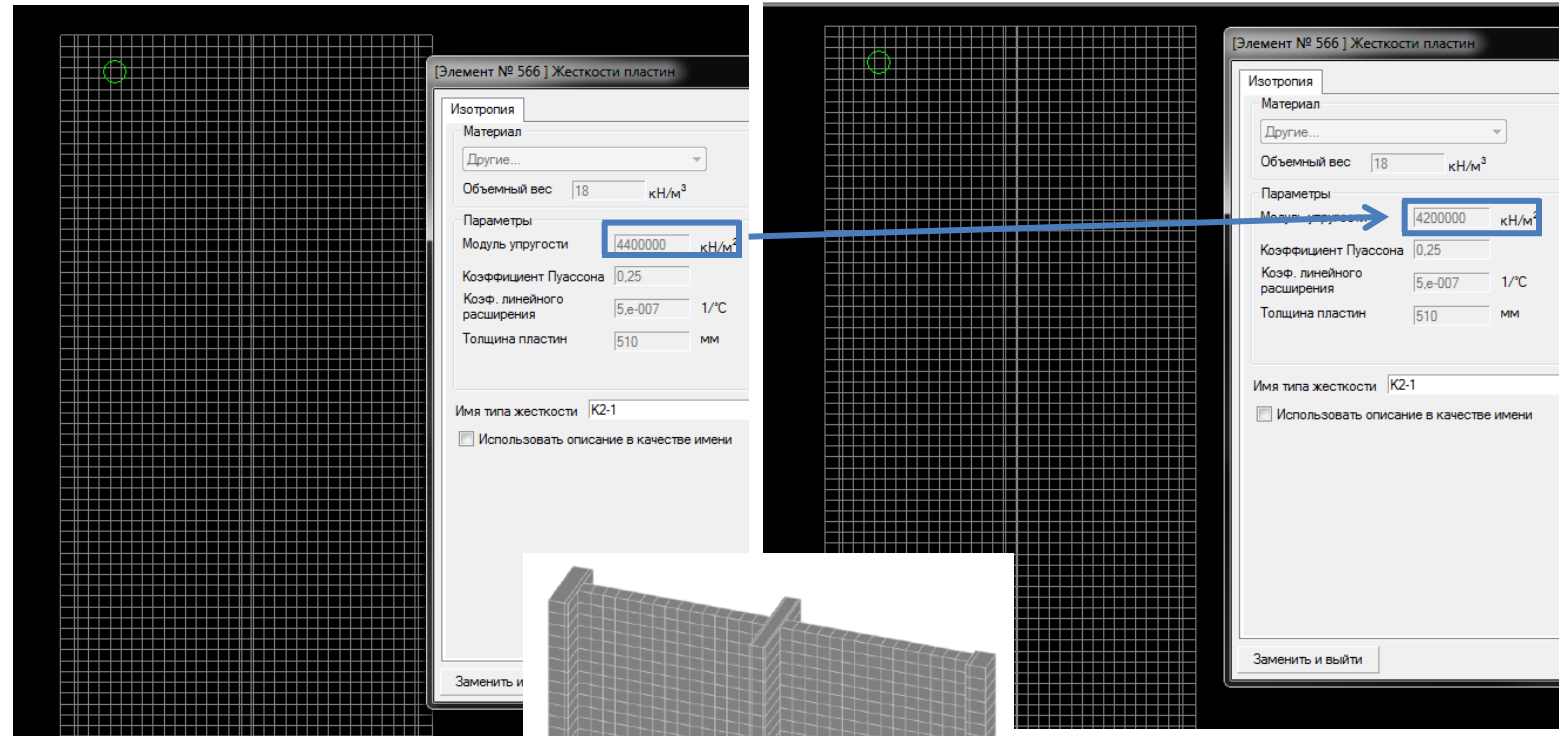
Учет изменения жесткости кладки при расчете на прочность

В упругопластической зоне наблюдается снижение жесткости кладки:



Расчет по I группе предельных состояний		
Сжимающее усилие, кН	Коэффициент снижения жесткости, k_{red}	Расчетный модуль деформации E, МПа
374,00	1,00	4400,00
448,80	0,95	4160,00
523,60	0,89	3920,00
598,40	0,84	3680,00
673,20	0,78	3440,00
748,00	0,73	3200,00
822,80	0,67	2960,00
897,60	0,62	2720,00
972,40	0,56	2480,00
1047,20	0,51	2240,00
1122,00	0,45	2000,00

Замена жесткостей фрагментов каменной кладки (в соответствии с данными таблиц Excel):



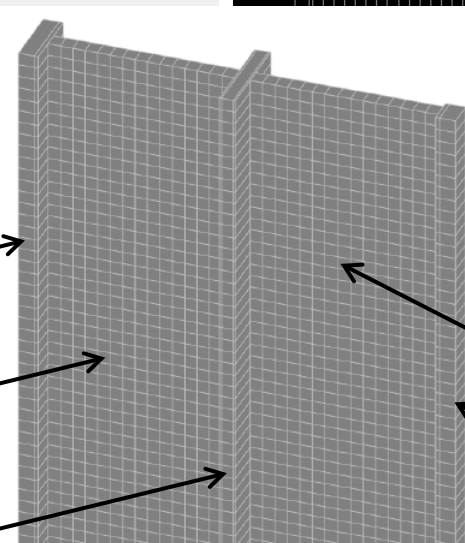
$E_1 = 4000 \text{ МПа}$

$E_2 = 4200 \text{ МПа}$

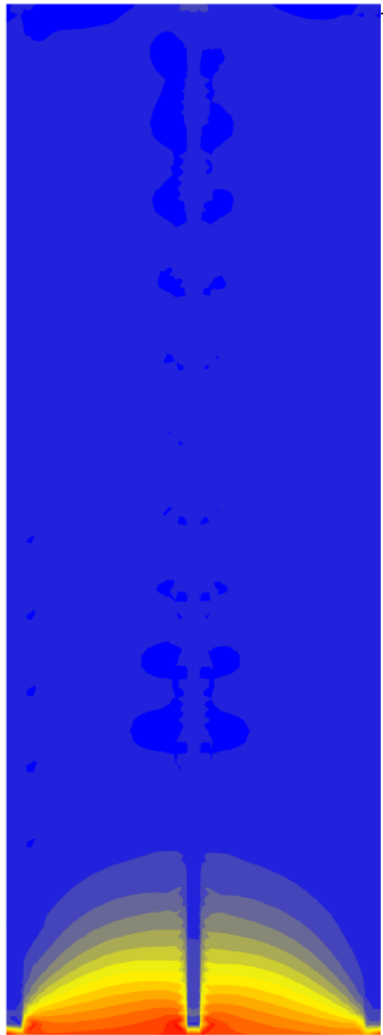
$E_3 = 4200 \text{ МПа}$

$E_4 = 4000 \text{ МПа}$

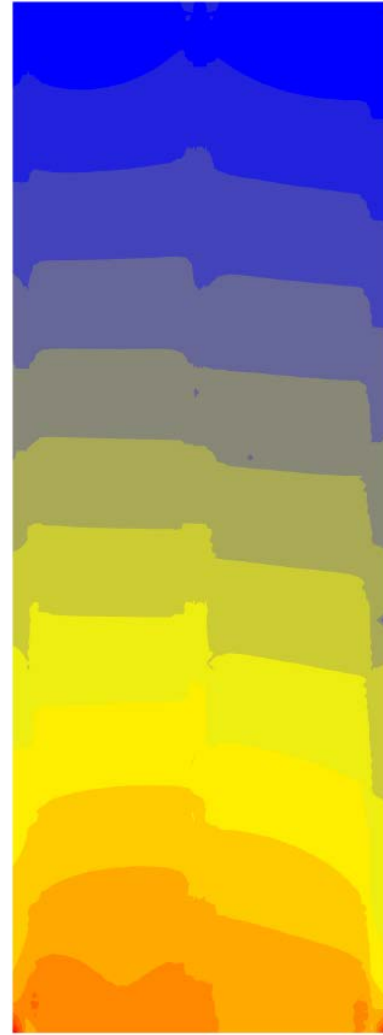
$E_5 = 3500 \text{ МПа}$



Напряжения в каменной кладке при работе в упругопластической стадии в ПК SCAD Office



-261,54	-243,75
-243,75	-225,96
-225,96	-208,17
-208,17	-190,38
-190,38	-172,59
-172,59	-154,8
-154,8	-137,01
-137,01	-119,22
-119,22	-101,42
-101,42	-83,63
-83,63	-65,84
-65,84	-48,05
-48,05	-30,26
-30,26	-12,47
-12,47	5,32
5,32	23,11



-1296,38	-1215,54
-1215,54	-1134,71
-1134,71	-1053,88
-1053,88	-973,05
-973,05	-892,21
-892,21	-811,38
-811,38	-730,55
-730,55	-649,72
-649,72	-568,88
-568,88	-488,05
-488,05	-407,22
-407,22	-326,39
-326,39	-245,55
-245,55	-164,72
-164,72	-83,89
-83,89	-3,06



-266,13	-248,35
-248,35	-230,57
-230,57	-212,79
-212,79	-195,02
-195,02	-177,24
-177,24	-159,46
-159,46	-141,68
-141,68	-123,9
-123,9	-106,13
-106,13	-88,35
-88,35	-70,57
-70,57	-52,79
-52,79	-35,01
-35,01	-17,24
-17,24	0,54
0,54	18,32



-1441,71	-1351,78
-1351,78	-1261,85
-1261,85	-1171,92
-1171,92	-1081,99
-1081,99	-992,06
-992,06	-902,13
-902,13	-812,2
-812,2	-722,27
-722,27	-632,34
-632,34	-542,41
-542,41	-452,48
-452,48	-362,55
-362,55	-272,62
-272,62	-182,69
-182,69	-92,76
-92,76	-2,83

Распределение напряжений σ_1
(без ветровой нагрузки)

Распределение напряжений σ_3
(без ветровой нагрузки)

Распределение напряжений σ_1
(с учетом ветровой нагрузки)

Распределение напряжений σ_3
(с учетом ветровой нагрузки)

Напряжения в каменной кладке с учетом физической нелинейности



-1592,3	-1492,96
-1492,96	-1393,63
-1393,63	-1294,29
-1294,29	-1194,95
-1194,95	-1095,62
-1095,62	-996,28
-996,28	-896,95
-896,95	-797,61
-797,61	-698,27
-698,27	-598,94
-598,94	-499,6
-499,6	-400,27
-400,27	-300,93
-300,93	-201,59
-201,59	-102,26
-102,26	-2,92

Перераспределение напряжений в упруго-пластической стадии

Снижение величины напряжений в несущих стенах, увеличение напряжений в самонесущих стенах



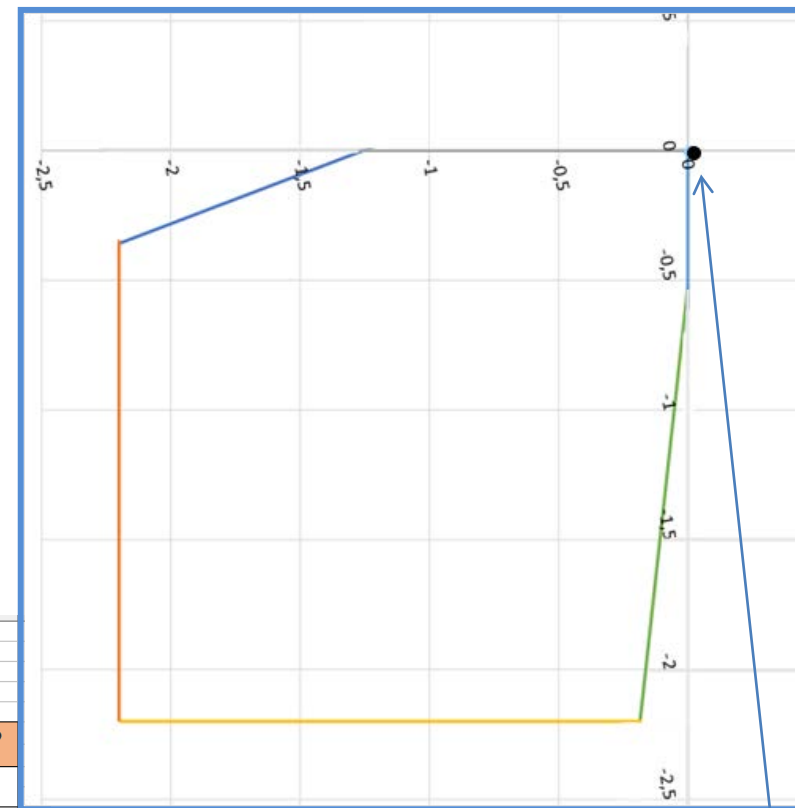
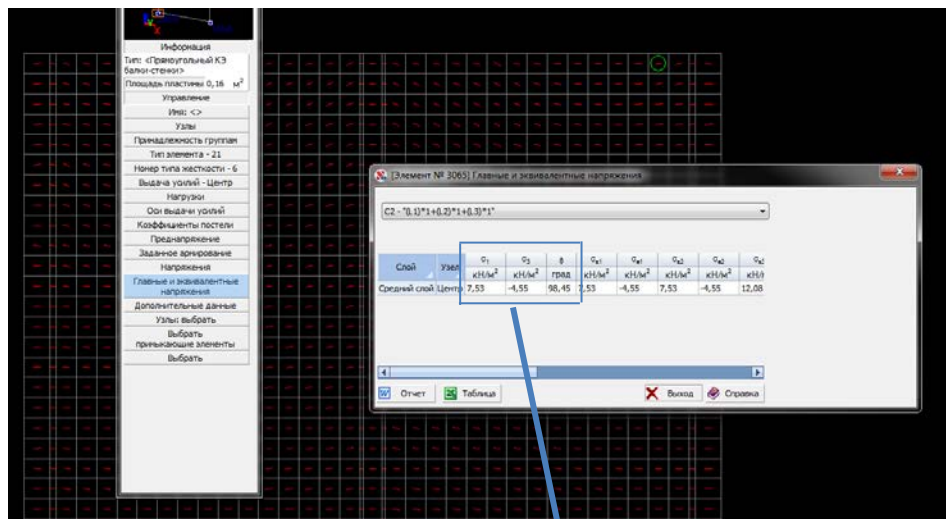
-1441,71	-1351,78
-1351,78	-1261,85
-1261,85	-1171,92
-1171,92	-1081,99
-1081,99	-992,06
-992,06	-902,13
-902,13	-812,2
-812,2	-722,27
-722,27	-632,34
-632,34	-542,41
-542,41	-452,48
-452,48	-362,55
-362,55	-272,62
-272,62	-182,69
-182,69	-92,76
-92,76	-2,83

Распределение напряжений σ_3 (с учетом ветровой нагрузки) до изменения жесткости кладки

Распределение напряжений σ_3 (с учетом ветровой нагрузки) после изменения жесткости кладки

Проверка прочности каменной кладки с учетом «модифицированных» критериев прочности Г.А. Гениева

Графический анализ – Информация об элементе –
 Главные и эквивалентные напряжения



Построение графика критериев прочности
 каменной кладки по Г.А. Гениеву

Исходные данные	
Расчетное сопротивление кладки, МПа	2,2
Угол α , град	98,45
Материал кладки*	полнотельный кирпич
Коэффициент μ (по п. 7.20)	1
Коэффициент трения по шву кладки, μ	0,7
$\operatorname{tg}(\varphi)$	0,504

* согласно п. 7.20 выбрать из следующих материалов: полнотельный кирпич, полнотельный камень, пустотельный кирпич, камень с вертикальными пустотами, рваный

Определение значений $R_{35}(\alpha)$	
$R_{35}(\alpha) = 0,5 \cdot [(R_{35n} + R_{35k}) - (R_{35n} - R_{35k}) \cdot \sin 2\alpha]$	
R_{35k} (табл. 11)	0,16
R_{35n} (табл. 12)	0,8
α (рад)	1,7182766486
$R_{35}(\alpha)$	0,386975298

Определение составляющих для уравнения τ по перевязанному сечению	
$\theta = \arctg \left[\operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right]$	0,362486947
$\frac{-2R_{35}(\alpha) \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}$	-1,2567630807
Определение составляющих для уравнения τ по неперевязанному сечению	
$\theta = \arctg \left[\operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \cdot \sin 2\alpha \right]$	0,1098038628
$\frac{-2R_{35k} \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}$	-0,5196251387

Значения для проверки, МПа	
σ_1	σ_3
0,00753	-0,00455

Точка лежит за пределами фигуры критерия прочности, т.е. прочность кладки не обеспечена.

16-этажный жилой дом по ул. Г. Лопатина, д. 8, г. Нижний Новгород



Конструкции здания в целом соответствуют представленной проектной документации, однако в них имеются явления, существенно осложняющие работу наружных и внутренних стен на силовые и температурные воздействия, значительно снижающие местную прочность и устойчивость отдельных элементов, общую жесткость и устойчивость здания в целом, в том числе:

- применение в кладке стен и облицовке пустотелого кирпича вместо полнотелого без учета его деформативных свойств;
- невыполнение деформационных швов;
- не учет пространственной работы кладки под действием ветровой нагрузки (работа кладки на растяжение, действие главных растягивающих напряжений).

16-этажный жилой дом по ул. Г. Лопатина, д. 8, г. Нижний Новгород



Вертикальные трещины в диафрагмах шириной раскрытия до 5 мм



Вертикальные и наклонные трещины шириной раскрытия до 3 мм, которые пересекают до девяти рядов кладки



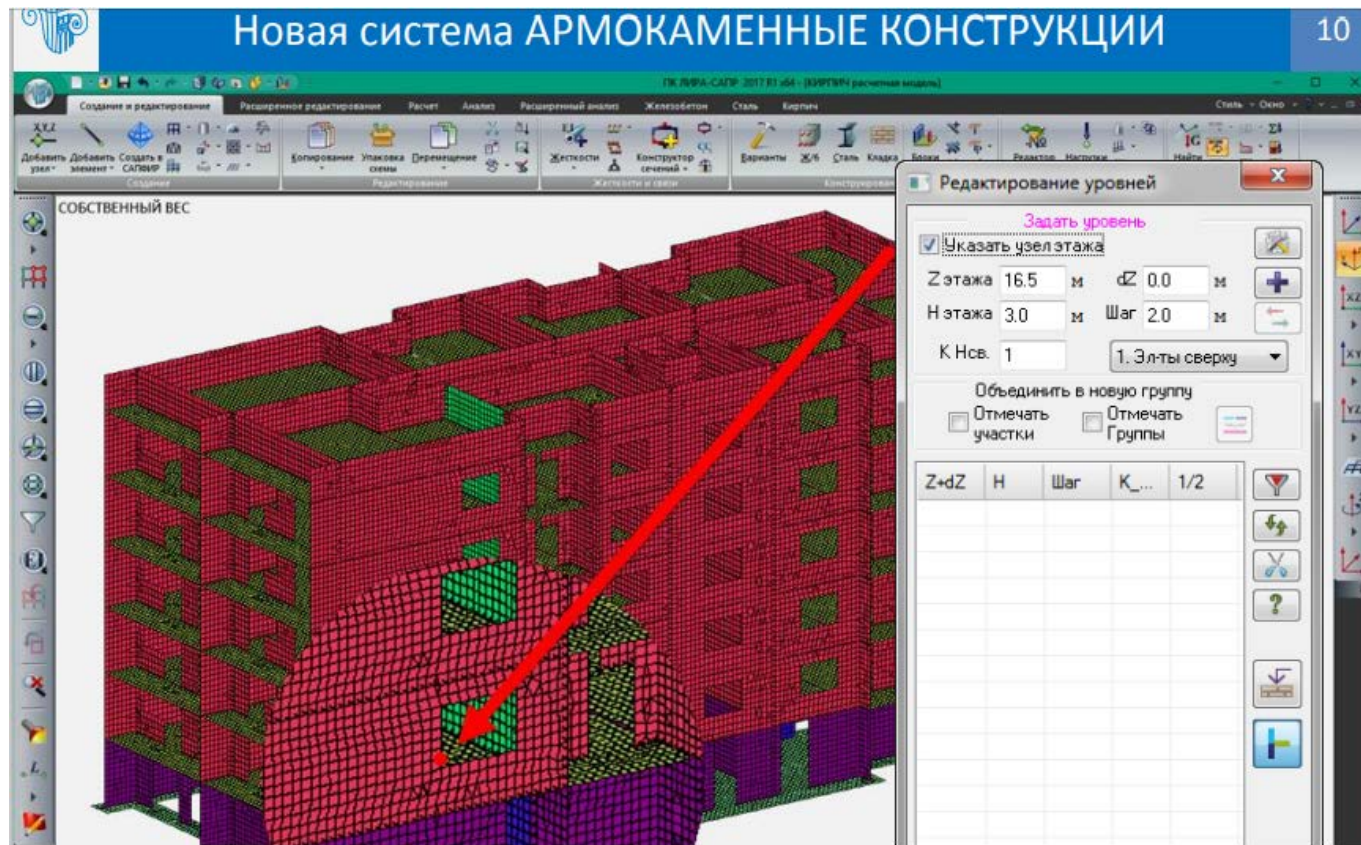
Разрушение участка кирпичной кладки под местом опирания опорного металлического уголка ограждения и перекрытия лоджий со следующими повреждениями: многочисленные вертикальные и наклонные трещины шириной раскрытия до 5,0мм, пересекающие до 12-ти рядов кладки; скалывания и отслоения лещадок отдельных кирпичей; отдельные вертикальные трещины шириной раскрытия до 1,0мм, пересекающие до 4-х рядов кладки и расположенные с шагом 0,25-0,60м по боковым граням пилонов

16-этажный жилой дом по ул. Г. Лопатина, д. 8, г. Нижний Новгород



Попытки усиления элементов жесткости здания металлическими обоймами

Проблемы расчета каменной кладки в программном комплексе Лира-САПР



Для формирования кирпичного уровня необходимо задать абсолютную отметку в основной схеме (ее можно ввести численно или указать базовый узел графически). Следует отметить, что формирование уровня предполагает выполнение пересечения всех элементов схемы горизонтальной плоскостью. Именно реакции узлов лежащих на этой плоскости будут использоваться для формирования нагрузок на кирпичные простенки.

- 1) Расчет производится для упругой стадии работы каменной кладки. Фактические деформационные характеристики каменной кладки не определяются и не учитываются в расчете.
- 2) Не производится проверка прочности кладочных элементов в условиях плоского напряженного состояния (не применяются критерии прочности Г.А. Гениева). В расчетах используется одноосный критерий прочности по нормальным напряжениям.



Выводы:

- 1) По СП 15.13330.2012 не установлено нормативное сопротивление кладки на сжатие.
- 2) По СП 15.13330.2012 не нормируется прочность кладки на сжатие вдоль растворных швов.
- 3) По СП 15.13330.2012 не нормируется прочность кладки при плоском напряженном состоянии.
- 4) Применение инженерного метода расчета позволяет получить в ПВК SCAD Office достоверные данные о фактической работе каменной кладки зданий и произвести ее конструирование.
- 5) Необходима разработка специального элемента SCAD «Каменная кладка» с ортотропией прочностных свойств.



**ГАУ НО «Управление государственной
экспертизы проектной документации по Нижегородской области»**

**Официальный сайт: www.ugenn.ru
Электронная почта: official@ugenn.ru**



ООО МСК «Мост-К»

**Официальный сайт: www.most-k.ru
Электронная почта: mail@most-k.ru
aleksander.anusch@yandex.ru**

Благодарим за внимание!