УДК 624.046 : 624.012.82

РОЗРАХУНОК МІЦНОСТІ АРМОВАНИХ ЦЕГЛЯНИХ СТОВПІВ НА ОСНОВІ ЕКСТРЕМАЛЬНОГО КРИТЕРІЮ

Крітов В.О.
ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»
м. Київ, Україна

Павліков А.М., Григорова О.В., Федоров Д.Ф.
Полтавський національний технічний університет
імені Юрія Кондратюка
м. Полтава, Україна

АНОТАЦІЯ: Наведена методика та формули визначення міцності поздовжньо армованих центрально завантажених цегляних стовпів на основі екстремального критерію, з урахуванням зміни непружних властивостей кладки та діаграму роботи арматури.

АННОТАЦИЯ: Приведена методика и формулы определения прочности продольно армированных центрально загруженных кирпичных столбов на основании экстремального критерия, с учетом изменения не упругих качеств кладки и диаграмму работы арматуры.

ABSTRACT: The method and formulas for strength analysis of reinforced masonry columns under uniform axial compression is shown. The method based on extreme criteria. The reduction of elastic properties of masonry and reinforcement are taking into account.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: цегляна кладка, армування, стиск, діаграма стану.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Традиційна галузь будівництва житлових багатоповерхових будівель з цегли за останні роки висуває нові вимоги, серед яких підвищення кількості поверхів, забезпечення енергоефективних технічних рішень, ускладнення архітектурних форм. Щоб відповідати потребам галузі розрахунки конструкцій з цегли повинні удосконалюватись. Збільшення міцності кладки і застосування нових теплоізоляційних матеріалів дозволяє підбирати товщину цегляної стіни з умов міцності, а не теплоізоляції, та одночасно підвищувати поверховість. Однак, це викликає необхідність врахування особливостей роботи конструктивних систем цегляних будинків. Наприклад, виникнення позацентрового стиску з великими ексцентриситетами потребує застосування поздовжнього армування цегляних елементів.

Підвищити ефективність використання матеріалів можливо шляхом застосування сучасної теорії розрахунку, яка базується на використанні діаграми «напруження – деформації», що враховує нелінійну зміну фізичних властивостей цегляної кладки. Основні положення цієї теорії закладені у діючих державних нормативних документах [1] та закордонних нормах [2] та працях [7, 8].

АНАЛІЗ РОЗРОБОК І ПУБЛІКАЦІЙ, В ЯКИХ ЗАПОЧАТКОВАНО РОЗВ'ЯЗАННЯ ДАНОЇ ПРОБЛЕМИ

Авторами роботи [3] було сформульовано до використання у деформаційній моделі екстремальний критерій, що робить можливим аналітичне визначення величини деформацій кладки при руйнуванні елемента. Даний підхід більш точно характеризує опір цегляних елементів дії поздовжніх навантажень, особливо в передграничному та граничному станах, коли відбувається перерозподіл напружень у перерізі.

Питанню впровадження нелінійної деформаційної моделі у розрахунках армованих цегляних елементів при центральному стиску присвячена стаття [4]. Проте, отримані в ній залежності обмежені у використанні випадком пружної стадії роботи поздовжньої арматури і не можуть застосовуватись для більшості армоцегляних елементів.

Метою статті є розроблення методики розрахунку міцності поздовжньо армованих цегляних стовпів на основі деформаційної моделі з екстремальним критерієм, яка враховує не тільки зміну непружних властивостей кладки, а й повну діаграму роботи арматури.

РЕЗУЛЬТАТИ РОЗРАХУНКІВ

Визначення міцності поздовжньо армованих цегляних стовпів на основі екстремального критерію розглядається на прикладі задачі розрахунку міцності центрально завантаженого елемента. Відомими величинами виступають: площа поперечного перерізу цегляного елемента A, площа поперечного перерізу поздовжньої арматури A_s, міцнісні та деформативні характеристики кладки f, E та арматурної сталі f_y, E_s. Невідомими величинами виступають: напруження σ і деформації ε в цегляній кладці; напруження σ_s і деформації ε_s в арматурі; максимальне навантаження N_R.

Для знаходження невідомих у поставленій задачі складемо наступні рівняння:

– рівняння рівноваги нормального перерізу елемента (рівняння статики)

$$N = \sigma\, A + \sigma_s A_s\,, \qquad (1)$$

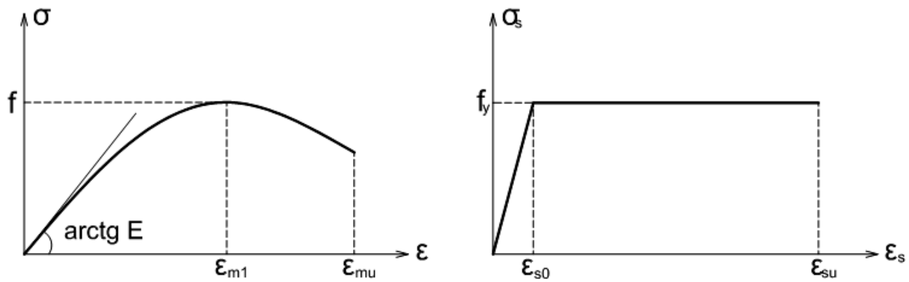
де σ, σ_s – напруження в цегляній кладці та арматурі відповідно,

A, A_s – площі поперечних перерізів кладки та арматури відповідно;

– геометричні залежності, що пов’язують деформації в перерізі (умова сумісності деформацій)

$$\varepsilon = \varepsilon_s\,; \qquad (2)$$

–рівняння фізичних залежностей між напруженнями та деформаціями, що описують діаграми стану кладки за ДБН [1] (рис. 1,а) та арматури відповідно до норм [5] (рис. 1,б).



а) б)

Рис. 1. Діаграма напружено-деформованого стану:
а) кладки, б) арматурної сталі

Функціональна залежність «напруження-деформації» для кладки прийнята за ДБН [5] у вигляді:

$$\sigma = f\left(K\left(\varepsilon/\varepsilon_{m1}\right)-\left(\varepsilon/\varepsilon_{m1}\right)^2\right)\Big/\left(1+(K-2)\left(\varepsilon/\varepsilon_{m1}\right)\right), \qquad (3)$$

де f , E – міцність та початковий модуль деформацій кладки, які визначаються залежно від марки каменю та марки розчину за [1],

$K = \varepsilon_{m_1} \cdot E / f$ – рівень пружно-пластичних властивостей кладки,

ε – поточне значення відносних деформацій кладки,

ε_{m_1} – значення відносних деформацій кладки при $\sigma = f$.

Діаграма фізичного стану арматури в загальному випадку виражається відомими залежностями:

$$\sigma_s = E_s \varepsilon_s \text{ (при } 0 \le \varepsilon_s < \varepsilon_{s0}\text{)}, \tag{4}$$

$$\sigma_s = f_y \text{ (при } \varepsilon_{s0} \le \varepsilon_s < \varepsilon_{su}\text{)}, \tag{5}$$

де $\varepsilon_s = f_y / E_s$,

ε_{su} – значення відносних деформацій арматурної сталі при максимальному навантаженні.

Форма записів (4) і (5) широко застосовується у наукових дослідженнях, однак є незручною, оскільки вимагає розгляду не менше двох випадків розрахунків, залежно від умов реалізації (4) чи (5). Крім цього, отримані в результаті проведених обчислень параметри НДС нормального перерізу необхідно перевірити на відповідність умовам прийнятого випадку.

Функціонально описати діаграму стану арматури можна використовуючи функцію Хевісайда *H(x)* [6], котра приймає значення 1 при x>0 та 0 при x<0. Таким чином, залежності (4) та (5) об'єднані в єдину аналітичну форму:

$$\sigma_s = f_y \left[1 - \left(1 - \varepsilon_s / \varepsilon_{s0} \right) \cdot H \left(1 - \varepsilon_s / \varepsilon_{s0} \right) \right]. \tag{6}$$

Ураховуючи відому апроксимаційну залежність для *H(x)* [6] отримано функцію, що описує графік на рис. 1,б у вигляді

$$\sigma_s = f_y \left(1 - \frac{1 - \varepsilon_s / \varepsilon_{s0}}{1 + e^{-\lambda \left(1 - \varepsilon_s / \varepsilon_{s0} \right)}} \right), \tag{7}$$

де λ – коефіцієнт апроксимації, для даного випадку може прийматись $\lambda \ge 100$.

При розрахунках міцності, відповідно до прийнятої деформаційної моделі, визначальним параметром є деформації кладки ε_u в момент досягнення навантаженням максимального значення:

$$N\left(\varepsilon_u\right) = N_R = max\, N\left(\varepsilon\right). \tag{8}$$

Цей критерій в науковій літературі [3-5] носить назву екстремального критерію міцності.

Складаємо рівняння, яке описує зміну несучої здатності елемента залежно від деформацій кладки:

$$\left.\frac{dN}{d\varepsilon}\right|_{\varepsilon=\varepsilon_u} = 0 \cdot \qquad (9)$$

Для застосування прийнятого критерію (8) у формі (9) отримаємо функціональну залежність $N(\varepsilon)$. Для цього підставимо у рівність (1) вирази (2),(3) і (7):

$$N = f\,A\left(\frac{K(\varepsilon/\varepsilon_{m1}) - (\varepsilon/\varepsilon_{m1})^2}{1+(K-2)(\varepsilon/\varepsilon_{m1})}\right) + f_y A_s\left(1 - \frac{1-\varepsilon/\varepsilon_{s0}}{1+e^{-\lambda(1-\varepsilon_s/\varepsilon_{s0})}}\right), \qquad (10)$$

Умова (9) тепер набуде такого вигляду:

$$\frac{f}{\varepsilon_{m1}} \cdot \frac{(1-\eta)(K+\eta(K-2))}{(1+\eta(K-2))^2} + \frac{\mu_s f_y}{\varepsilon_{s0}} \cdot \frac{(1+e^B(1-B))}{(1+e^B)^2} = 0, \qquad (11)$$

де $\eta = \varepsilon/\varepsilon_{m1}$, $B = (\varepsilon/\varepsilon_{s0} - 1)\lambda$,

$\mu_s = A_s/bh$ – коефіцієнт армування.

Розв’язок (11) отримано у вигляді:

$$\varepsilon_u = \frac{\varepsilon_{s0}\cdot e^{-B_{u1}} + \varepsilon_{u1}}{(e^{-B_{m1}}+1)(e^{-B_{u1}}+1)} + \frac{\varepsilon_{m1}}{(e^{B_{m1}}+1)}, \qquad (12)$$

де $B_{u1} = (\varepsilon_{u1}/\varepsilon_{s0} - 1)\lambda$, $B_{m1} = (\varepsilon_{m1}/\varepsilon_{s0} - 1)\lambda$;

$$\varepsilon_{u1} = \frac{1}{K-2}\left(\frac{K-1}{\sqrt{1-(K-2)\left(\mu_s(\varepsilon_{m1}/\varepsilon_{s0})(f_y/f)\right)}} - 1\right)$$ – характерне значення фібрових деформацій кладки при заданому армуванні.

Формула (12) може бути застосована для будь-яких кам’яних поздовжньо армованих елементів при центральному стиску. Міцність поздовжньо армованого цегляного елемента визначається за формулою (10) при підстановці значення деформацій $\varepsilon = \varepsilon_u$.

ВИСНОВКИ

Розроблена методика визначення міцності дозволяє розраховувати будь-які кам’яні поздовжньо армовані елементи із урахуванням усіх стадій роботи кладки і арматури. Отримано аналітичні формули для визначення в загальному випадку деформацій та міцності для центрально завантажених армокам’яних елементів.

ЛІТЕРАТУРА

1. Кам’яні та армокам’яні конструкції : ДБН В.2.6-162:2010. – К. : Мінрегінобуд України, 2011. – 97 с.
2. EN 1996-1 : (Final draft, October 2001). Eurokode 6 : Design of Masonry Structures Part 1-1 : Common rules for reinforced and unreinforced masonry structures. – Brussels, 2002. – 123 c.
3. Митрофанов В.П. Екстремальний критерій міцності залізобетонних елементів у деформаційній моделі / В.П. Митрофанов, А.М. Павліков // Будівельні конструкції : зб. наук. праць. – К. : НДІБК, 2005. – Вип. 62. – кн. 1. – С. 205 – 212.
4. Лаврінець О.Г. Розрахунок міцності поздовжньо армованих центрально стиснутих стовпів із цегляної кладки з урахуванням її нелінійних властивостей / О.Г. Лаврінець // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. пр. – Рівне : НУВГП, 2011. – № 22. – С. 399 – 404.
5. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6-98:2009. – К. : Мінрегінобуд України, 2011. – 71 с.
6. Колмогоров А.Н. Элементы теории функций и функционального анализа / А.Н. Колмогоров, С.В. Фомин. – М. : Главн. ред. физ.–мат. лит. изд-ва «Наука», 1976. – 544 с.
7. Hendry A.W. Design of masonry structures / A.W. Hendry, B.P. Sinha, S.R. Davies. – Taylor S Francis, 2004.
8. Narendra Taly. Design of reinforced masonry structures. – The McGraw–Hill Companies, 2010.

Стаття надійшла до редакції 01.03.2013 р.