

Ю.В. Гуцуляк к.т.н., доцент, О.І. Башинський к.т.н., В.В. Артеменко, Д.Л. Дубина (Львівський державний університет безпеки життєдіяльності)

РОЗРАХУНОК МЕЖИ ВОГНЕСТІЙКОСТІ ПОЗАЦЕНТРОВО-СТИСНУТОЇ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ КОЛОНИ

У роботі визначено межу вогнестійкості залізобетонної колони навантаженої зосередженою силою, яка прикладена не в центрі ваги поперечного перерізу. Розглянуто загальний випадок, коли сила не лежить на жодній головній осі з невеликим ексцентриситетом, при цьому в колоні виникають тільки стискальні напруження

Ключові слова: залізобетон, температура, межа вогнестійкості, бетон, колона, арматура

Межа вогнестійкості залізобетонних колон розрахунковим методом може бути визначена за втратою несучої здатності – R .

У загальному випадку для розрахунку межі вогнестійкості бетонних та залізобетонних конструкцій необхідно [1]:

- провести теплотехнічний розрахунок температур прогріву перерізів бетонних та залізобетонних конструкцій при стандартному температурному режимі;
- виконати розрахунок за несучою здатністю бетонних та залізобетонних конструкцій при стандартному температурному режимі.

Момент часу впливу пожежі τ_r , при якому несуча спроможність конструкції знизиться до величини діючого нормативного навантаження буде фактичною межею вогнестійкості конструкції за втратою її несучої спроможності R .

При визначенні межі вогнестійкості несучих залізобетонних колон були вибрані елементи завантажені позацентровою стискальною силою.

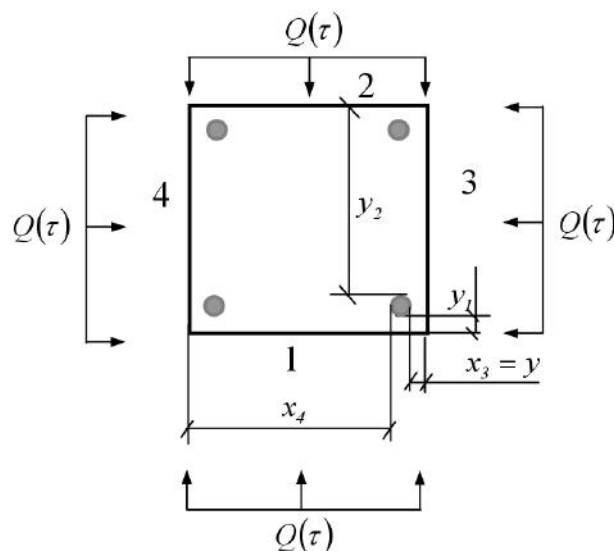


Рис. 1. Розрахункова схема колони

Розглянемо залізобетонну колону квадратного поперечного перерізу рис. 1 із стороною h та розрахунковою довжиною $l_0 = \mu l$, завантажену нормативним навантаженням $N_H; M_x; M_y$; із заданими характеристиками бетону та арматури (клас бетону та арматури, її

площа кількість стержнів та їх розташування). Відстань від поверхні колони до краю арматури y . Прийmemo, що обігрів залізобетонної колони здійснюється з чотирьох сторін.

Критичне значення стискальної сили для заданої колони [2]:

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{l_0^2} \left[\left(\frac{I}{\varphi_l} \cdot \frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \alpha I_s \right] \quad (1)$$

де I, I_s – моменти інерції відповідно всього перерізу і арматури відносно центральних осей; l_0 – розрахункова довжина колони; φ_l – коефіцієнт, який враховує вплив тривалої дії навантаження на прогин; $\delta_e = e_0/h = 0,068/0,6 = 0,011$; $\alpha = E_s/E_b = 5,5$ – коефіцієнт зведення перерізу арматури до бетонного перерізу.

Момент інерції поперечного перерізу колони та арматури визначають методами опору матеріалів[3].

Визначаємо ексцентриситет (див. рис.2)

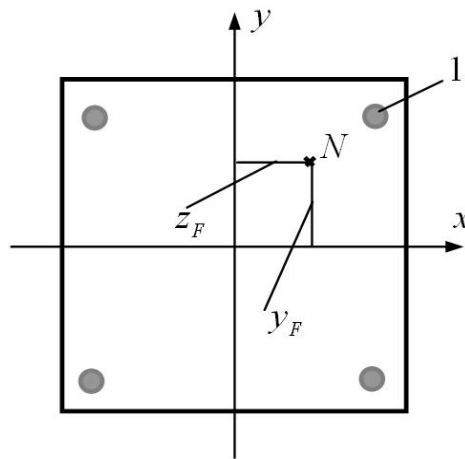


Рис. 2. Схема навантаження колони

$$a_y = M_x / N; \quad a_x = M_y / N; \quad e_0 = \sqrt{a_x^2 + a_y^2}. \quad (2)$$

У нашому випадку приймаємо, що ексцентриситет невеликий, тобто силу прикладаємо в ядрі перерізу, а отже напруження виникатимуть в колоні тільки одного знаку (стиск), а критичне значення стискальної сили значно перевищує значення прикладеної стискальної сили.

Розв'язуємо теплотехнічну задачу вогнестійкості для заданої залізобетонної колони - визначаємо температуру прогріву арматури та бетону при заданих моментах часу впливу стандартної пожежі. В силу симетрії будемо розглядати один з чотирьох арматурних стержнів, розташований між поверхнями 1 та 3, див. рис. 1.

Задаємося часом впливу стандартного температурного режиму на колону τ хв.

Визначаємо товщину прогрітого шару на момент часу τ хв:

$$h_{red} = \sqrt{0,2\alpha_{red}\tau}. \quad (4)$$

Значення параметрів x_i^* :

$$\begin{aligned} x_i^* &= Y_i + \varphi_1 \cdot \sqrt{\alpha_{red}} + \varphi_2 d_s; \quad x_1^* = x_3^* = y_1 + \varphi_1 \cdot \sqrt{\alpha_{red}} + \varphi_2 d_s; \\ x_2^* &= x_4^* = (h - y_i - d_s) + \varphi_1 \cdot \sqrt{\alpha_{red}} + \varphi_2 d_s; \end{aligned} \quad (5)$$

Відносні відстані r_i :

$$r_i = x_i^* / h_{red} \leq 1,0; , \text{ при } r > 1 \text{ приймаємо } r_i = 1. \quad (6)$$

Температуру прогріву арматури в момент часу τ – хв впливу стандартного температурного режиму визначають за формулою:

$$t(\tau) = 1220 - 1200 \cdot [1 - (1 - r_1)^2 - (1 - r_2)^2] \cdot [1 - (1 - r_1)^2 - (1 - r_1)^2] \text{ } ^\circ\text{C}. \quad (7)$$

Визначаємо непрогріту площу бетону, яка зберегла свою міцність в момент часу τ хв та згідно табл.[1] знаходимо критичну температуру прогріву для бетону.

Відносну відстань r до середини поверхні яка обігривається, при чотиристоронньому обігріві знаходимо за формулою:

$$r = \frac{(0,5h + \varphi_1 \cdot \sqrt{\alpha_{red}})}{\sqrt{0,2\alpha_{red}\tau}}, \text{ якщо } r > 1 \text{ приймаємо } r = 1.$$

$$\text{Параметр } k \text{ визначаємо за формулою } k = 1 - 2(1 - r)^2 = 1. \quad (8)$$

Відносну відстань r_3 визначаємо за формулою:

$$r_3 = 1 - \sqrt{\frac{1200k - 1200 + t^{cr}}{1220k}}. \quad (9)$$

Товщина критично прогрітого шару бетону біля середини поверхні яка обігривається:

$$\delta_c^{cr} = r_3 \cdot \sqrt{0,2\alpha_{red}\tau} - \varphi_1 \sqrt{\alpha_{red}}. \quad (10)$$

Відносну відстань r_k в куті колони, при чотири сторонньому обігріві, визначаємо за формулою:

$$r_k = 1 - \sqrt{1 - \sqrt{\frac{1220 - t^{cr}}{1220}}}. \quad (11)$$

Визначаємо товщину критично прогрітого шару бетону в куті колони за формулою враховуючи, що в нашому випадку $r_3 = r_k$:

$$\delta_k^{cr} = \sqrt{\alpha_{red}} \cdot (r_k \cdot \sqrt{0,2 \cdot \tau} - \varphi_1), \text{ м}. \quad (12)$$

Значення поправочного коефіцієнта ψ :

$$\psi = \frac{h - 2\delta_k^{cr}}{h - 2\delta_c^{cr}} - 0,2. \quad (13)$$

Площа непрогрітого шару бетону:

$$A = \psi(h - 2\delta_c^{cr})^2, \text{ м}^2. \quad (14)$$

Сторона квадрату робочої площі поперечного перерізу бетону дорівнює:

$$h_b(\tau) = \sqrt{A}, \text{ м}. \quad (15)$$

Виконуємо розрахунок за несучою здатністю колони при стандартному температурному режимі в момент часу τ , хв. Для цього визначаємо значення коефіцієнта

повздожнього згину колони $\varphi(\tau)$ з врахуванням зменшення робочого перерізу бетону при стандартному температурному режимі, залежно від гнучкості колони:

Несуча спроможність колони при стандартному температурному режимі в момент часу $\tau = 0$ складається із несучої здатності бетону та арматури і становить [1]:

$$\Phi(\tau) = \varphi(N_{su} + N_{bu}), H. \quad (16)$$

Максимальне стискальне навантаження яке сприймається арматурою можна визначити виходячи із умови міцності позацентрово-стиснутих стержнів [2]:

$$\sigma = \frac{N_{su}}{A_s} \left(1 + \frac{z_F}{i_y^2} z_{max} + \frac{y_F}{i_z^2} y_{max} \right) \leq R_{su}, \quad (17)$$

де z_F, y_F – координати тачки прикладання сили; z_{max}, y_{max} – координати найбільш віддаленої точки арматури в якій виникає максимальне напруження; A_s – сумарна площа арматури; R_{su} – розрахунковий опір арматури на стиск.

Максимальне стискальне навантаження яке сприймається арматурою:

$$N_{su} = \frac{R_{su} \cdot A_s}{\varphi_{se}}, \quad (18)$$

де $\varphi_{se} = \left(1 + \frac{z_F}{i_y^2} z + \frac{y_F}{i_z^2} y \right)$ – коефіцієнт який враховує величину ексцентриситету, при центральному прикладанні сили рівний одиниці.

Максимальне стискальє навантаження яке сприймається бетоном буде

$$N_{bu} = R_{bu} A. \quad (19)$$

Максимальне стискальне навантаження яке сприймається колоною становить:

$$\Phi(\tau) = \varphi \left(\frac{R_{su} \cdot A_s}{\varphi_{se}} \gamma_{st} + R_{bu} A \right), H. \quad (20)$$

Розрахунок межі вогнестійкості несучих колон.

З метою перевірки отриманих результатів було визначено межу вогнестійкості несучих залізобетонних колон торгового центру в с. Сокільники завантажених найбільшими силовими факторами: залізобетонна колона квадратного поперечного перерізу (рис. 1) із стороною $h = 0,6$ м та розрахунковою довжиною $l_0 = \mu l = 0,7 \cdot 4,65 = 3,25$ м. при:

навантаженні на колону:

перший випадок навантаження:

$$N = 7751 \text{кН}; \quad M_x = 45,6 \text{кНм}; \quad M_y = 26,3 \text{кНм};$$

другий випадок навантаження:

$$N = 6945 \text{кН}; \quad M_x = 394,2 \text{кНм}; \quad M_y = 263,3 \text{кНм}.$$

Бетон важкий на гранітному заповнювачі класу B35 для якого - $\rho_b = 2350$ кг/м³.

Арматура: 20 стержнів класу A-IV – діаметром $d_s = 32$ мм, загальною площею $A_s = 160,84 \cdot 10^{-4}$ м².

Відстань від поверхні колони до краю арматури $y = 0,05$ м.

Визначаємо ексцентриситет:
перший випадок навантаження:

$$a_y = M_x / N = 45,6 / 7751 = 0,0059 \text{ м};$$

$$a_x = M_y / N = 26,3 / 7751 = 0,0034 \text{ м};$$

$$e_0 = \sqrt{a_x^2 + a_y^2} = 0,0068 \text{ м}.$$

другий випадок навантаження:

$$a_y = M_x / N = 394,2 / 7751 = 0,051 \text{ м};$$

$$a_x = M_y / N = 263,3 / 7751 = 0,034 \text{ м};$$

$$e_0 = \sqrt{a_x^2 + a_y^2} = 0,061 \text{ м}.$$

В обох випадках ексцентриситет невеликий, а отже напруження виникатимуть в колоні тільки одного знаку (стиск), а критичне значення стискальної сили значно перевищує (в 280 разів) прикладену силу, тому розрахунок межі вогнестійкості колони виконаємо за таким алгоритмом:

1. Вибираємо необхідні для розрахунків табличні значення:

значення нормативного та розрахункового опорів на стиск для заданого класу В35 бетону при визначенні вогнестійкості - $R_b = 19,5 \text{ МПа}$; $R_{bn} = 25,5 \text{ МПа}$; $R_{bu} = 30,7 \text{ МПа}$;

значення нормативного та розрахункового опорів арматури класу А IV – $R_s = 510 \text{ МПа}$; $R_{sn} = 590 \text{ МПа}$; $R_{su} = 655 \text{ МПа}$, сумарна площа 20-ти стержнів діаметром 32 мм. – $A_s = 160,84 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$;

значення приведенного коефіцієнта температуропровідності для прогрітого шару бетону колони – $\alpha_{red} = 0,001321 \text{ м}^2/\text{год}$;

значення коефіцієнтів φ_1 і φ_2 , для важкого бетону із $\rho_b = 2350$ - $\varphi_1 = 0,62$, $\varphi_2 = 0,5$.

2. Розв'язуємо теплотехнічну задачу вогнестійкості, для заданої залізобетонної колони – визначаємо температуру прогріву арматури та бетону при заданих моментах часу впливу стандартної пожежі. В силу симетрії будемо розглядати один з чотирьох арматурних стержнів, розташований між поверхнями 1 та 3, див. рис. 1.

3. Визначаємо межі вогнестійкості колони для обох випадків навантаження та заносимо результати розрахунків в таблицю 1.

Таблиця 1

Час, хв	60	120	180
Товщина критично прогрітого шару бетону, м	0,024426	0,04388	0,58807
Температура прогріву арматури °С	222	550	717
Площа непрогрітого шару, м ²	0,222656	0,18092	0,15544
Гнучкість колони λ	6,9	7,64	8,25
Коефіцієнт умов роботи арматури γ_e	1,0	0,5	0,083
Несуча спроможність колони, кН (перший випадок навантаження)	16795,5	10034,2	5598,3
Несуча спроможність колони, кН (другий випадок навантаження)	13721,2	8997	5343,5

Визначаємо фактичну межу вогнестійкості колони методом ітерацій:

ПЕРШИЙ ВИПАДОК Межа вогнестійкості залізобетонної колони за втратою несучої спроможності $R150,9$. Клас вогнестійкості колони при такому навантаженні $R150$, межа вогнестійкості $M0$ і згідно табл. 4 [4], колона має I ступінь вогнестійкості.

ДРУГИЙ ВИПАДОК: Межа вогнестійкості залізобетонної колони за втратою несучої спроможності $R153,7$. Клас вогнестійкості колони при такому навантаженні $R150$, межа вогнестійкості $M0$ колона має I ступінь вогнестійкості.

Висновки.

1. Розроблено методику розрахунку межі вогнестійкості несучих залізобетонних колон, які працюють на позацентровий стиск.
2. Отримані залежності дозволяють проводити розрахунки межі вогнестійкості залізобетонних колон тільки при навантаженнях прикладених в ядрі перерізу колони, тобто при навантаженнях, які викликають в колоні напруження тільки одного знаку (тільки стиск).
3. Одержані результати при центральному прикладанні стискальної сили повністю збігаються з отриманими в [1].
4. Випадок великих ексцентриситетів (в перерізі виникають напруження різних знаків – стиск та розтяг) вимагає подальших досліджень.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ:

1. Ройтман В.М. Инженерные решения по оценке огнестойкости проектируемых и реконструируемых зданий / В.М. Ройтман. – М.: Ассоциация «Пожарная безопасность и наука», 2001. – 382 с.
2. Бучок Ю. Ф. Будівель конструкції. Основи розрахунку / Ю.Ф. Бучок – К.: Вища школа, 1994. - 466 с.
3. Гурняк Л. І. Опір матеріалів / Л.І. Гурняк, Ю.В. Гуцуляк, Т.Б. Юзьків. – Львів: Новий світ -2000, 2005. – 362 с.
4. «Пожезна безпека об'єктів будівництва»: ДБН В.1.1-7-2002.

Ю.В. Гуцуляк к.т.н., доцент, О.І. Башинский к.т.н., В.В. Артеменко, Д.Л. Дубина

РАСЧЕТ ПРЕДЕЛА ОГНЕСТОЙКОСТИ ВНЕЦЕНТРОВО-СЖАТОЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ КОЛОНЫ

В работе определено предел огнестойкости железобетонной колонны нагруженной сосредоточенной силой, приложенной вне центра тяжести поперечного сечения. Рассматривается общий случай когда сила не лежит ни на одной из главных осей, с небольшим эксцентриситетом, и в колонне возникают только сжимающие напряжения

Ключевые слова: железобетон, температура, предел огнестойкости, бетон, колонна, арматура

J.V. Hutsulyak, Candidate of Science (Engineering), Docent, O.I. Bashynskiy, Candidate of Science (Engineering), V.V. Artemenko, D.L. Dybuna

FIRE-RESISTANCE LIMIT OF REINFORCED CONCRETE VERTICAL CONSTRUCTION CALCULATION

The article deals with a fire-resistance limit of reinforced concrete vertical construction loaded with concentrated force, applied on the transversal section centre of gravity. A general occurrence, when the force does not lie on none of main axes, with small eccentricity, and there are only squeezing tensions in vertical construction is examined

Key words: reinforced concrete, temperature, concrete, column, steel reinforcement, fire-resistance limit, armature.