

*М.М. Семерак,<sup>1</sup> д-р техн. наук, професор,  
О.В. Некора,<sup>2</sup> канд. техн. наук, с.н.с., Д.В. Харишин<sup>1</sup>  
(<sup>1</sup>Львівський державний університет безпеки життєдіяльності,  
<sup>2</sup>Черкаський інститут пожежної безпеки імені Героїв Чорнобиля НУЦЗ України)*

## **НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН ТРУБОБЕТОННОЇ КОЛОНИ В УМОВАХ ТЕРМОСИЛОВОГО ВПЛИВУ ПОЖЕЖІ**

Проаналізовано конструктивні особливості трубобетонних конструкцій. Досліджено нестационарне температурне поле по товщині трубобетонної конструкції (бетонне ядро-сталева обойма) змодельованої у вигляді двошарового циліндра за умови зміни температури зовнішнього середовища за стандартним температурним режимом пожежі. Шляхом математичного моделювання процесу теплообміну під час пожежі між середовищем та трубобетонною конструкцією, методом кінцевих елементів спрогнозовано межу досягнення сталевую обоймою критичної температури. Результати досліджень представлені графічно.

**Ключові слова:** температурний режим пожежі, трубобетонна конструкція, нестационарне температурне поле, теплообмін, вогнестійкість.

*M. M. Semerak, O. V. Nekora, D. V. Kharyshyn*

## **STRESS-STRAIN STATE OF STEEL TUBE CONFINED CONCRETE PILLARS UNDER THE THERMAL POWER INFLUENCE OF FIRE**

The article deals with the structural features of steel tube confined concrete constructions. Unsteady temperature field through-the-thickness of steel tube confined concrete pillar (concrete-steel core – steel casing) was investigated. The pillar was modeled as a two-layer in conditions of ambient temperature changing under standard temperature-time curve. Mathematical modeling of heat transfer between the environmental air and steel tube confined concrete pillar was performed using finite elements method. Time of critical temperature achieving by steel casing was calculated. The research results are presented graphically.

**Keywords:** temperature mode of fire, steel tube confined concrete pillar, unsteady temperature field, heat, fire.

**Актуальність теми.** На сьогодні більшість будівель споруджується методом, за якого несучий каркас виконано з трубобетонних конструкцій. Отже необхідно дослідити їх поведінку в умовах пожежі. Найбільше потребує дослідження злагоджена поведінка бетонного ядра і зовнішньої сталеві оболонки за умов пожежі. Внаслідок різниці теплофізичних характеристик бетону і сталі у таких умовах бетонне ядро і сталева обойма працюють неефективно.

У процесі поступового збільшення температурного навантаження на трубобетонну конструкцію, ядро і обойма працюють спільно тільки в початковий період часу (під час першої стадії пожежі). Потім зовнішня оболонка прагне відірватися від поверхні бетону, сприяючи виникненню в ньому радіальних напружень розтягу. В результаті ефект бічного обтиснення і відповідно зміцнення бетонної ядра пропадає, і стає неможливим повністю використовувати ресурс обтиску сталеві оболонки в зв'язку з наявністю в ній поздовжніх зусиль. Бетон починає працювати окремо від оболонки в умовах одновісного стиску, а труба - тільки як поздовжня арматура.

**Постановка задачі.** Для моделювання напружено-деформованого стану трубобетонної колони в умовах високотемпературного впливу пожежі за стандартним температурним режимом, ми пропонуємо узагальнений інженерний підхід, заснований на використанні методу кінцевих елементів. Використаний метод базується на таких положеннях.

1. Для розрахунку напружено-деформованого стану трубобетонної колони використовується метод кінцевих елементів із нелінійним поведінням матеріалу.

2. Властивості матеріалу залежать від поточної деформації і температури нелінійно, а також допускаються великі деформації елементів конструкцій, що співставляються з їх розмірами.

3. При врахуванні температурного розподілу у труботетонній колоні під впливом пожежі із стандартним температурним режимом необхідно спочатку знайти температурне поле в конструкції.

4. Отримані системи нелінійних рівнянь, одержаних за методом кінцевих елементів, знаходяться із застосуванням методу ітерацій Ньютон-Рафсона, шляхом покрокового додавання діючого механічного навантаження на початковому етапі і покрокового додавання температурних навантажень на заключному етапі з інтервалом 1 хв.

5. Для моделювання напружено-деформованого стану у труботетонній колоні при пожежі використовуються повні діаграми деформування для бетону та арматури із спадаючою гілкою.

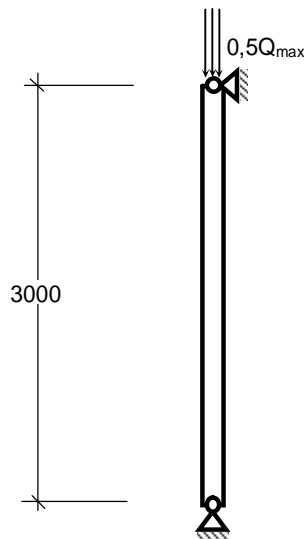
6. Робота навантаженого елемента і умови його пошкодження визначаються відповідною теорією міцності бетону.

7. Критерієм глобального руйнування елемента залізобетонної будівельної конструкції є:

- поява незбіжності обчислювального процесу через порушення геометричної незмінюваності системи;
- досягнення критичних пластичних деформацій в кінцевих елементах моделі;
- досягнення критичних величин глобальних переміщень точок елементів будівельних конструкцій.
- досягнення критичних величин швидкості наростання глобальних переміщень точок елементів залізобетонних будівельних конструкцій

При проведенні розрахунку було прийнято розрахункову схему до теплотехнічної задачі, що наведена в роботі [1]

На рис. 1 наведена розрахункова схема труботетонної колоні.



*Рисунок 1 – Розрахункова схема труботетонної колоні*

При врахуванні нелінійності механічних властивостей бетону та сталеві обійми використовуються рекомендації другої частини Eurocode 4 [2].

Відповідно до технічного опису колоні, характеристики міцності її матеріалів подані у табл. 1

Міцнісні параметри матеріалів трубобетонної конструкції

Матеріал	Міцність, МПа	Модуль пружності, МПа	Коеф. Пуассона
Бетон	30	$1,4 \cdot 10^4$	0,2
Сталева обойма	240	$2,1 \cdot 10^5$	0,3

Щоб врахувати зниження міцності бетону під час його нагрівання початкову міцність множимо на коефіцієнт зниження міцності [2]:

$$f_{ck,t}(\theta) = k_{c,t}(\theta)f_{ck,t} \quad (1)$$

де  $k_{c,t}(\theta)$  – коефіцієнт зниження міцності бетону залежно від температури.

Щоб врахувати нелінійності деформування бетону застосовуємо спеціальні діаграми, що описуються формулами [5]:

$$\begin{aligned} \text{при } 0 < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c1,T}, \quad \sigma(\varepsilon_c) &= \frac{3\varepsilon_c f_{ck,t}(\theta)}{\varepsilon_{c1,T} \left( 2 + \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1,T}} \right)^3 \right)}, \\ \text{при } \varepsilon_{c1,T} < \varepsilon_c < \varepsilon_{cul,\theta}, \quad \sigma(\varepsilon_c) &= f_{ck,t}(\theta) - \frac{f_{ck,t}(\theta)(\varepsilon_c - \varepsilon_{c1,T})}{\varepsilon_{cul,t} - \varepsilon_{c1,T}}, \end{aligned} \quad (2)$$

де  $\varepsilon_c$  – відносна деформація бетону,

$\varepsilon_{c1,T}$  – відносна деформація, до якої діаграма деформування зростає,

$\varepsilon_{cul,\theta}$  – гранична відносна деформація.

Для врахування зниження міцності сталі обойми колони під час її нагрівання початкова міцність помножується на коефіцієнт зниження міцності

$$f_{sy,t}(\theta) = k_s(\theta)f_{yk,t} \quad (3)$$

де  $k_s(\theta)$  – коефіцієнт зниження міцності сталі у залежності від температури.

Для діаграм деформування арматурної сталі робочі формули мають такий вигляд

$$\begin{aligned} \text{при } 0 < \varepsilon_s < \varepsilon_{s0} & \quad \sigma_s = E_{s,\theta} \varepsilon_s \\ \text{при } \varepsilon_{s0} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy} & \quad \sigma_s = f_{sp,\theta} - c + (b/a)[a^2 - (\varepsilon_{sy} - \varepsilon_s)^2]^{0,5}, \\ \text{при } \varepsilon_{sy} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{st} & \quad \sigma_s = f_{sy,\theta}, \\ \text{при } \varepsilon_{st} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{s2} & \quad \sigma_s = f_{sy,\theta} [1 - (\varepsilon_s - \varepsilon_{st})/(\varepsilon_{s0} - \varepsilon_{st})], \\ \text{при } \varepsilon_{s2} < \varepsilon_s & \quad \sigma_s = 0, \end{aligned} \quad (4)$$

де  $a, b, c$  – параметри, які визначаються за формулами:

$$\begin{aligned} a^2 &= (\varepsilon_{sy} - \varepsilon_{sp})(\varepsilon_{sy} - \varepsilon_{sp} + c/E_{s,\theta}), \quad b^2 = c(\varepsilon_{sy} - \varepsilon_{sp})E_{s,\theta} + c^2, \\ c &= \frac{(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})^2}{(\varepsilon_{sy} - \varepsilon_{sp})E_{s,\theta} - 2(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})}, \end{aligned} \quad (5)$$

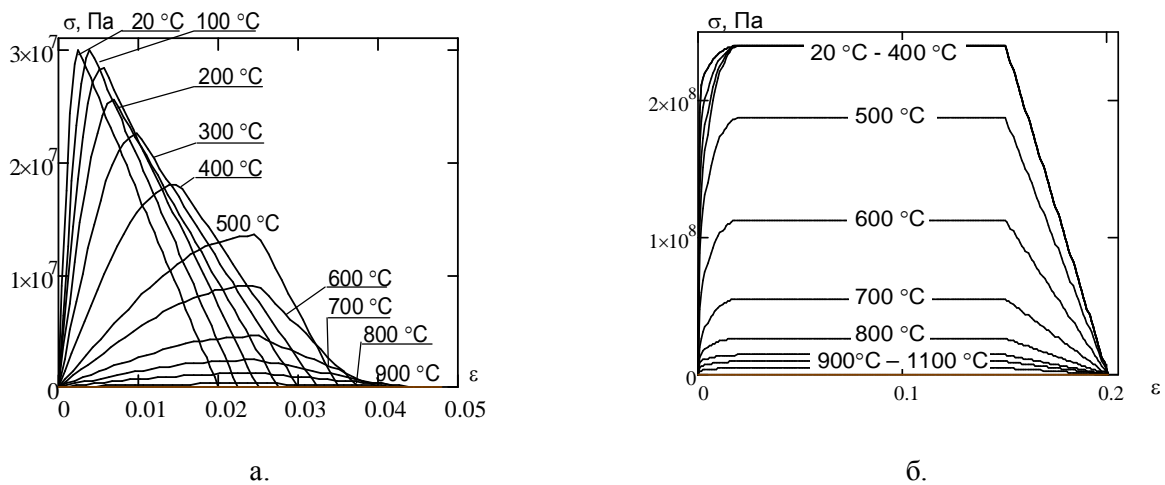
де  $\varepsilon_{sy}$  – деформація, при якій настає межа текучості,

$\varepsilon_{st}$  – деформація, при якій починається спадна ділянка діаграми,

$f_{sp,\theta}$  – границя пропорційності сталі,

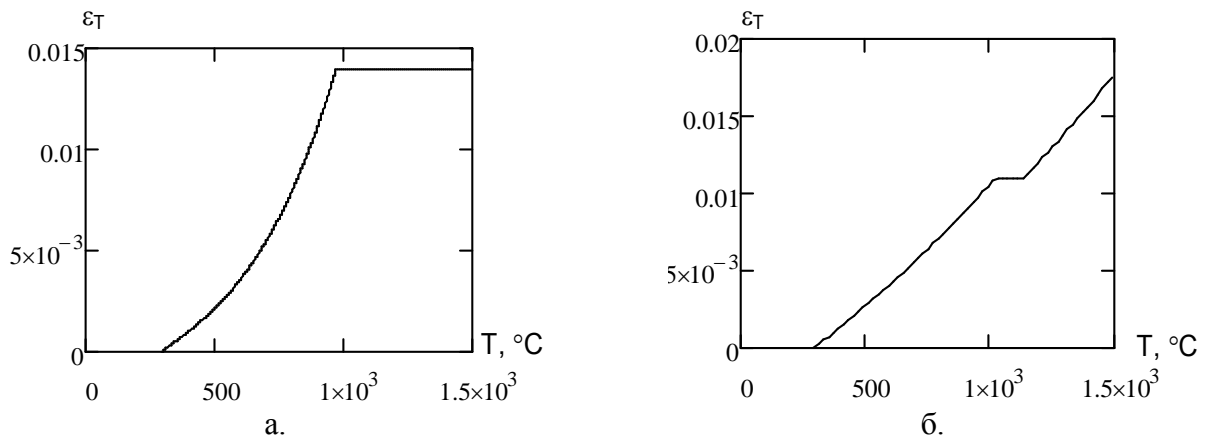
$E_{s,\theta}$  – модуль пружності сталі (залежний від температури нагрівання).

Використовуючи дані щодо міцності, були побудовані діаграми деформування бетону та арматурної сталі (рис. 2).



**Рисунок 2** – Діаграми деформування бетону (а) та сталі (б) трубобетонної колони за умов високих температур

Для врахування температурної деформації бетону та сталеві обійми застосовуються температурні залежності, рекомендовані у другій частині Eurocode 4. Дані залежності подані у вигляді температурних кривих на рис. 3



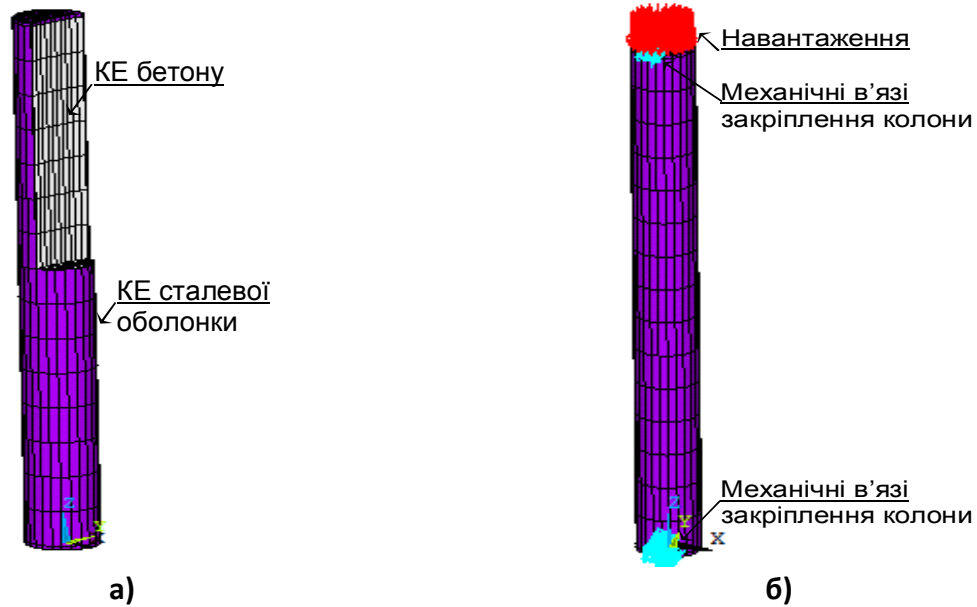
**Рисунок 3** – Залежність температурної деформації від температури бетону (а) та сталі (б) трубобетонної колони за умов високих температур

**Кінцево-елементна схема трубобетонної колони та алгоритм розрахунку її міцності в умовах пожежі.** Для здійснення розрахунку ми застосували кінцеві елементи для моделювання шару бетону та сталеві обійми, які мають форму гексаедричного твердотілого елемента лагранжевого типу. Тип цього елемента вибраний з огляду на рекомендації, що відомі з робіт [3, 4, 5].

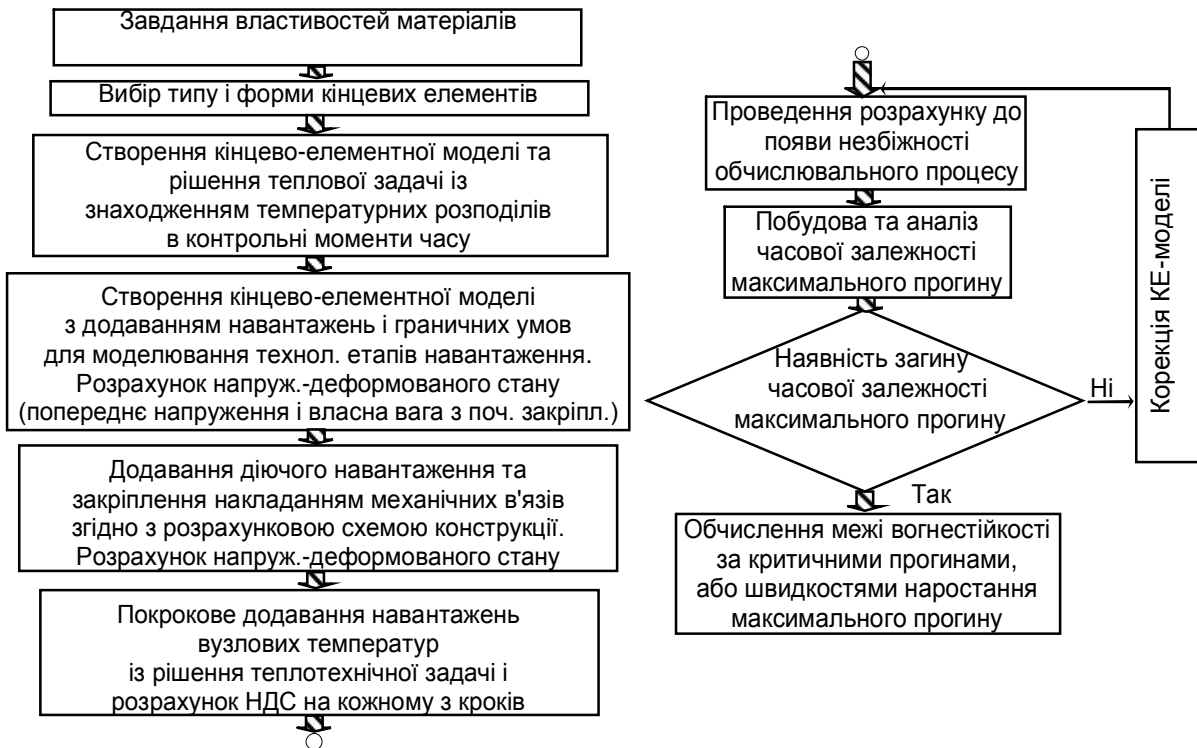
Враховуючи все викладене, була побудована кінцево-елементна схема трубобетонної колони, яка наведена на рисунку 4. На рисунку 4 також наведена схема прикладених до кінцево-елементної схеми граничних умов.

Блок-схема алгоритму обчислювального процесу визначення міцності трубобетонної колони наведена на рис. 5 та на рис.6.

При реалізації цього алгоритму був використаний основний математичний апарат методу кінцевих елементів, який складається із математичних моделей, та алгоритму обчислення, який дає змогу врахувати фізичну та геометричну нелінійність. Крім цього, використані моделі мають врахувати тріщиноутворення у бетоні. Тріщиноутворення у бетоні враховується при застосуванні відповідної теорії міцності бетону та модифікації матриць властивостей матеріалу при введенні нульової або ослабленої жорсткості у напрямках по відношенню до берегів утвореної тріщини.



**Рисунок 4** – Кінцево-елементна схема до статичної задачі (а) та схема прикладання граничних умов (б)

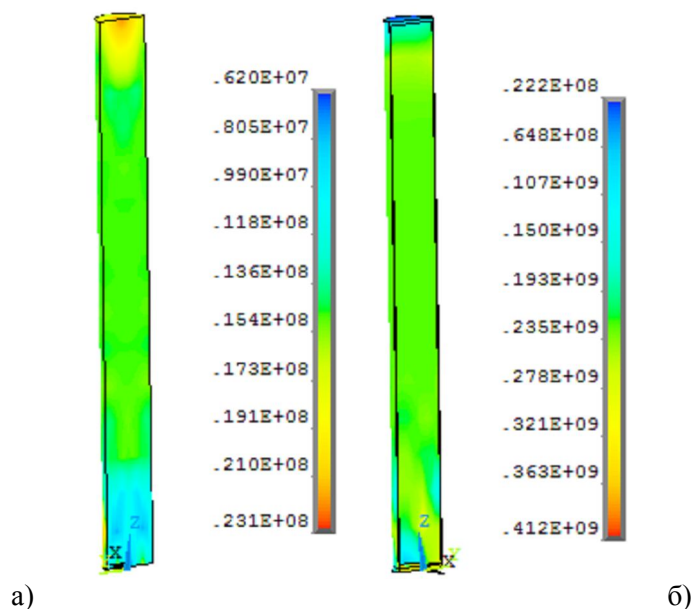


**Рисунок 5** – Структурна схема розрахункових процедур щодо визначення параметрів напружено-деформованого стану трубобетонної колони

**Рисунок 6** – Структурна схема визначення межі вогнестійкості за розрахованими параметрами напружено-деформованого стану

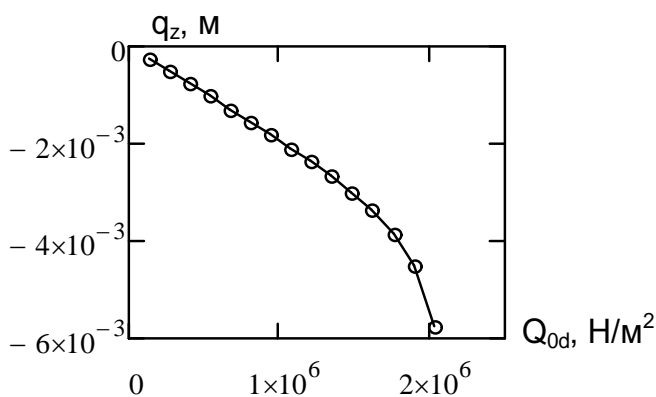
**Результати розрахунку напружено-деформованого стану трубобетонної колони в умовах пожежі.** При визначенні робочого навантаження трубобетонної колони спочатку було визначено величину руйнівного навантаження. З використанням математичної моделі напружено-деформованого стану, описаної у попередніх пунктах, був проведений чисельний експеримент щодо руйнування колони під дією механічного навантаження. При реалізації

чисельного експерименту поступово збільшували навантаження на верхній кінець колони за певну кількість кроків до його руйнівного значення. Після проведення розрахунку були отримані дані щодо напружено-деформованого стану на етапах прикладання навантаження. На рис. 7 наведені розподіли найбільшої інтенсивності напружень при настанні граничного стану у шарах бетону та у сталевій оболонці.



**Рисунок 7** – Розподіли інтенсивності напружень у момент руйнування: а – у шарах бетону трубо бетонної колони; б – у шарах сталевій оболонки

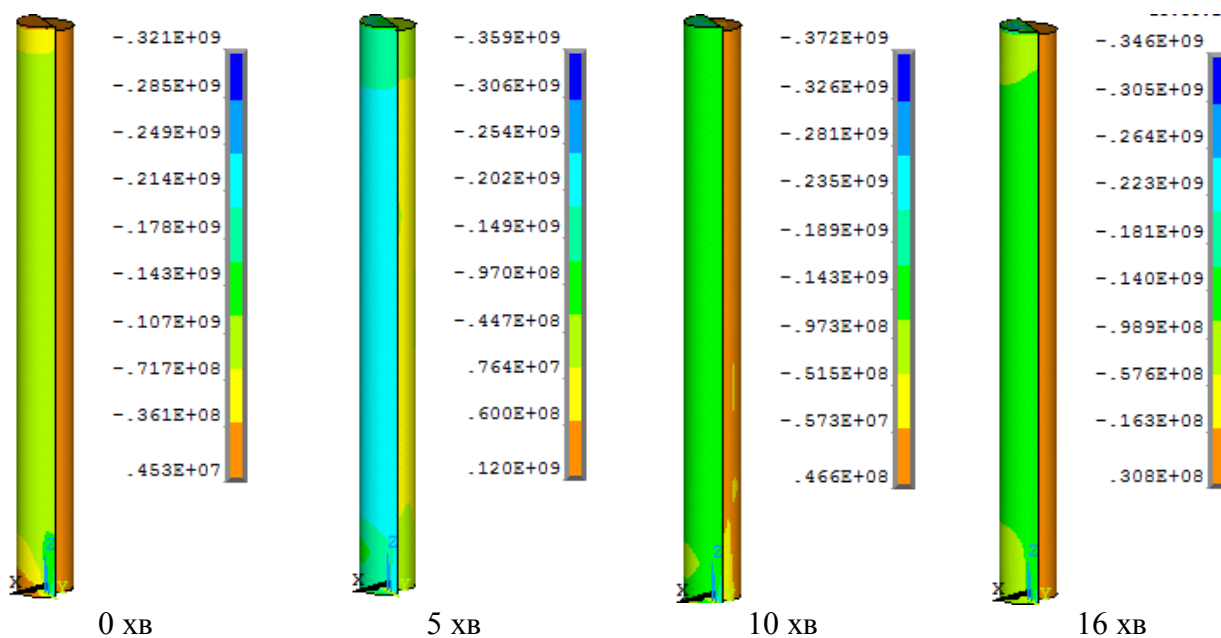
На рис. 8 представлений графік максимального переміщення верхнього кінця колони при його поступовому завантаженні розподіленним навантаженням до руйнування.



**Рисунок 8** – Графік максимального переміщення верхнього кінця труботонної колони у залежності від прикладеного розподіленого навантаження

Попередній розрахунок труботонної колони показав, що її руйнування настає при навантаженні  $Q_{\max} = 2,1 \text{ МН/м}^2$ . Тобто руйнівна сила дорівнює  $N_{\max} = 29,7 \text{ МН}$ .

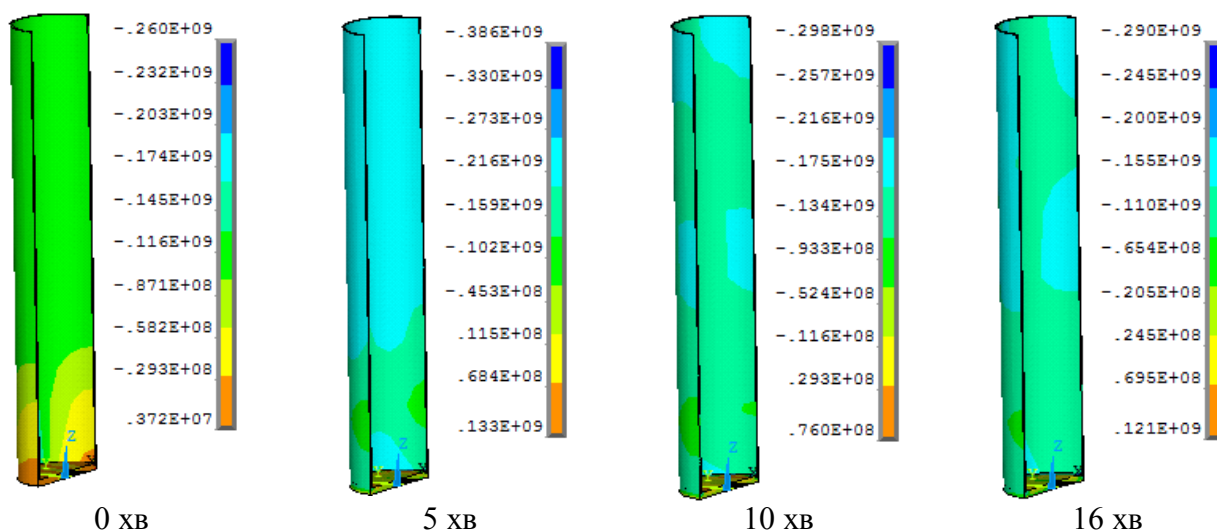
Для розрахунку згідно з розрахунковою схемою, було прикладене робоче навантаження величиною  $0,5Q_{\max}$ . Після проведення розрахунку при нагріванні труботонної колони під впливом пожежі із стандартним температурним режимом були отримані дані щодо її напружено-деформованого стану в таких умовах. На рис. 9 зображені розподіли найменших головних напружень у шарах колони.



**Рисунок 9** – Розподіли найменших головних напружень у трубобетонній колоні у різні моменти часу впливу пожежі за стандартним температурним режимом

Аналіз отриманих розподілів напружень показує, що основні навантаження протягом часу впливу пожежі за стандартним температурним режимом сприймаються сталеві оболонкою та внутрішньою областю бетонної серцевини колоні. Найбільші напруження зосереджені у нижній частині колоні. Це означає, що найбільш вірогідною зоною руйнування може бути ця область.

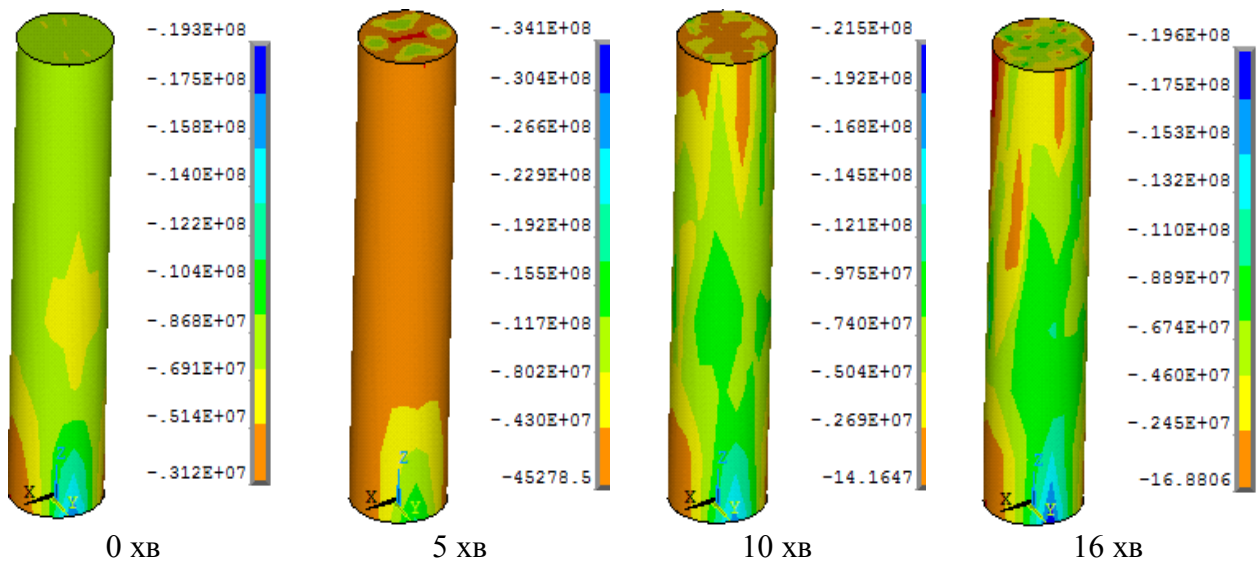
Також були досліджені розподіли найменших головних напружень у сталевій оболонці колоні у різні моменти часу теплового впливу пожежі за стандартним температурним режимом. На рис. 10 наведені результати розрахунку цих напружень.



**Рисунок 10** – Розподіли найменших головних напружень у сталевій оболонці трубобетонної колоні у різні моменти часу впливу пожежі із стандартним температурним режимом

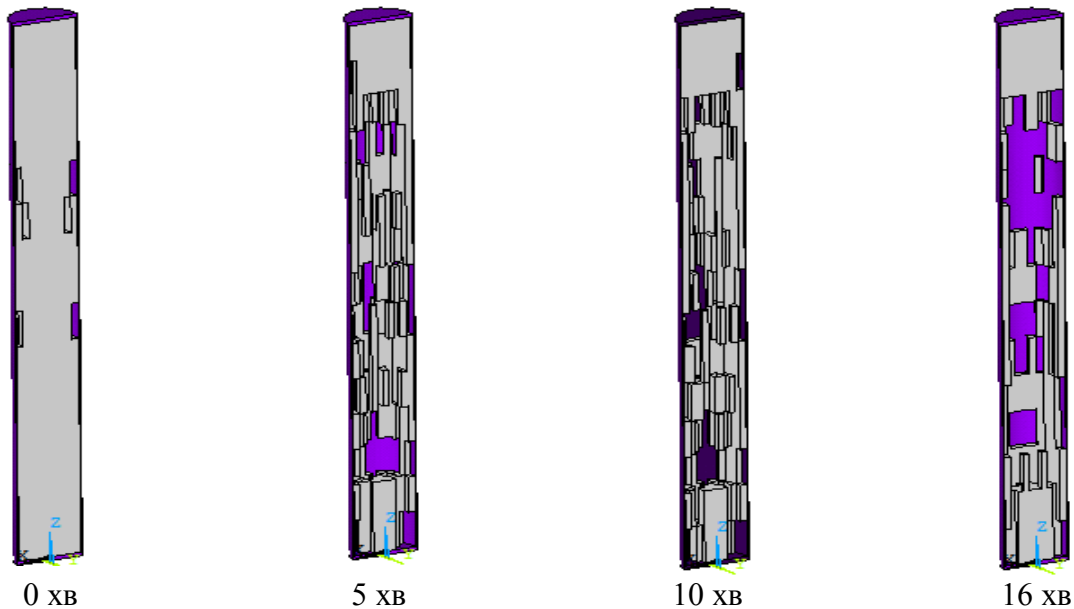
З рис. 10 видно, що напруження розподілені нерівномірно опоясаними зонами. У поясах із меншими напруженнями знаходяться зони підвищеної пластичної деформації. Тут відбувається місцева втрата стійкості.

На рис. 11 наведені розподіли найменших головних напружень у бетонній серцевині колони.



**Рисунок 11** – Розподіли найменших головних напружень у бетонній основі трубобетонної колони у різні моменти часу впливу пожежі із стандартним температурним режимом

Розподіли напружень у бетоні показують зони відсутності напружень усередині. Це зони локального роздроблення бетону. Для аналізу картини розташування зон роздробленого бетону були побудовані розподіли таких зон, що наведені на рис. 12

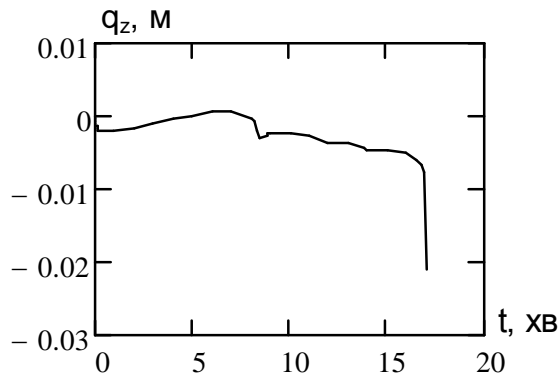


**Рисунок 12** – Розподіли роздроблених зон у бетонній основі трубобетонної колони у різні моменти часу впливу пожежі із стандартним температурним режимом

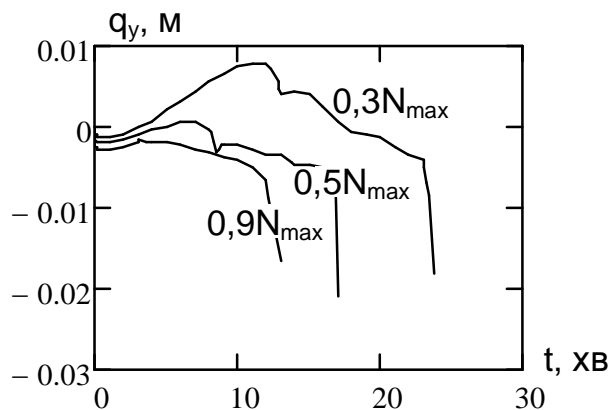
Аналіз розподілів роздроблених елементів показують, руйнація колони настає унаслідок повної деструкції елементів бетонної основи.

Згідно із проведеними розрахунками визначено, що втрата несучої спроможності настає на 17 хв. Для більш детального розгляду сценарію руйнації трубобетонної колони при пожежі в прийнятих умовах навантаження був побудований графік максимального переміщення верхнього кінця колони у залежності від часу температурного впливу пожежі із стандартним температурним режимом. На рис. 13 показаний цей графік.





**Рисунок 13** – Графік максимального переміщення верхнього кінця труботонної колони у залежності від часу її експонування за стандартним температурним режимом пожежі



**Рисунок 14** – Графіки максимального переміщення верхнього кінця труботонної колони залежно від часу її експонування в умовах пожежі із стандартним температурним режимом для різних умов навантаження

Для дослідження впливу механічного навантаження на вогнестійкість труботонної колони були проведені дослідження під впливом пожежі за стандартним температурним режимом за умов різного рівня прикладеного допустимого  $N_{\max}$  навантаження. Результати наведені на рис. 14 у вигляді графіків найбільшого переміщення верхнього кінця труботонної колони залежно від часу її експонування в умовах пожежі за стандартним температурним режимом.

За графіками, які наведені на рис. 13 та рис. 14, визначається настання граничного стану втрати несучої здатності.

Аналіз отриманих даних показує, що межа вогнестійкості для всіх рівнів навантаження становить щонайбільше 24 хв. (при  $0,3 N_{\max}$ ).

**Висновки:**

1. В роботі досліджено температурне поле і напружено-деформований стан труботонної колони за умов пожежі. Методом кінцевих елементів спрогнозовано її межу вогнестійкості при силовому навантаженні від  $(0,3 \dots 0,9)$  величини граничного допустимого  $N_{\max}$ .
2. Показано, що при навантаженні  $0,3 N_{\max}$  втрата несучої здатності настає при 24 хв., а при  $0,9 N_{\max}$  при 13 хв. Такий клас вогнестійкості явно недостатній для забезпечення I та II ступеня вогнестійкості, згідно із стандартом України [6, 7, 8]. Для забезпечення необхідного класу вогнестійкості необхідно застосовувати вогнезахисні системи.

### Список літератури:

1. Семерак М.М. Напружено-деформований стан трубобетонних елементів за умов нагрівання / Семерак М.М., Харишин Д.В.// Пожежна безпека : зб. наук. праць. – 2016. №29. С. 136-141.
2. Єврокод 4. Проектування сталезалізобетонних конструкцій. Частина 1-2. Загальні правила. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість (EN 1994-1-2:2005, IDT): ДСТУ-Н Б EN 1994- 1-2:2012.
3. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона / Карпенко Н.И. – М.: Стройиздат, 1996. – 416 с.
4. Клованич С.Ф. Метод конечных элементов в механике железобетона : [монография] / Клованич С.Ф., Мироненко И.Н. – Одесса: ОНМУ, 2007. – 110 с.
5. Поздеев С.В. Развитие научных основ определения пределов огнестойкости несущих железобетонных конструкций: дис. ... докт. техн. наук : 21.06.02 / Поздеев Сергей Валерьевич. – Черкассы, 2012. – 360 с.
6. Захист від пожежі. Пожежна безпека об'єктів будівництва. ДБН В.1.1-7-2002 [Чинний від 2003-05-01.]. – К.: Видавництво “Лібра”, 2003. – 87 с – (Національний стандарт України).
7. Основні вимоги до будівель і споруд. Пожежна безпека. ДБН В.1.2-7-2008 [Чинний від 2008-10-01.]. – К.: Видавництво ДП “Укрархбудінформ”, 2008. – 52 с – (Національний стандарт України).
8. Вогнезахисні покриття для будівельних несучих конструкцій. Метод визначення вогнезахисної здатності. (ENV 13381-4:2002) ДСТУ Б В.1.1-17:2007. [Чинний від 2007-01-01.] – К.: Укрархбудінформ, 2007. – 62 с – (Національний стандарт України).

### References:

1. Semerak M.M. Napruzheno-deformovanyy stan trubobetonykh elementiv za umov nahrivannya / Semerak M.M., Kharyshyn D.V.// Pozhezhna bezpeka : zb. nauk. prats'. – 2016. №29. S. 136-141.
2. Yevrokod 4. Proektuvannya stalezalizobetonykh konstruktsiy. Chastyna 1-2. Zahal'ni pravyla. Rozrakhunok konstruktsiy na vohnestiykist' (EN 1994-1-2:2005, IDT): DSTU-N B EN 1994-1-2:2012.
3. Karpenko N.Y. Obshchye modely mekhanyky zhelezobetona / Karpenko N.Y. – M.: Stroyizdat, 1996. – 416 s.
4. Klovanych S.F. Metod konechnykh elementov v mekhanyke zhelezobetona : [monohrafiya] / Klovanych S.F., Myronenko Y.N. – Odessa: ONMU, 2007. – 110 s.
5. Pozdeev S.V. Razvytye nauchnykh osnov opredelenyya predelov ohnestoykosti nesushchykh zhelezobetonykh konstruktsiy: dys. ... dokt. tekhn. nauk : 21.06.02 / Pozdeev Serhey Valer'evych. – Cherkassy, 2012. – 360 s.
6. Zakhyst vid pozhezhi. Pozhezhna bezpeka ob'yektiv budivnytstva. DBN V.1.1-7-2002 [Chynnyy vid 2003-05-01.]. – K.: Vydavnytstvo “Libra”, 2003. – 87 s – (Natsional'nyy standart Ukrayiny).
7. Osnovni vymohy do budivel' i sporud. Pozhezhna bezpeka. DBN V.1.2-7-2008 [Chynnyy vid 2008-10-01.]. – K.: Vydavnytstvo DP “Ukrarkhbudinform”, 2008. – 52 s – (Natsional'nyy standart Ukrayiny).
8. Vohnezhakhysni pokryttya dlya budivel'nykh nesuchykh konstruktsiy. Metod vyznachennya vohnezhakhysnoyi zdatnosti. (ENV 13381-4:2002) DSTU B V.1.1-17:2007. [Chynnyy vid 2007-01-01.] – K.: Ukrarkhbudinform, 2007. – 62 s – (Natsional'nyy standart Ukrayiny).

