

ОЦІНКА ВПЛИВУ ТРІЩИН НА ВОГНЕСТІЙКІСТЬ ЗГИНАЛЬНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ

Васильченко О. В.¹, Данілін О. М.¹, Дармофал Е. А.², Луценко Т. О.¹

¹Національний університет цивільного захисту України, Харків, Україна

²Харківська державна академія фізичної культури, Харків, Україна

Анотація. Запропоновано удосконалену методику розрахунку межі вогнестійкості згинальних залізобетонних конструкцій за наявності в них тріщин. У зв'язку з цим розглянуто можливі сценарії появи тріщин при нагріванні та їх вплив на вогнестійкість на прикладі згинальної залізобетонної конструкції (балки). Показано, що якщо розрахункова критична температура арматури менша за критичну температуру бетону (це говорить про значне навантаження на конструкцію), то тріщини в розтягнутій зоні бетону утворюються після досягнення II стадії напружено-деформованого стану. Бетон захисного шару не встигає деградувати, глибина тріщини залишається постійною і межа вогнестійкості розраховується з урахуванням того, що товщина захисного шару бетону зменшена на глибину розкриття тріщини. Якщо розрахункова критична температура арматури більша за критичну температуру бетону (це говорить про незначне навантаження на конструкцію), то тріщини утворюються внаслідок деградації поверхневого шару бетону. Їхня глибина повинна постійно збільшуватися разом із просуванням межі прогрівання шару бетону до критичної температури. Розрахунок межі вогнестійкості в цьому випадку можна проводити не враховуючи утворення тріщин. На підставі розглянутих припущень запропоновано методику оцінки впливу тріщин на межу вогнестійкості згинальних залізобетонних конструкцій, яка полягає в аналізі можливості утворення відкритих тріщин (чому сприяє нагрівання) та оцінці їх глибини. На наступному етапі оцінюється час прогріву шару бетону на глибину розкриття тріщини $\tau_{\Delta 1}$ і температура в тріщині через цей час. Далі оцінюється час до настання критичної температури арматури $\tau_{\Delta 2}$ при прогріванні шару бетону від дна тріщини до арматури. Межа вогнестійкості визначається як сума $\tau_{\Delta 1}$ і $\tau_{\Delta 2}$. Результати розрахунків за запропонованою методикою показали, що наявність відкритих тріщин у згинальних залізобетонних конструкціях здатне майже удвічі знизити їхню межу вогнестійкості. Запропонована методика дає змогу у кожному конкретному випадку обґрунтовано запроваджувати заходи щодо підвищення вогнестійкості згинальних залізобетонних конструкцій шляхом застосування для них вогнезахисних покриттів.

Ключові слова: межа вогнестійкості, критична температура, утворення тріщин у бетоні, розкриття тріщин

ESTIMATION OF INFLUENCE OF CRACKS IN BENDING REINFORCED CONCRETE ELEMENTS ON THEIR FIRE RESISTANCE

O. Vasilchenko¹, O. Danilin¹, E. Darmofal², T. Lutsenko¹

¹National University of Civil Defence of Ukraine, Kharkiv, Ukraine

²Kharkiv State Academy of Physical Culture, Kharkiv, Ukraine

Abstract. The paper considers possible scenarios of cracking during heating and their impact on fire resistance using the example of a bending reinforced concrete structure (beam). It is shown that if the calculated critical temperature of reinforcement is less than the critical temperature of concrete (this indicates a significant load on the structure), then cracks in the tensile zone of concrete are formed after reaching the second stage of the stress-strain state. The concrete of the protective layer does not have time to degrade, the depth of the crack remains constant, and the

fire resistance limit is calculated taking into account that the thickness of the protective layer of concrete is reduced by the depth of the crack opening. If the calculated critical temperature of the reinforcement is greater than the critical temperature of the concrete (this indicates a slight load on the structure), then cracks are formed as a result of the degradation of the surface layer of concrete. Their depth should constantly increase with the progression of the concrete layer heating to the critical temperature. In this case, the calculation of the fire resistance limit can be performed without taking into account the formation of cracks. Based on the considered assumptions, a methodology for assessing the impact of cracks on the fire resistance limit of bending reinforced concrete structures is proposed, which consists in analyzing the possibility of open cracks (which is facilitated by heating) and estimating their depth. At the next stage, the heating time of the concrete layer to the crack opening depth $\tau_{\Delta 1}$ and the temperature in the crack after this time are estimated. Next, the time until the critical temperature of the reinforcement $\tau_{\Delta 2}$ is estimated when the concrete layer is heated from the bottom of the crack to the reinforcement. The fire resistance limit is defined as the sum of $\tau_{\Delta 1}$ and $\tau_{\Delta 2}$. The results of the calculations according to the proposed methodology showed that the presence of open cracks in bending reinforced concrete structures can almost halve the fire resistance limit.

Keywords: fire resistance limit, critical temperature, cracking in concrete, crack opening in concrete

1 ВСТУП

У промислових будинках із залізобетонним каркасом для підтвердження їх ступеня вогнестійкості обов'язково проводиться перевірка меж вогнестійкості основних конструктивних елементів. При цьому конструктивні елементи будівель, що належать до потенційно небезпечних об'єктів (ПНО) або об'єктів підвищеної небезпеки (ОПН), необхідно перевіряти з урахуванням можливих поєднань особливих навантажень або інших негативних факторів. До особливих навантажень, наслідки яких здатні зробити додатковий вплив на вогнестійкість, можна віднести вибухи, що викликають деформацію конструкцій, різні наднормативні механічні впливи. Також не можна скидати з рахунків вплив корозії.

Усі ці фактори впливають на стійкість будівельних конструкцій. Їх потрібно передбачати під час проектування будівель ОПН, а також враховувати під час обстеження будівель після аварій для прогнозування можливості подальшої експлуатації.

Експериментальні методи визначення вогнестійкості залізобетонних конструкцій не завжди придатні, по-перше, через масштабний фактор; по-друге, під час обстеження вже існуючих споруд; по-третє, через неможливість відтворити негативні впливи та їх поєднання. Тому великого значення набувають розрахункові методи визначення вогнестійкості, в яких можна спробувати врахувати якщо не всі, то хоча б найважливіші фактори, що впливають на результат [1, 2].

Одним із таких важливих факторів є наявність тріщин. Небезпека значних як тривалих, так і короткочасних деформацій залізобетонних конструкцій складається в тому, що вони викликають утворення і розкриття тріщин в бетоні. Також тріщини можуть утворюватися внаслідок корозії бетону. Процеси утворення та розвитку тріщин усугубляють вплив високої температури під час пожежі [3, 4].

Методи розрахунку вогнестійкості, що використовуються, не враховують можливого впливу тріщин на отриманий результат. Але якщо вплив існує, його не можна ігнорувати.

Таким чином, актуальною проблемою є неврахування наявності тріщин в залізобетонних конструкціях при розрахунку їх меж вогнестійкості. Ця проблема загострюється при оцінюванні вогнестійкості залізобетонних конструкцій в реальних

умовах, особливо коли конструкції при експлуатації піддавалися впливу корозії чи були пошкоджені внаслідок удару або вибуху. Розроблення методу розрахунку межі вогнестійкості залізобетонних конструкцій, який враховував би наявність у них тріщин, дало б змогу точніше оцінювати стійкість конструкцій ОПН на випадок пожежі і, відповідно, підвищити їх надійність.

2 АНАЛІЗ ЛІТЕРАТУРНИХ ДАНИХ ТА ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Метод оцінки вогнестійкості заснований на класичній методиці розрахунку конструкції за граничним станом, коли її несуча здатність під дією високої температури знижується до величини робочого навантаження [1, 2]. Вважається, що для згинальних залізобетонних елементів міцність в основному забезпечується станом сталеві арматури. У статичній частині розрахунку визначається критична температура сталеві арматури, а теплотехнічній – час, протягом якого досягається ця критична температура, при прогріванні захисного шару бетону.

Мета такого розрахунку – якнайбільше наблизитися до експериментального визначення межі вогнестійкості залізобетонного згинального елемента, якби це було можливо. Зіставлення результатів експериментального та теоретичного визначення межі вогнестійкості в різних роботах [2, 5, 6] показує, що повний збіг не досягається. Причиною цього можна назвати неможливість передбачити при теоретичних розрахунках усі особливості дійсного стану досліджуваних зразків. Тут насамперед мається на увазі наявність різних недосконалостей у реальних залізобетонних зразках, що не піддаються точному обліку. Однією з таких недосконалостей, які, проте, можна певною мірою передбачити, є наявність тріщин.

Аварійне утворення тріщин у залізобетонних конструкціях може відбуватися внаслідок або механічного впливу, або теплового (коли температура бетону перевищує критичну) або при поєднанні цих факторів.

При механічному впливі тріщини починають утворюватися у розтягнутій зоні бетону згинального елемента після досягнення II стадії напружено-деформованого стану [7, 8, 9]. З подальшим збільшенням навантаження відбувається зростання та розкриття тріщин. У роботах [4, 7] зазначено, що у важкому бетоні тріщини шириною 1 мм поширюються в глибину на 10–20 мм. Але в цих роботах розглядалося тільки утворення тріщин при перевантаженні зразків у нормальних умовах і не розглядається вплив нагрівання на цей процес.

При тепловому впливі тріщини в залізобетонних конструкціях утворюються після досягнення критичної температури бетону t_{bcr} . Для бетону з силікатним наповнювачем це приблизно 575 °С (що відповідає поліморфному структурному переходу β-кварцу в α-кварц) [10]. У роботі [11] показано, що таке перетворення викликає деградацію поверхневого шару бетону, що проявляється у появі сітки тріщин на його поверхні. Також вказано, що додатковою причиною цього є збільшення внутрішніх напружень як між компонентами бетону, так і між зернами цементного каменю. Але в цій роботі крім температури не розглянуто одночасний вплив механічного навантаження на зразки, що випробувались. І тому є підстави припустити, що у зразках спостерігалось лише утворення тріщин на поверхні бетону без їх розкриття.

Таким чином, невирішеною частиною проблеми є визначення особливостей утворення тріщин в згинальній залізобетонній конструкції при одночасній дії високої температури і навантаження в аспекті з'ясування ступеня впливу цих тріщин на розрахунок межі вогнестійкості конструкції.

3 ЦІЛЬ ТА ЗАДАЧІ ДОСЛІДЖЕННЯ

Метою роботи є удосконалення методики розрахунку межі вогнестійкості згинальної залізобетонної конструкції з урахуванням можливості утворення в ній тріщин.

Для досягнення мети дослідження необхідно вирішити наступні завдання:

1. Проаналізувати особливості утворення тріщин у згинальному залізобетонному елементі в залежності від співвідношення між критичними температурами бетону та сталеві арматури.

2. Запропонувати удосконалений спосіб урахування швидкості прогрівання захисного шару бетону залежно від механізму утворення тріщин.

3. Перевірити запропонований удосконалений спосіб розрахунку вогнестійкості на прикладі згинального залізобетонного елемента з тріщинами.

4 АНАЛІЗ ОСОБЛИВОСТЕЙ УТВОРЕННЯ ТРІЩИН У ЗГИНАЛЬНОМУ ЗАЛІЗОБЕТОННОМУ ЕЛЕМЕНТІ

Розглянемо це завдання на прикладі згинальної залізобетонної конструкції. Як об'єкт дослідження з'ясуємо вплив тріщин, що утворилися в залізобетонній балці з різних причин на розрахункову межу вогнестійкості.

Якщо припустити, що в місці розкритої тріщини товщина захисного шару бетону зменшується, то в цьому місці зменшиться і час прогріву сталеві арматури до критичної температури, коли утворюється пластичний шарнір і відбувається руйнування згинальної залізобетонної конструкції. Тут можливі два сценарії розвитку подій:

1) якщо розрахункова критична температура арматури менша за 575 °С (це говорить про значне навантаження на конструкцію), то тріщини (якщо вони не виникли раніше) можуть утворюватися в розтягнутій зоні бетону тільки після досягнення II стадії напружено-деформованого стану. В цьому випадку можна припустити, що за час, необхідний для прогрівання сталеві арматури до критичної температури, бетон захисного шару не встигає деградувати і глибина тріщини залишається постійною. Тоді необхідно провести розрахунок на розкриття тріщин та з припущення, що глибина розкриття тріщини залежить від її ширини як $h_{crc} \approx (10...20) \cdot a_{crc}$, обчислити межу вогнестійкості з урахуванням того, що товщина захисного шару бетону зменшена на глибину розкриття тріщини;

2) якщо розрахункова критична температура арматури більша за 575 °С (це говорить про незначне навантаження на конструкцію), то тріщини можуть утворюватися внаслідок деградації поверхневого шару бетону. Їхня глибина повинна постійно збільшуватися разом із просуванням межі прогрівання шару бетону до критичної температури. Можна навіть очікувати, що швидкість розвитку тріщин перевищуватиме швидкість просування межі прогрівання бетону до критичної температури, оскільки термічний опір у районі стінок тріщини менший, ніж від поверхні залізобетонної конструкції. Таким шляхом може відбуватися розвиток вже існуючих тріщин, що утворилися раніше. Тим не менш, розкриття тріщин (якщо воно відбуватиметься) навряд чи має впливати як фактор на швидкість прогріву захисного шару бетону, оскільки воно у цьому випадку буде вторинним. Тобто, коли тріщини утворюються і розкриваються по мірі прогрівання бетону, то розтріскування йде поступово (пошарово) одночасно з прогріванням бетону до критичної температури, і у цьому випадку тріщиноутворення не впливає на швидкість прогріву. Таким чином, у розглянутому випадку товщина захисного шару бетону буде безперервно зменшуватися

на глибину розвитку тріщини разом з шаром, що прогрівається, і тріщиноутворення не повинно враховуватися при розрахунку межі вогнестійкості.

Також, узагальнюючи обидва сценарії, можна дійти висновку, що якщо до початку вогневого впливу тріщин у захисному шарі бетону згинального залізобетонного елемента не було, то під час розрахунку межі вогнестійкості немає сенсу враховувати зменшення товщини захисного шару бетону, тому що на момент утворення тріщин цей шар уже можна вважати досить прогрітим.

5 УДОСКОНАЛЕННЯ МЕТОДИКИ РОЗРАХУНКУ МЕЖІ ВОГНЕСТІЙКОСТІ ЗГИНАЛЬНОЇ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ КОНСТРУКЦІЇ

Розрахунок межі вогнестійкості згинальної залізобетонної конструкції з урахуванням можливості утворення та розкриття тріщин пропонується виконати за методом, що виражається в наступній послідовності:

1. Визначення критичної температури арматури при відповідному навантаженні.
2. Визначення ширини тріщин, що розкрилися при нагріванні, та оцінка їх глибини. Якщо розкриті тріщини утворилися до нагрівання, слід перейти до пункту 5.
3. Визначення часу прогрівання захисного шару бетону на глибину розкриття тріщини.
4. Визначення температури в тріщині за час прогрівання захисного шару бетону на її глибину.
5. Визначення часу прогрівання до критичної температури арматури залишкового шару бетону (від дна тріщини до арматури).
6. Визначення межі вогнестійкості як суми часів за пунктами 3 та 5.

Застосуємо запропонований метод розрахунку межі вогнестійкості на прикладі залізобетонної балки перерізом $0,7 \times 0,3$ м з товщиною захисного шару $a_s = 0,035$ м з бетону В25 ($R_b = 14,5$ МПа) із силікатним наповнювачем зі сталеву арматурою в розтягнутій зоні $8\emptyset 18$ А400С та в стиснутій зоні – $4\emptyset 18$ А400С ($R_s = 340$ МПа). Балка рівномірно навантажена по усій довжині.

Згідно попередньому аналізу розглядається випадок, коли навантаження, за яким утворюється згинальний момент, підбирається таким, щоб розрахункова критична температура арматури не перевищувала 575 °С. Також до уваги береться припущення, що тріщини в захисному шарі бетону розкриваються тільки, коли його поверхня прогріється на певну глибину до критичної температури бетону.

За цими умовами виконується розрахунок межі залізобетонної балки з урахуванням можливості утворення та розкриття тріщин за запропонованим методом.

1. Критична температура арматури t_{Scr} визначається таблично на основі співвідношення:

$$\gamma_{st} = \frac{M_p}{R_s \cdot A_s \cdot h_0 (1 - 0,5\xi)}, \quad (1)$$

де γ_{st} – коефіцієнт зниження опору сталі; M_p – згинальний момент балки в середині прольоту; A_s – площа перерізу арматури в розтягнутій зоні, $A_s = 20,36$ см²; ξ – коефіцієнт відносної висоти стиснутої зони бетону.

Межа вогнестійкості залізобетонної балки без урахування тріщин визначається зі співвідношення за [7]:

$$\operatorname{erf} \frac{k\sqrt{a_b} + x}{2\sqrt{a_b \cdot \theta}} = \frac{t_1 - t_2}{t_3 - t_4}, \quad (2)$$

де k – коефіцієнт густини бетону; a_b – коефіцієнт теплопровідності бетону; $x \equiv a_s$ – товщина захисного шару; $\theta \equiv \tau_s$ – межа вогнестійкості; $t_1 \equiv t_l$ та $t_3 \equiv t_l$ – температура стандартної пожежі, $t_l = 1250$ °C; $t_2 \equiv t_{scr}$ – критична температура арматури; $t_4 \equiv t_0$ – початкова температура на поверхні, що обігривається, $t_0 = 20$ °C.

2. Ширина розкриття тріщин a_{crc} обчислюється за [7]:

$$a_{crc} = \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \psi \frac{\sigma_s}{E_s} \sqrt[3]{d}, \quad (3)$$

де $\varphi_1 = 1$, $\varphi_2 = 1$, $\varphi_3 = 1$ – коефіцієнти, що залежать від тривалості дії навантаження, виду арматури, виду навантаження; E_s – модуль пружності, $E_s = 210000$ МПа; σ_s – напруження в поздовжній розтягнутій арматурі:

$$\sigma_s = \frac{M_p}{z_s (A_s + A'_s)}, \quad (4)$$

де z_s – відстань від центру тяжіння розтягнутої арматури до точки прикладання рівнодійної зусиль у стиснутій зоні елемента, $z_s = 0,5$ м; A'_s – площа перерізу арматури в стиснутій зоні, $A'_s = 10,18$ см²; ψ – коефіцієнт, що враховує нерівномірний розподіл відносних деформацій розтягнутої арматури між тріщинами в бетоні:

$$\psi = 20 \left(3,5 - 100 \frac{(A_s + A'_s)}{h_0 \cdot b} \right), \quad (5)$$

де b – ширина балки; h_0 – корисна товщина бетону.

3. Час прогрівання шару бетону на глибину розкриття тріщини $\tau_{\Delta 1}$ визначається, виходячи зі співвідношення (2), де $x \equiv \delta$ – границя прогріву бетону до температури t_{bcr} ; $\theta \equiv \tau_{\Delta 1}$; $t_1 \equiv t_l$ та $t_3 \equiv t_l$; $t_2 \equiv t_{bcr}$ – критична температура бетону, $t_{bcr} = 575$ °C; $t_4 \equiv t_0$.

4. Температура в тріщині $t_{\Delta 1}$ за час прогрівання захисного шару бетону на її глибину $\tau_{\Delta 1}$ визначається за формулою:

$$t_{\Delta 1} = 3451 \lg(8\tau_{\Delta 1} + 1) + t_0. \quad (6)$$

5. Час прогрівання $\tau_{\Delta 2}$ до критичної температури арматури t_{scr} шару бетону Δa (від дна тріщини до арматури) визначається, виходячи зі співвідношення (2), де $x \equiv \Delta a = a_s - \delta$; $\theta \equiv \tau_{\Delta 2}$; $t_1 \equiv t_{\Delta 1}$; $t_2 \equiv t_{scr}$; $t_3 \equiv t_l$; $t_4 \equiv t_{\Delta 1}$.

6. Межу вогнестійкості згинальної залізобетонної конструкції з урахуванням розкриття тріщин $\tau_{s,cr}$ можна визначити як:

$$\tau_{s,cr} = \tau_{\Delta 1} + \tau_{\Delta 2}. \quad (7)$$

Для обраної балки розраховано за запропонованим методом залежно від величини згинального моменту ширину розкриття тріщин, критичну температуру арматури і межу вогнестійкості без урахування тріщин.

Розрахунки межі вогнестійкості з урахуванням тріщин, виконано за запропонованим методом за випадком, коли розрахункова критична температура арматури менша за 575 °С. Їх виконано з припущенням, що тріщини в захисному шарі бетону розкриваються тільки, коли його поверхня прогріється на певну глибину до критичної температури бетону. Глибину тріщин прийнято залежно від їх ширини з допущення $h_{crc} \approx (10 \dots 20) \cdot a_{crc}$.

Результати розрахунків наведено в табл. 1.

Таблиця 1

Розрахункові характеристики залізобетонної балки залежно від величини згинального моменту і глибини тріщин

Найменування характеристики	Згинальний момент, M , МН·м		
	0,25	0,3	0,35
Коефіцієнт зниження опору сталевій арматури, γ_{st}	0,60	0,732	0,87
Критична температура робочої арматури, t_{Scr} , °С	550	506	470
Межа вогнестійкості без урахування тріщин, τ , хв	126	108	96
Розрахункова ширина розкриття тріщин, a_{crc} , мм	0,08	0,10	0,112
Межа вогнестійкості при глибині тріщини 10 мм, τ , хв	86	74	66
Межа вогнестійкості при глибині тріщини 15 мм, τ , хв	69	59	53
Межа вогнестійкості при глибині тріщини 20 мм, τ , хв	54	47	41

Результати, наведені в табл. 1, показують, що наявність розкритих тріщин у згинальних залізобетонних конструкціях здатна сильно впливати на їхню вогнестійкість.

При рівномірному навантаженні балки найбільші напруження і, відповідно, утворення тріщин відбуваються у її середній частині. Ширина і глибина тріщин, а також критична температура арматури залежать від величини навантаження, яке характеризується величиною згинального моменту. Саме з цієї причини зі збільшенням згинального моменту зменшується критична температура арматури, ширше розкриваються тріщини у розтягнутій зоні бетону і збільшується їх глибина, локально зменшуючи шар бетону біля арматури, який прогрівається. Все це прискорює утворення пластичного шарніру в арматурі при нагріванні та, відповідно, руйнування балки.

6 ОБГОВОРЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕННЯ

Розрахунки показали, що для обраного випадку, коли розрахункова критична температура арматури менша за 575 °С, зниження межі вогнестійкості згинальних залізобетонних конструкцій залежно від глибини відкритих тріщин можна приблизно оцінити за показником $3,0 \text{ хв} \cdot \text{мм}^{-1}$ порівняно з межею вогнестійкості без урахування тріщин τ_s . Тобто, знаючи глибину відкритих тріщин в захисному шарі бетону

згинальної залізобетонної конструкції, можна приблизно оцінити її межу вогнестійкості як $\tau_{s,cr} = \tau_s - 3,0 \cdot h_{cr}$. Ця приблизна оцінка має перспективу подальшого дослідження у сенсі визначення коефіцієнту вогнестійкості, що залежить від стану пошкодження згинальної залізобетонної конструкції.

Наведені результати підтверджують небезпеку перевантаження згинальних залізобетонних конструкцій, тому що це спричиняє появу і розкриття в них тріщин, що призводить до швидшого прогрівання захисного шару бетону в місцях утворення тріщин. Розрахунки за запропонованою методикою дають змогу у кожному конкретному випадку обґрунтувати заходи щодо підвищення вогнестійкості згинальних залізобетонних конструкцій шляхом застосування для них вогнезахисних покриттів. Крім того, можна рекомендувати у випадках використання залізобетонних конструкцій на об'єктах підвищеної небезпеки для зменшення тріщиноутворення в захисному шарі бетону підвищувати його пластичність, застосовуючи просочення спеціальними полімерними складами. Також з цією метою можна при виготовленні відповідальних згинальних залізобетонних конструкцій виконувати захисний шар з фібробетону як указано в [12].

7 ВИСНОВКИ.

1. У роботі розглянуто два сценарія впливу тріщин, що утворюються за різних причин в розтягнутій зоні бетону згинальної залізобетонної конструкції, на розрахункову межу вогнестійкості. Показано, що тріщини можуть суттєво впливати на межу вогнестійкості згинальної залізобетонної конструкції, якщо розрахункова критична температура арматури менша за 575 °С.

2. У роботі запропоновано удосконалену методику розрахунку межі вогнестійкості згинальних залізобетонних конструкцій за наявності в них тріщин, яка включає поступове визначення:

- критичної температури арматури;
- ширини розкриття тріщин та оцінка глибини тріщин, що розкрилися;
- часу прогрівання захисного шару бетону на глибину розкриття тріщини;
- температури в тріщині за час прогрівання захисного шару бетону на її глибину;
- часу прогрівання до критичної температури арматури шару бетону від дна тріщини до арматури;
- остаточний розрахунок межі вогнестійкості.

3. Оціночні розрахунки показали, що за наявності відкритих тріщин у захисному шарі бетону вогнестійкість згинальних залізобетонних конструкцій знижується порівняно з межею вогнестійкості без урахування тріщин приблизно за показником $3,0 \text{ хв} \cdot \text{мм}^{-1}$ залежно від глибини тріщин.

Література

1. Kovalov A., Otrosh Yu., Surianinov. M., Kovalevska T. Experimental and computer researches of ferroconcrete floor slabs at high-temperature influences. *Materials Science Forum*. 2019. Vol. 968. P. 361–367. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/MSF.968.361>
2. Otrosh Yu., Surianinov M., Holodnov O., Starova O. Experimental and computer researches of ferroconcrete beams at high-temperature influences. *Materials Science Forum*. 2019. Vol. 968. P. 355–360. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/MSF.968.355>
3. Cramer J., Javidmehr S., Empelmann M. Simulation of Crack Propagation in Reinforced Concrete Elements. *Appl. Sci*. 2021. Vol. 11. P. 785. <https://doi.org/10.3390/app11020785>
4. Chiu C.K., Chi K.N., Ho B.T. Experimental Investigation on Flexural Crack Control for High-Strength Reinforced-Concrete Beam Members. *Int. J. Concr. Struct. Mater.* 2018. Vol. 12. P. 41. <https://doi.org/10.1186/s40069-018-0253-8>

5. Jason L., Torre-Casanova A., Davenne L., Pinelli X. Cracking behavior of reinforced concrete beams: experiment and simulations on the numerical influence of the steel-concrete bond. *International Journal of Fracture*, Springer Verlag. 2013. Vol. 180, No 2, P. 243–260. <https://doi.org/10.1007/s10704-013-9815-6>. hal-01411075
6. Srimook P., Maruyama I., Shibuya K., Tomita S., Igarashi G., Yo Hibino Y., Yamada K. Evaluation of thermal crack width and crack spacing in massive reinforced concrete structures subject to external restraints using RBSM. *Engineering Fracture Mechanics*. 2022. Vol. 274. 108800. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2022.108800>
7. Vasilchenko A., Danilin O., Lutsenko T., Ruban A. Features of Evaluation of Fire Resistance of Reinforced Concrete Ribbed Slab under Combined Effect "Explosion-Fire". *Materials Science Forum*. 2021. Vol. 1038. P. 492-499. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/MSF.1038.492>
8. Dahmani, L., Khennane, A. & Kaci, S. Crack identification in reinforced concrete beams using ANSYS software. *Strength Mater*. 2010. Vol. 42. P. 232–240. <https://doi.org/10.1007/s11223-010-9212-6>
9. Zhang X., Shen Q.-Q., Li Zh.-Y., Tang S.-H., Luo Y.-Sh. Experimental Study on Fire Resistance of Reinforced Concrete Frame Structure. *International Conference on Mechanics and Civil Engineering*. P. 1031-1037. <https://doi.org/10.2991/icmce-14.2014.186>
10. Anders Hösthagen. Thermal Crack Risk Estimation and Material Properties of Young Concrete Division of Structural and Fire Engineering. Department of Civil, Environmental and Natural Resources Engineering Luleå University of Technology. 2017. ISSN 1402-1757
11. Srisoros W., Nakamura H., Kunieda M., Ishikawa Y. Analysis of Crack Propagation due to Thermal Stress in Concrete Considering Solidified Constitutive Model. *Journal of Advanced Concrete Technology*. 2007. Vol. 5. № 1. P. 99–112. <https://doi.org/10.3151/jact.5.99>
12. Vasilchenko Alexey, Doronin Evgeny, Chernenko Oleksandr, Ponomarenko Ivan. Estimation of fire resistance of bending reinforced concrete elements based on concrete with disperse fibers. *IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering*. 2019, 708, 012075. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/708/1/012075>

References

1. Kovalov, A., Otrosh, Yu., Surianinov, M., & Kovalevska, T. (2019). Experimental and computer researches of ferroconcrete floor slabs at high-temperature influences. *Materials Science Forum*, 968, 361–367. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/MSF.968.361>
2. Otrosh, Yu., Surianinov, M., Holodnov, O., & Starova, O. (2019). Experimental and computer researches of ferroconcrete beams at high-temperature influences. *Materials Science Forum*, 968, 355–360. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/MSF.968.355>
3. Cramer, J., Javidmehr, S., & Empelmann, M. (2021). Simulation of Crack Propagation in Reinforced Concrete Elements. *Applied Science*, 11, 785. <https://doi.org/10.3390/app11020785>
4. Chiu, C.K., Chi, K.N., & Ho, B.T. (2018). Experimental Investigation on Flexural Crack Control for High-Strength Reinforced-Concrete Beam Members. *International Journal Concrete Structure Materials*, 12, 41. <https://doi.org/10.1186/s40069-018-0253-8>
5. Jason, L., Torre-Casanova, A., Davenne, L., & Pinelli, X. (2013). Cracking behavior of reinforced concrete beams: experiment and simulations on the numerical influence of the steel-concrete bond. *International Journal of Fracture*, Springer Verlag, 180(2), 243–260. <https://doi.org/10.1007/s10704-013-9815-6>. hal-01411075
6. Srimook, P., Maruyama, I., Shibuya, K., Tomita, S., Igarashi, G-Yo, Hibino, Y., & Yamada, K. (2022). Evaluation of thermal crack width and crack spacing in massive reinforced concrete structures subject to external restraints using RBSM. *Engineering Fracture Mechanics*, 274, 108800. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2022.108800>
7. Vasilchenko, A., Danilin, O., Lutsenko, T., & Ruban A. (2021). Features of Evaluation of Fire Resistance of Reinforced Concrete Ribbed Slab under Combined Effect "Explosion-Fire". *Materials Science Forum*, 1038, 492–499. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/MSF.1038.492>
8. Dahmani, L., Khennane, A., & Kaci, S. (2010). Crack identification in reinforced concrete beams using ANSYS software. *Strength Materials*, 42, 232–240. <https://doi.org/10.1007/s11223-010-9212-6>

9. Zhang, X., Shen, Q.-Q., Li, Zh.-Y., Tang, S.-H., & Luo, Y.-Sh. (2014). Experimental Study on Fire Resistance of Reinforced Concrete Frame Structure. *International Conference on Mechanics and Civil Engineering*, 1031-1037. <https://doi.org/10.2991/icmce-14.2014.186>
10. Hösthagen, Anders. (2017). Thermal Crack Risk Estimation and Material Properties of Young Concrete Division of Structural and Fire Engineering. Department of Civil, Environmental and Natural Resources Engineering Luleå University of Technology. ISSN 1402-1757
11. Srisoros, W., Nakamura, H., Kunieda, M., & Ishikawa, Y. (2007). Analysis of Crack Propagation due to Thermal Stress in Concrete Considering Solidified Constitutive Model. *Journal of Advanced Concrete Technology*, 5(1), 99–112. <https://doi.org/10.3151/jact.5.99>
12. Vasilchenko, A., Doronin, E., Chernenko, O., & Ponomarenko, I. (2019). Estimation of fire resistance of bending reinforced concrete elements based on concrete with disperse fibers. *IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering*, 708, 012075. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/708/1/012075>

Васильченко Олексій Володимирович

Національний університет цивільного захисту України, к.т.н., доцент
вул. Чернишевська, 94, м. Харків, Україна, 61023
avas2006@ukr.net
ORCID: 0000-0002-5806-4029

Данілін Олександр Миклайович

Національний університет цивільного захисту України, к.т.н., доцент
вул. Чернишевська, 94, м. Харків, Україна, 61023
danilin7887@gmail.com
ORCID: 0000-0002-4474-7179

Дармофал Елеонора Анатоліївна

Харківська державна академія фізичної культури, к.т.н., доцент
вул. Клочківська, 99, м. Харків, Україна, 61058
elyadarmofal@gmail.com
ORCID: 0000-0001-9868-0486

Луценко Тетяна Олексіївна

Національний університет цивільного захисту України, к.н. держ.упр., доцент
вул. Чернишевська, 94, м. Харків, Україна, 61023
lutsenkota13@nuczu.edu.ua
ORCID: 0000-0001-7373-4548