

**Методика определения коэффициента сопротивления сжатию
каменного сечения Φ .**

Калишук Е. В., Гринёв Е. В.

Научный руководитель: Гринёв В. В.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Введение. Республика Беларусь отказалась с 01.01.2018 г. от СНиП II-22-81 «Каменные и армокаменные конструкции». Нашей задачей было сравнение методик расчета сжатых каменных конструкций, а именно определение коэффициента уменьшения сечения Φ (коэффициента продольного изгиба).

Мы рассматривали источники, используемые в учебном процессе подготовки бакалавров немецкоязычных стран [2,3]. Принимаем по выбранным критериям частный коэффициент характеристик свойств материала, $\gamma_m=2.2$ таб. 6.1 [1].

В качестве кладочного изделия принят кирпич керамический полнотелый (250x120x65).

Определяем по таб. 7.4 [1] характеристическое значение прочности при сжатии каменной кладки из керамических изделий группы 1 составляет $f_k=7.0$ МПа, следом определяем расчетное значение $f_d = f_k/\gamma_m=7.0 / 2.2 = 3.2$ МПа (при армировании столба расчетная прочность кладки $f_{dr} \leq f_d \cdot 2 = 3.2 \cdot 2 \leq 6.4$ МПа).

Сбор нагрузок на кирпичный столб ведется аналогично сбору нагрузки на сборную колонну (монолитную) согласно примера, приведенного в пособии по расчету сборной колонны.

Дано: сетка столбов 6.2 × 6.4 м (рис. 1); составы покрытия и перекрытий, согласно курсового проекта; количество этажей $n = 5$; высотная отметка второго этажа + 4.500 м; сечение ригеля представлено на рис. 2; обрез фундамента на отм. – 0.150 м; бетон ригеля класса С25/30. Предполагаемый район строительства здания – г. Минск. Высота местности над уровнем моря $A = 235$ м.

Определение предварительных габаритов армированных и неармированных столбов.

Из продольного усилия $N_{Ed,2} = 2755$ кН, полученного при сборе нагрузок на ж/б колонну, выражаем необходимую площадь каменно-

го столба, путем замены собственного веса ж/б колонны ($G_{d,колонны} = 23.4$ кН), весом столба.

$$(N_{Ed,2} - G_{d,колонн} \cdot n) + G_{d,столба} \cdot n \leq f_d \cdot A_{столба}$$

$$(N_{Ed,2} - G_{d,колонны} \cdot n) + A_{столба} \cdot h_2 \cdot \rho \cdot \gamma_F \cdot n \leq f_d \cdot A_{столба}$$

$$A_{столба\ треб.} \geq \frac{N_{Ed,2} - G_{d,колонны} \cdot n}{f_d - h_2 \cdot \rho \cdot \gamma_F \cdot n} = \frac{2755 - 23.4 \cdot 5}{3.2 \cdot 10^3 - 3.9 \cdot 18 \cdot 1.35 \cdot 5} = 0.965 \text{ м}^2,$$

где $A_{столба\ треб.}$ – площадь сечения столба,

ρ – плотностью кладки 18 кН/м³.

Размеры столба принимаем из параметрического ряда: 510 мм (250мм+10 мм +250 мм); 640 мм (250 мм + 10 мм + 250 мм + 10 + 120 мм); 770 мм (250 мм + 10 мм + 250 мм + 10 мм + 250 мм); 900 мм (250 мм+10 мм+250 мм+10 мм+250 мм+10мм +120 мм); и так далее, где 250 мм ложка кирпича, 120 мм тычок кирпича, 10 мм растворный шов. Для найденной площади $A_{столба\ треб.} = 0.965$ м² примем столб с размерами 1030×1030 мм (4 кирпича) площадь $A_{столба} = 1.0609$ м².

Расчет неармированного столба.

Выполним расчет неармированного столба в пределах первого этажа, собственный вес которого равен:

$$G_{d,столба} = b \cdot h \cdot h_2 \cdot \rho \cdot \gamma_F = 1.03 \cdot 1.03 \cdot 3.9 \cdot 18 \cdot 1.35 \approx 99 \text{ кН.}$$

Усилие в столбе в пределах первого этажа пятиэтажного здания:

– от постоянных нагрузок при расчете по несущей способности:

$$\begin{aligned} G_{d,1} &= G_{d,покрыт} + (n-1) \cdot G_{d,перекр} + n \cdot G_{d,столба} = \\ &= 200 + (5-1) \cdot 248 + 5 \cdot 99 = 1687 \text{ кН;} \end{aligned}$$

– от переменных при расчете по несущей способности:

$$Q_{d,1} = (n-1) \cdot \alpha_A \cdot \alpha_n \cdot Q_{d,перекр} = (5-1) \cdot 0.75 \cdot 0.85 \cdot 625 = 1594 \text{ кН,}$$

$$Q_{d,2} = Q_{d,покрыт} = 76 \text{ кН.}$$

Расчетные сочетания усилий:

$$N_{Ed,1} = G_1 + \sum \psi_0 \cdot Q = 1687 + 0.7 \cdot 1594 + 0.6 \cdot 76 = 2848 \text{ кН;}$$

$$N_{Ed,2} = \xi \cdot G_1 + Q_d + \sum \psi_0 \cdot Q = 0.85 \cdot 1687 + 1594 + 0.6 \cdot 76 = 3074 \text{ кН.}$$

где Q_d – доминирующая переменная нагрузка.

Наиболее невыгодным при расчете по несущей способности является *второе* сочетание – $N_{Ed,2} = 3074$ кН.

Сечение столба принято постоянным по высоте здания, на практике, сечения столбов на вышележащих этажах уменьшают, пропорционально уменьшению продольного усилия.

Проверим действующие нормальные напряжения в кладке у основания столба пятого этажа.

$$\sigma_k = \frac{N_{Ed,2}}{A_{столба}} = \frac{3074}{1.0609} = 2.898 \text{ МПа} \leq f_d = 3.2 \text{ МПа}$$

Условие выполняется, следовательно, предварительно принятое сечение столба верное.

Выполним проверку прочности столба с учетом значения коэффициента уменьшения Φ п. 10.1.2.1.2 [1].

В связи с тем, что столб работает как стержень в составе пространственного каркаса здания, в нем возникают моменты от усилий вышележащего этажа (передача нагрузки от двух ригелей происходит с эксцентриситетом. Расчетная схема для расчета столба представлена на рис. 1.

w_3 - погонная нагрузка приходящая на ригель первого этажа, слева от столба состоит из:

- постоянной $248 / 6.4 = 38.8$ кН/м,

где 248 кН – постоянная нагрузка от всей грузовой площади (6.4×6.2 м);

- временной (функциональной) $625 / 6.4 = 97.7$ кН/м.

где 625 кН – временная нагрузка от всей грузовой площади ($6.4 \text{ м} \times 6.2 \text{ м}$).

w_4 - погонная нагрузка приходящая на ригель справа от столба состоит из:

- постоянной составляющей $248 / 6.4 = 38.8$ кН/м.

- временной (функциональной) $625 / 6.4 = 97.7$ кН/м.

Ригели к столбу примыкают симметрично, а функциональная нагрузка приложена ассиметрично, т.е. слева функциональная нагрузка равна 0.

$$w_3 = 38.8 \text{ кН/м.}$$

$$w_4 = 38.8 \text{ кН/м} + 97.7 \text{ кН/м} = 136.5 \text{ кН/м.}$$

Определение расчетной высоты столба. Согласно п.9.5.1.2.10 [1] значение понижающего коэффициента составляет $\rho_2 = 0.75$.

$$h_{ef} = h_l \cdot \rho_2 = 4.050 \cdot 0.75 = 3.038 \text{ м.}$$

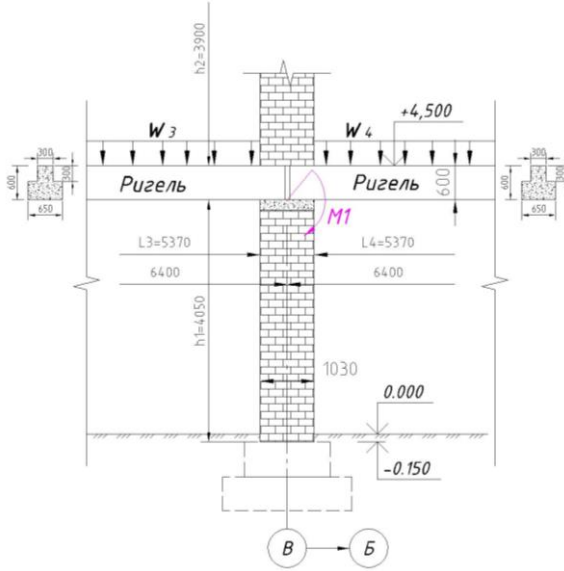


Рис.1. Расчетная схема для расчета столба

Определение расчетной толщины столба. Согласно п. 9.5.1.3.2 [1] принимается $t_{ef} = t = 1.03 \text{ м.}$

Проверка гибкости столба.

$$\frac{h_{ef}}{t_{ef}} = 2.95 < 27 - \text{условие соблюдается.}$$

Модуль упругости бетона $E_c = 30000 \text{ МПа}$ согласно ТКП EN 1992-1-1.

Определение модуля упругости каменной кладки, п. 7.6.2.2 [1] $K_E = 1000$. Значение характеристической прочности кладки 7 МПа ($f_b = 30$; M5)

$$E_k = K_E \cdot f_k = 7000 \text{ МПа}$$

Момент инерции поперечного сечения столба сечением 1030×1030 мм – $I_1 = I_2 = 1.03 \cdot 1.03^3 / 12 = 0.094$ м⁴.

Момент инерции поперечного сечения ригеля таврового сечения – $I_3 = I_4 = 0.00768$ м⁴.

Значения изгибающих моментов в верхнем сечении столба (под ригелями см. рис. 2) могут быть определены МКЭ с помощью программных комплексов или упрощенным методом в соответствии с [1] (Приложением Д).

$$M1 = \frac{\frac{\eta_1 \cdot E_1 \cdot I_1}{h_1}}{\frac{\eta_1 \cdot E_1 \cdot I_1}{h_1} + \frac{\eta_2 \cdot E_2 \cdot I_2}{h_2} + \frac{\eta_3 \cdot E_3 \cdot I_3}{L_3} + \frac{\eta_4 \cdot E_4 \cdot I_4}{L_4}} \cdot \left[\frac{w_3 \cdot L_4^2}{4 \cdot (\eta_4 - 1)} - \frac{w_4 \cdot L_3^2}{4 \cdot (\eta_3 - 1)} \right] =$$

$$\frac{6.499 \cdot 10^5}{6.499 \cdot 10^5 + 6.749 \cdot 10^5 + 1.716 \cdot 10^5 + 1.716 \cdot 10^5} \cdot [328.02 \cdot 10^5 - 93.239 \cdot 10^5] = 91,5 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где $h_1 = 4050$ мм, $h_2 = 3900$ мм – высота столбов;

$L_3 = L_4 = 5370$ мм – длина в свету ригелей;

$\eta_1 = \eta_2 = \eta_3 = \eta_4 = 4$; $E_1 = E_2 = 7000$ МПа модуль упругости столбов;

$E_3 = E_4 = 30000$ МПа – модуль упругости левого, правого ригелей;

$I_1 = I_2 = 0.094$ м⁴ момент инерции столбов;

$I_3 = I_4 = 0.00768$ м⁴ момент инерции ригелей, см. рис. 1.

С определенной долей вероятности распределения момента по высоте столба будет выглядеть в соответствии с рис. 2.

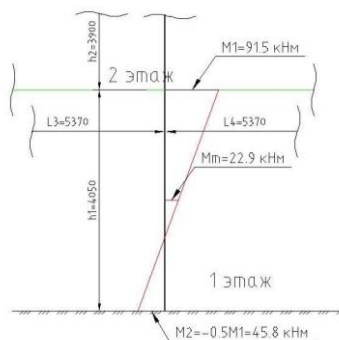


Рис.2. К определению моментов в столбе

Для дальнейших расчетов примем $M_1 = 91.5$ кНм. Согласно Д.3 [1] изгибающий момент уменьшим на коэффициент η .

$$\eta = (1 - \frac{k_m}{4}) = 0.935$$

$$k_m = \frac{\frac{\eta_3 \cdot E_3 \cdot I_3}{L_3} + \frac{\eta_4 \cdot E_4 \cdot I_4}{L_4}}{\frac{\eta_1 \cdot E_1 \cdot I_1}{h_1} + \frac{\eta_2 \cdot E_2 \cdot I_2}{h_2}} = 0.259 \leq 2$$

$$M_{Ed} = M_1 \cdot \eta = 91.5 \cdot 0.935 = 85.6 \text{ кНм}$$

Суммарный эксцентриситет приложения нагрузки по верхней грани столба:

$$e_1 = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} + e_{he,1} + \frac{h_{ef}}{450} = \frac{85.6}{2662} + 0 + \frac{3.038}{450} = 0.039 \text{ м} \leq 0.05 \cdot t = 0.052 \text{ м},$$

где N_{Ed} – расчетное значение продольного усилия в верхнем сечении столба (под ригелями), равно максимальному продольному усилию $N_{Ed,2}$ за вычетом массы столба первого этажа и функциональной нагрузки с левого ригеля.

$$N_{Ed} = N_{Ed,2} - G_{d,столба} - 97.7 \cdot \frac{6.4}{2} = 3074 - 99 - 97.7 \cdot \frac{6.4}{2} = 2662 \text{ кН}.$$

Так как гибкость столба менее 15 (п. 10.1.2.2.2) эксцентриситет вследствие ползучести принимается равным 0.

Для дальнейших расчетов примем $e_1 = 0.052$ м

Определение значения коэффициента уменьшения Φ_1 .

$$\Phi_1 = 1 - 2 \cdot \frac{e_1}{t} = 0.899$$

Проверяем условие:

$$\begin{aligned} N_{Rd} &= A_{столб} \cdot \Phi_1 \cdot f_d = \\ &= 1.0609 \cdot 0.899 \cdot 3.2 = 3052 \text{ кН} \geq N_{Ed,2} = 3074 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Условие не соблюдается, недобор прочности составляет 0.7%, что допустимо с учетом возможного уменьшения сечения столбов на вышележащих этажах.

Теперь просчитаем этот же столб используя упрощенную формулу по определению коэффициента уменьшения Φ . /2/страница D10

$$\Phi_1 = 0.9 \cdot \frac{a}{t} = 0.9 \cdot \frac{1.030}{1.030} = 0.9$$

$$\Phi_2 = 0.85 \cdot \left(\frac{a}{t}\right) - 0.0011 \cdot \left(\frac{h_{ef}}{t}\right)^2 = 0.85 \cdot \frac{1.030}{1.030} - 0.0011 \cdot \left(\frac{3.038}{1.030}\right)^2 = 0.8404$$

$$\Phi = \min (\Phi_1, \Phi_2) = \Phi_2 = 0.8404$$

Разница между рассчитанными коэффициентами $\Phi = 0,8404$ и $\Phi_1 = 0,899$ составляет 6.5%,

где $a = 1.03\text{м}$ - величина опирания перекрытия на стену;

$t = 1.03$ толщина столба в плоскости опирания;

$h_{ef} = h_{\text{этажа}} \cdot p_2 = 4.050 \cdot 0.75 = 3.038 \text{ м}$;

$p_2 = 0.75$ -понижающий коэффициент.

Проверяем условие:

$$N_{Rd} = A_{\text{столб}} \cdot \Phi \cdot f_d = 1.0609 \cdot 0.8404 \cdot 3.2 = 2853 \text{ кН} \geq N_{Ed,2} = 3074 \text{ кН}$$

Условие не соблюдается, недобор прочности составляет 7.2%.

Вывод. Расчет по определению коэффициентов Φ двумя способами показал расхождение 7.2% при определении прочности каменного столба. Рамный метод определения Φ более трудоемкий. Эффект точного расчета Φ , незначителен при определении окончательного сечения сжатого каменного элемента кратно размера камня.

Инженер вправе выбирать более оптимальный метод при определении коэффициента Φ .

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. ТКП 45-5.02-308-2017. Каменные и армокаменные конструкции. Строительные нормы проектирования. Минск 2017.
2. Gewerk Mauerwerksbau: richtig ausführen - Fehler vermeiden. Helmut Bruckner. Fraunhofer-IRB-Verlag, 2002.
3. Mauerwerk-Kalender 2014. Bemessen, Bewehren, Bestigen.