

УДК 624.012:536.4

DOI: 10.30977/BUL.2219-5548.2021.93.0.98

## АНАЛІЗ РОБОТИ СТАЛЕБЕТОННИХ БАЛОК ЗА ТЕМПЕРАТУРНОГО ВПЛИВУ

Ігнатенко А. В., Синьковська О. В.

Харківський національний автомобільно-дорожній університет

***Анотація.** Здійснено дослідження напружено-деформованого стану сталобетонних балок з різною товщиною сталевого листа під впливом температури, що відповідає пожежі. Проаналізовано отримані дані та наведено висновки щодо досліджуваної конструкції за температурного впливу.*

***Ключові слова:** сталобетонна балка, напружено-деформований стан, бетон, термосиловий вплив, вогнестійкість, скінченно-елементна модель.*

### Вступ

Одним з важливих факторів, що впливають на напружено-деформований стан (НДС) конструкцій, зокрема їхніх окремих елементів, є температура. Температурне нагрівання бетонних, залізо- та сталобетонних конструкцій відбувається як у процесі їхньої експлуатації, так і в процесі виготовлення. Прикладом може бути нагрівання бетону терморезактивним методом попереднього напруження як залізобетонних, так і сталобетонних конструкцій.

Величина температурних напружень, що виникають у процесі нагрівання, може виявитися досить високою і призвести до появи тріщин у конструкціях або навіть до їх руйнування за умови низьких експлуатаційних навантажень або за їх відсутності.

Останнім часом актуальність питань аналізу напружено-деформованого стану конструкцій за умови теплових впливів зростає у зв'язку з тенденцією до підвищення робочих температур в агрегатах та різноманітних механізмах, а також з розвитком інженерної діяльності, зокрема це пов'язано з проектуванням та експлуатацією будівель і споруд, що працюють в умовах високотемпературного нестационарного нагрівання, за якого значно змінюються фізико-механічні властивості матеріалів і виникають градієнти температури, які супроводжуються неоднаковими тепловими деформаціями частин несних елементів.

Від інтенсивності й типу розподілу температурних напружень і деформацій у конструкції залежать її тривала міцність, термічна втома, а також розрахункові опори для матеріалів за різних умов навантаження, стан стійкості, твердість тощо.

Тривалість і висока вартість вогневих випробувань будівельних конструкцій зумов-

люють важливість розроблення розрахункових методів аналізу вогнестійкості як окремих несних елементів, так і конструкцій загалом під час проектування нових і реконструкції вже наявних цивільних і промислових споруд.

### Аналіз публікацій

За умови помірних температурних впливів завдання визначення напружень у бетоні можна вирішити на підставі принципів термопружності, які допускають незалежність пружних і термічних постійних матеріалу від температури, але в разі високих температур необхідно враховувати особливості властивостей бетону як вологого капілярно-пористого тіла.

Наявні методи визначення теплофізичних характеристик матеріалів на малих зразках (імпульсний метод, метод стаціонарного режиму тощо) пов'язані зазвичай із тривалим нагріванням цих зразків, що не відповідає умові роботи конструкцій у процесі випробувань на вогнестійкість, коли час нагрівання їх значно менший.

Під час нагрівання конструкції змінюються міцнісні, пружно-пластичні, теплофізичні та механічні властивості матеріалу. Моделювання цих властивостей є предметом наукових досліджень А. Ф. Милованова [1], О. П. Кричевського [2], К. Д. Некрасова [3], Б. Бартелемі і Ж. Крюппа [4], С. Л. Фоміна [5] та інших.

Результати оброблення експериментальних даних щодо залежності модуля пружності важкого бетону від температури наведені в рекомендаціях НДІЗБ [6] та в роботі А. Ф. Милованова [1]. Модуль пружності за нормальної температури приймається згідно з [7] і множиться на коефіцієнт  $\beta_b$ , що

враховує зниження модуля пружності в процесі нагрівання:  $E_b(T) = \beta_b \cdot E_b(20^\circ \text{C})$ .

С. Л. Фомін у своїй роботі [5] запропонував аналітичні вирази для розрахунку модуля пружності бетону залежно від температури. Коефіцієнт Пуассона бетону  $\nu_b$  дорівнює приблизно 0,2.

Визначено, що теплопровідність бетону залежить від видів заповнювача й змінюється в широких межах. У роботах А. У. Франчука, Б. Н. Кауфмана, О. В. Ликова [8] докладно подано механізм мінливості коефіцієнта теплопровідності. У роботі [4] наведені експериментально отримані залежності для деяких видів бетонів.

В умовах впливу високих температур сталь у навантаженому стані також піддається нагріванню. Робота сталі в цих умовах оцінюється величиною напруження, пластичними властивостями та стабільністю структури. Межу текучості сталі  $\sigma_T$  рекомендується розраховувати [5,7] через межу текучості за нормальної температури  $\sigma_T(20^\circ \text{C})$ .

Таким чином, наведений аналіз підтверджує актуальність проведення досліджень в напрямі роботи елементів конструкції будівлі чи споруди під впливом високої температури.

### Мета і постановка завдання

Мета дослідження полягає в розробленні методики розрахунку сталобетонних балок на термосиловий вплив за помірних і високих температур.

Завдання дослідження:

- на підставі наявних теоретичних й експериментальних робіт визначити термопружний напружено-деформований стан сталобетонних балок;
- розробити математичну та обчислювальну методику для визначення їхньої вогнестійкості;
- провести дослідження напружено-деформованого стану сталобетонних конструкцій із зовнішнім листовим армуванням, враховуючи міцність бетону за термосилового впливу.

### Основний матеріал досліджень

Під час експлуатації бетонних конструкцій у випадку пожежі бетон піддається вогневій усадці. Для оцінювання її величини розроблено відповідну модель та запропоновано методику розв'язання високотемпературних задач. Необхідно зазначити, що методика

розрахунку розроблена відповідно до методичної та нормативної бази для визначення меж вогнестійкості залізобетонних та сталобетонних конструкцій, що розроблена та діє в країнах ЄС [1, 7].

Об'єктом дослідження є сталобетонні балки зі сталевими пластинчастими елементами (зовнішнє листове армування), товщина яких варіюється від 2 до 4 мм. Конструктивна схема розглянутих балок наведена на рис. 1,2.

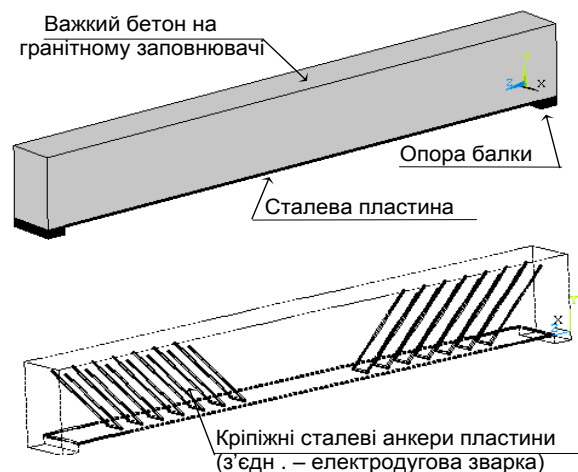


Рис. 1. Конструктивна схема сталобетонної балки

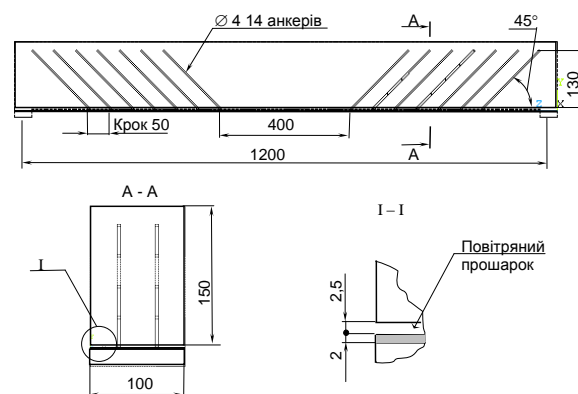


Рис. 2. Схема розташування елементів балки

Завдання оцінювання вогнестійкості сталобетонної балки є завданням розрахунку теплового й напружено-деформованого станів (поля температур, напружень і деформацій) фрагмента за умови стандартного температурного режиму пожежі всередині приміщення. Тобто температурні умови під балкою відповідають стандартному температурному режиму пожежі [1, 4]. Так, для балок, що досліджуються, необхідне мінімаль-

не значення межі вогнестійкості вибирається зі значень R15, R30, R45, R60.

Ця задача визначення вогнестійкості розв'язується на підставі моделювання з використанням математичних моделей тріщинотворення згідно з робочою теорією міцності, моделі пластичної деформації та пластичного зміцнення стиснутої зони бетону та розтягнення сталевих елементів, розміру та розташування скінченних елементів (СКЕ), а також граничних умов з огляду на симетрію [7–9].

Для теплотехнічного розрахування сталобетонних конструкцій під час їхньої роботи в умовах вогневої дії пожежі пропонується узагальнений інженерний підхід, який базується на таких положеннях [7]:

1) для розрахування використовується квазілінійне параболічне рівняння теплопровідності з граничними умовами III роду з огляду на конвекційний та радіаційний теплообмін з осередком пожежі;

2) температурний режим пожежного осередку збігається зі стандартною температурною кривою пожежі;

3) оскільки різниця в теплопровідності арматурної сталі та бетону є великою, теплообмін враховується тільки в бетоні;

4) внаслідок незначного впливу теплообміну конвекцією в порожнинах елементів враховується тільки його радіаційна складова;

5) теплофізичні характеристики бетону є температурними залежностями згідно з Eurocode 2 EN 1992-1-2: 2004;

6) рівняння теплопровідності розв'язується з використанням методу скінченних елементів (МКЕ) з використанням комп'ютерної системи ANSYS Mechanical [10].

Рівняння теплопровідності записується так [3]:

$$c_p(T)\rho(T)\frac{\partial T}{\partial t} = \nabla(\lambda(T)\nabla T), \quad (1)$$

де  $\rho(T)$  – щільність;  $c_p(T)$  – питома теплоємність;  $\lambda(T)$  – коефіцієнт теплопровідності, що залежить від температури  $T$ .

Динаміка розвитку та згасання пожежі демонструє нестационарність нагрівання конструкцій під час пожежі, тому в процесі розв'язування рівняння теплопровідності необхідно використовувати граничні умови III роду:

$$-\lambda(T)\frac{\partial T}{\partial r} = \alpha(T_p - T_w), \quad (2)$$

де  $T_p$  – температура пожежного осередку в пристінному прошарку;  $T_w$  – температура поверхні елементу;  $\alpha$  – коефіцієнт теплообміну.

Коефіцієнт теплообміну враховує дію конвекції та інфрачервоного випромінювання. За спрощеного підходу коефіцієнт теплообміну дорівнює:

$$\alpha = \alpha_p + \alpha_K, \quad (3)$$

де  $\alpha_p$  – коефіцієнт теплообміну випромінюванням;  $\alpha_K = 25Bm / (m^2 \cdot K)$  – коефіцієнт, що враховує поверхню, що піддається нагріванню;  $\alpha_K = 6Bm / (m^2 \cdot K)$  – поверхня, що піддається нагріванню.

Згідно з рекомендаціями [7] конвективну та радіаційну складові можна визначити з виразу:

$$\alpha_p = \varepsilon \cdot \sigma \cdot \frac{T_w^4 - T_p^4}{T_w - T_p}, \quad (4)$$

де  $\varepsilon = 0,67$  – ступінь чорноти поверхні бетону (за А. І. Яковлевим [11]);  $\sigma = 5,67 \cdot 10^{-8} Bm / (m^2 \cdot K)$  – константа Стефана-Больцмана;  $T_w$  – температура поверхні;  $T_p$  – температура осередку пожежі. Температура визначається стандартною температурною кривою згідно з формулою

$$T_p = T_0 + 345 \cdot \lg(8\tau + 1) \quad (5)$$

де  $\tau$  – тривалість пожежі в хвилинах;  $T_0 = 20^\circ C$  – початкова температура.

Рівняння (1) може бути апроксимоване, якщо використати метод скінченних елементів [10] у варіаційному формулюванні. Для нелінійної нестационарної задачі можна записати систему нелінійних рівнянь у матричному виді:

$$[\bar{K}(T)] \cdot \{T\} = \{Q(T)\}, \quad (6)$$

де  $[\bar{K}(T)]$  – еквівалентна матриця теплопровідності, що залежить від об'ємної теплоємності та коефіцієнта теплопровідності матеріалу;  $\{Q(T)\}$  – вектор вузлових теплових

потоків, що зумовлений зовнішнім тепловим навантаженням. Отже, вираз (6) можна записати так:

$$\{P(T)\} = \{Q(T)\}, \quad (7)$$

де  $\{P(T)\}$  – вектор внутрішніх вузлових теплових потоків, що визначається щільністю теплових потоків елемента.

Ця система рівнянь розв'язується ітераційним методом, відомим як метод Ньютона-Рафсона [10,12]. У разі використання цього методу мінімізуються розходження:

$$\{\Phi\} = \{Q(T)\} - \{P(T)\} \rightarrow \{0\}. \quad (8)$$

Під час розв'язання теплофізичної задачі сталобетонної балки в разі дії пожежі зі стандартною температурною кривою використана розрахункова схема (рис. 3,4).

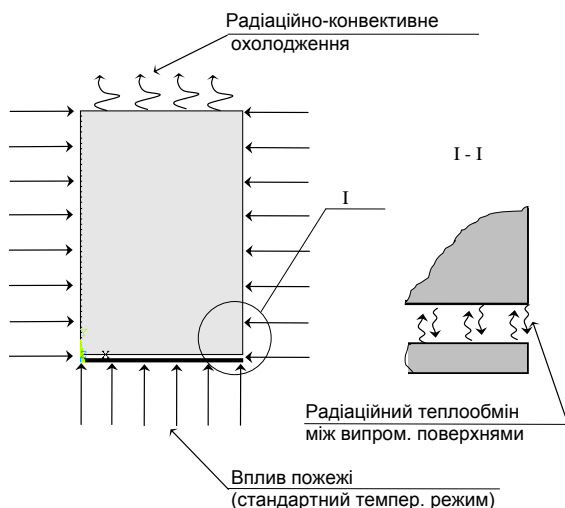


Рис. 3. Розрахункова схема перерізу балки для розв'язання теплотехнічної задачі

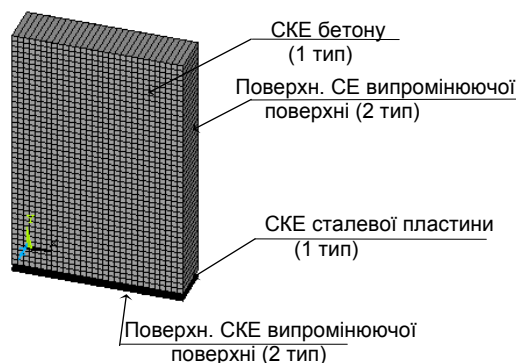


Рис. 4. Скінченно-елементна схема балки без вогнезахисту

Розрахункова схема побудована відповідно до таких припущень:

1) тепловий вплив однаковий за довжиною балки, тобто теплова задача є двовимірною;

2) номінально вплив пожежі відбувається за умови використання стандартного температурного режиму;

3) на поверхнях, що обігріваються і не обігріваються, задається конвективний і променевий теплообмін граничними умовами III роду;

4) у повітряному прошарку враховується тільки променевий теплообмін, а конвективна складова є зневажливо малою через невелику товщину повітряного шару;

5) форм-фактори випромінювальних поверхонь дорівнюють 1 (промені нормальні до випромінювальних поверхонь) [13];

6. анкери в шарі бетону не моделюються, оскільки теплопровідність сталі вище, ніж теплопровідність бетону

Відповідно до даних припущення була побудована СКЕ-модель, наведена на рис. 4., де СКЕ є об'ємними для поліпшення процесу збіжності, а також для зручності інтерполяції результатів обчислень температур як навантаження на структуральних моделях.

Теплотехнічні характеристики залежності, що використовуються для розрахунку, прийняті відповідно до нормативів Eurocode 2 EN 1992-1-2: 2004 [7]. У цьому випадку коефіцієнт теплопровідності описується степеневим поліномом, а питома теплоємність частково-лінійною функцією.

Граничні умови на боці, що обігрівається і не обігрівається, відповідають граничним умовам III роду і при цьому враховують конвективний і променевий теплообмін відповідно до формул (2)–(5). У повітряному прошарку здійснюється тільки променевий теплообмін.

Отже, отримані графіки прогрівання перерізу (рис. 5.), аналіз яких демонструє наявність на них специфічної «полки», коли температура залишається в проміжку деякого часу постійною та такою, що дорівнює  $100^{\circ}\text{C}$ , що визначає достатню адекватність моделі теплопровідності, оскільки вона може враховувати явище інтенсивного випаровування вологи з пор бетону, яке зумовлює таку типову поведінку цих кривих.

Для вирішення завдання міцності в умовах впливу пожежі вибиралися моделі з огляду на сучасний підхід до моделювання напружено-деформованого стану залізобетону [7–13].

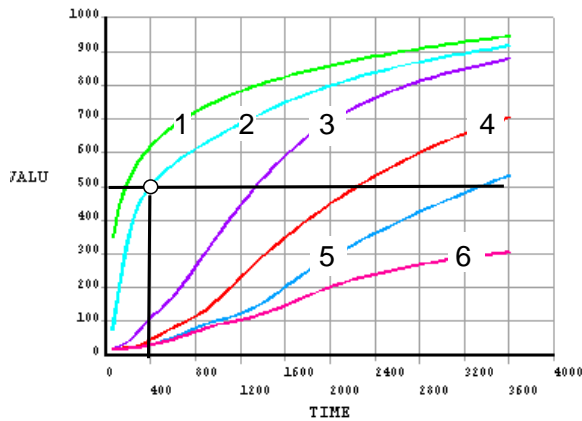


Рис. 5. Графіки температурно-годинних залежностей ( $^{\circ}\text{C}\cdot\text{сек}$ ) у різних точках перетину в умовах «стандартної» пожежі: 1 – стандартний температурний режим пожежі; 2 – температура в сталевій пластині; 3 – температура на нижній поверхні бетонної основи посередині перетину; 4 – температура на відстані 30 мм від поверхні бетонної основи посередині перетину; 5 – температура посередині висоти бетонної основи й посередині перетину; 6 – температура на поверхні, що не обігривається, посередині перетину

Так, дослідження вогнестійкості було проведено на трьох однотипних балках, відмінність яких полягає в товщині сталеві пластини. Отже, товщина пластин становила 2 мм, 3 мм і 4 мм.

Як механічні властивості бетону та сталі в умовах нагрівання задаються діаграми деформування, коефіцієнт Пуассона і коефіцієнт температурного розширення. На рис. 6 наведена температурна залежність коефіцієнта терморозширення бетону та сталі згідно з EN 1992-1-2: 2004 Eurocode 2 [7].

Максимальне навантаження визначалася як руйнівне за графіком максимального прогину. Після розрахування в разі механічного впливу навантажень до вузлів СКЕ балки прикладаються температури, раніше визначені під час розв'язання теплотехнічної задачі. Особливістю прикладення температурного навантаження є розбіжність сіток СКЕ-моделей для розв'язання теплової задачі та задачі на міцність.

Для прикладення температур у відповідних вузлових точках була використана лінійна інтерполяція. Вона є плоскою в умовних перетинах СКЕ-схеми.

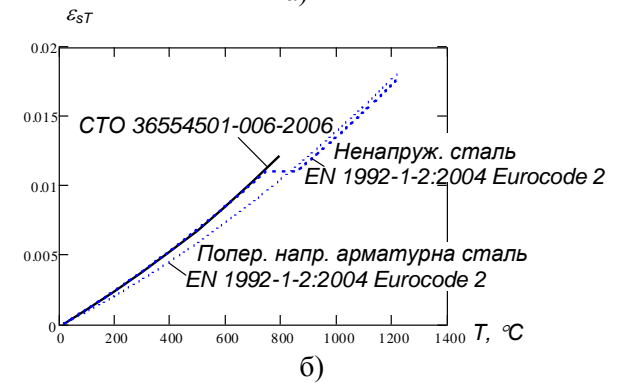
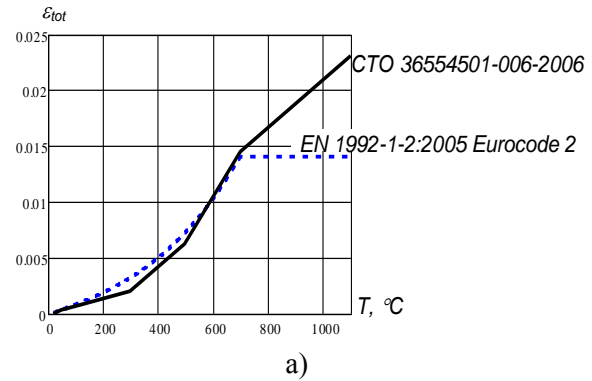


Рис. 6. Температурні деформації: а – важкого бетону на гранітному заповнювачі; б – сталі

За типом зростання пластичних деформацій можна дійти таких висновків: на початку температурного впливу у зв'язку з температурним розширенням пластини пружні деформації знижуються, але оскільки руйнується бетонна основа, навантаження починають зростати та призводять до появи пластичних деформацій (рис. 7.); у момент руйнування пластичні деформації зростають без збільшення пружних, що може бути ознакою втрати стійкості балки, тобто її руйнування.

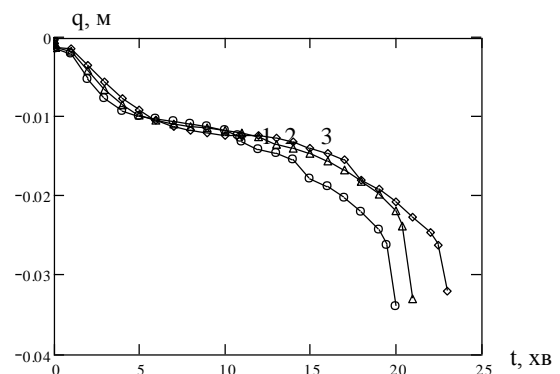


Рис. 7. Графік максимального прогинання від часу дії «стандартної» пожежі: 1 – балки № 1 (товщина сталеві пластини – 2 мм); 2 – балки № 2 (товщина сталеві пластини – 3 мм); 3 – балки № 3 (товщина сталеві пластини – 4 мм)

За графіком рис. 7 були визначені межі вогнестійкості, значення яких наведено в табл. 1.

Таблиця 1– Межі вогнестійкості досліджуваних балок

Межа вогнестійкості, хв		
Балка № 1	Балка № 2	Балка № 3
18	20	21

Дані табл. 1 демонструють, що межі вогнестійкості балок відрізняються між собою в межах 3 хвилин. Також може бути забезпечена межа вогнестійкості R15, що відповідає тільки ступеням вогнестійкості IVa та IIIa згідно з [14].

Необхідно зазначити, що для забезпечення більшої межі вогнестійкості потрібно спроектувати вогнезахист.

### Висновки

Таким чином, наведена методика розрахування сталобетонних балок за умови різної товщини сталевих листів, що розроблена відповідно до методичної та нормативної бази країн ЄС.

Під час проведення дослідження отримано графіки прогрівання перерізу (рис. 5.), аналіз яких демонструє наявність на них специфічної «полички», коли температура залишається в проміжку деякого часу постійною та такою, що дорівнює 100° С. Необхідно зазначити, що цей факт підтверджує достатню адекватність моделі теплопровідності, оскільки вона може враховувати явище інтенсивного випаровування вологи з пор бетону, яке зумовлює таку характерну поведінку кривих.

Дослідження вогнестійкості було здійснено на трьох однотипних балках, відмінність яких полягає в товщині сталевих пластин. Визначено, що на початку температурного впливу у зв'язку з температурним розширенням пластини пружні деформації знижуються, але в міру того, як руйнується бетонна основа, навантаження, починають зростати та призводять до появи пластичних деформацій.

Визначено межі вогнестійкості досліджуваних балок, які демонструють, що межі вогнестійкості балок дуже схожі та відрізняються між собою в межах 3 хвилин. За цих умов може бути забезпечена межа вогнестійкості R15, що відповідає тільки ступеням вогнестійкості IVa та IIIa.

Отже, для забезпечення більшої межі вогнестійкості необхідно спроектувати вогнезахист.

### Література

1. Милованов А. Ф. Огнестойкость железобетонных конструкций. Москва: Стройиздат, 1986. 224 с.
2. Кричевский А. П. Поведение бетонов и элементов железобетонных конструкций при нагреве. Москва: Стройиздат, 1982. С. 21–29.
3. Некрасов К. Д., Жуков В. З., Гуляева В. Ф. Тяжелый бетон в условиях повышенных температур. Москва: Стройиздат, 1972. 128 с.
4. Бартелеми Б., Крюппа Ж. Огнестойкость строительных конструкций. Москва: Стройиздат, 1985. 216 с.
5. Фомин С. Л. Работа железобетонных конструкций при воздействии климатической и пожарной среды: дисс. ... д-ра техн. наук: 05.23.01; 05.26.03 / Харьков, 1997. 554 с.
6. Рекомендации по расчету пределов огнестойкости бетонных и железобетонных конструкций. НИИЖБ. Москва: Стройиздат, 1986. 22 с.
7. EN 1992-1-2:2005 Eurocode 2. Design of concrete structures Part 1–2. General rules – Structural fire design. Brussels, 2004.
8. Ватуля Г. Л., Игнатенко А. В. Численное моделирование работы сталобетонных балок при трехстороннем нагреве: зб. наук. праць УкрДАЗТ. Харків: УкрДАЗТ, 2014. Вип. 148. Ч. 2. С. 119–122.
9. Vatulina G., Orel E., Kovalov M. Carrying capacity definition of steel-concrete beams with external reinforcement under the fire impact. Applied Mechanics and Materials. 2014. Vol. 617. С. 167–170.
10. ANSYS, ANSYS 9.0 Manual Set. ANSYS Inc. Southpoint. 275 Technology Drive, Canonsburg, PA 15317. USA.
11. Яковлев А.И. Расчет огнестойкости строительных конструкций. Москва: Стройиздат, 1988. 144 с.
12. Cai J., Burgess I. W., Plank R. J. A generalised steel/reinforced concrete beam-column element model for fire conditions. Eng. Struct. 2003. Vol. 25 (6). P. 817–833.
13. Finite element implementation for the analysis of 3D steel and composite frames subjected to fire / Caldas R. B., Fakury R. H., Sousa J. R., Batista João M. Lat. Am. j. solids struct. 2014. Vol. 11. № 1. P. 1–18.
14. Захист від пожежі. Пожежна безпека об'єктів будівництва. ДБН В.1.1-7-2002. Київ: Лібра, 2003. 87 с.

### References

1. Milovanov A. F. Ognestoykost zhelezobeton-nyih konstruksiy. Moskva: Stroyizdat, 1986. 224 s.

2. Krichevskiy A. P. Povedenie betonov i elementov zhelezobeton-nyih konstruksiy pri nagreve. Moskva: Stroyizdat, 1982. S. 21–29.
3. Nekrasov K. D., Zhukov V. Z., Gulyaeva V. F. Tyazhelyiy beton v usloviyah po-vyishennyih temperature. Moskva: Stroyizdat, 1972. 128 s.
4. Bartelemi B., Kryuppa Zh. Ognestoykost stroitelnyih konstruksiy. Moskva: Stroyizdat, 1985. 216 s.
5. Fomin S. L. Rabota zhelezobetonnyih konstruksiy pri vozdeystvii klimaticheskoy i pozharney sredy: diss. ... doktora tehn. nauk: 05.23.01; 05.26.03 / Harkov, 1997. 554 s.
6. Rekomendatsii po raschetu predelov ognestoykosti betonnyih i zhelezobetonnyih konstruktsiy. NIIZhB. Moskva: Stroyizdat, 1986. 22 s.
7. EN 1992-1-2:2005 Eurocode 2. Design of concrete structures Part 1–2. General rules – Structural fire design. Brussels, 2004.
8. Vatulya G. L., Ignatenko A. V. Chislennoe modelirovanie rabo-tyi stalebetonnyih balok pri trehstoronnem nagreve: zb. nauk. prats UkrDAZT. Harkiv: UkrDAZT. 2014. Vip. 148. Ch. 2. S. 119–122.
9. Vatulia G., Orel E., Kovalov M. Carrying capacity definition of steel-concrete beams with external reinforcement under the fire impact. Applied Mechanics and Materials. 2014. Vol. 617. C. 167–170.
10. ANSYS, ANSYS 9.0 Manual Set. ANSYS Inc. Southpoint. 275 Technology Drive, Canonsburg, PA 15317. USA.
11. Yakovlev A. I. Raschet ognestoykosti stroitelnyih konstruksiy. Moskva: Stroyizdat, 1988. 144 s.
12. Cai J., Burgess I. W., Plank R. J. A generalised steel/reinforced concrete beam-column element model for fire conditions. Eng. Struct. 2003. Vol. 25 (6). P. 817–833.
13. Finite element implementation for the analysis of 3D steel and composite frames subjected to fire / Caldas R. B., Fakury R. H., Sousa J. R., Batista João M. Lat. Am. j. solids struct. 2014. Vol. 11. № 1. P. 1–18.
14. Zahist vId pozhezhI. Pozhezhna bezpeka ob'Ektiv budIvnytstva. DBN V.1.1-7-2002. Kiev: LIbra, 2003. 87 s.

**Ігнатенко Андрій Васильович**<sup>1</sup>, к.т.н., доцент, zamdecdbf@ukr.net, +380(67)270-86-30.

**Синьковська Олена Василівна**<sup>2</sup>, к.т.н., доцент, iglema@meta.ua, +380(67)578-00-14.

<sup>1,2</sup>Харківський національний автомобільно-дорожній університет

### Analysis of operation of reinforced concrete beam under thermal exposure

**Abstract.** This article studies the stress-strain state of reinforced concrete beams with steel sheet of different thickness under exposure to near-fire temperature. The obtained data are analyzed and the conclusions of the operation of an investigated structure under thermal exposure are made.

**Problem.** The magnitude of the thermal stresses during heating can be quite high and can cause cracks in structures or even their destruction at either low or zero operating loads. The **objective** is to develop a methodology for calculating the design of reinforced concrete beams to withstand high thermal power effects. To solve the question posed, the **methodology** of mathematical models was used with the help of the developed finite element schemes. Based on the results of the study, the temperature dependences were determined at different points of the cross-section of the reinforced concrete beams under standard fire conditions. The fire resistance boundaries of the beams, which are the object of the study, have been determined. **Results:** the article presents the **original** method of calculation of reinforced concrete beams at different thicknesses of steel sheet, developed in accordance with the existing methodological and regulatory framework in the EU countries; section heating curves have been built, whose analysis shows the presence of a specific "shelf", when the temperature remains constant for some time and equal to 100°C, which confirms the adequacy of the thermal conductivity model, as it can consider the phenomenon of intense evaporation of moisture from concrete pores; fire resistance on three identical beams, whose difference lies in the thickness of the steel plate, has been studied and a maximum deflection to the standard fire time curve has been built; the limits of fire resistance of the investigated beams are determined, which show the very close limits of fire resistance of beams that differ within 3 minutes. The duration and high cost of fire tests of construction the structures determine the **practical value** of calculation methods for assessing the fire resistance of both individual load-bearing elements and structures in general in the design of new and re-construction of existing civil and industrial structures.

**Key words:** reinforced concrete beam, stress-strain state, concrete, thermal power influence, fire resistance, finite element model.

**Ihnatenko Andrii**<sup>1</sup>, Ph.D., Assoc. Prof. Department of bridges, structures and building mechanics named after V.O. Rosiiskiyi, zamdecdbf@ukr.net, +380(67)270-86-30.

**Synkovska Olena**<sup>2</sup>, Ph.D., Assoc. Prof. Department of bridges, structures and building mechanics named after V.O. Rosiiskiyi, iglema@meta.ua, +380(67)578-00-14.