

ВПЛИВ ТРІЩИН НА ВОГНЕСТІЙКІСТЬ ЗГИНАЛЬНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ

Васильченко Олексій Володимирович

кандидат технічних наук, доцент, доцент,

Національний університет цивільного захисту України, Харків,

Україна

avas200@ukr.net

Рубан Анна Артемівна

студентка,

Національний університет цивільного захисту України, Харків,

Україна

anyaruban18@gmail.com

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.

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.

Зіставлення результатів експериментального та теоретичного визначення межі вогнестійкості в різних роботах [2, 5, 6] показує, що повний збіг недосяжний. Одною з причин цього є неможливість передбачити при розрахунках усі особливості стану досліджуваних зразків. Тут насамперед мають 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 після досягнення II стадії напружено-деформованого стану [7, 8, 9]. З подальшим збільшенням навантаження відбувається 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.

При тепловому впливі тріщини утворюються після досягнення критичної температури бетону t_{ber} . 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 роботі не розглянуто одночасний вплив механічного навантаження на зразки, що випробувались. І тому є підстави припустити що спостерігалось лише утворення тріщин 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.

Розглянемо це завдання на прикладі згинальної залізобетонної конструкції. Для цього є сенс з'ясувати причини утворення тріщин і співвіднести їх з розрахунковою критичною температурою сталеві арматури, оскільки саме від неї залежить міцність конструкції.

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 $h_{cre} \approx (10 \dots 20) \cdot a_{cre}$, 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.

Розрахунок межі вогнестійкості згинальної залізобетонної конструкції з урахуванням можливості утворення та розкриття тріщин пропонується виконати 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.

Запропонований метод розрахунку межі вогнестійкості застосовано 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 сталевою арматурою в розтягнутій зоні $8\text{Ø}18$ А400С та в стиснутій зоні – $4\text{Ø}18$ А400С ($R_s = 340$ МПа), коли 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.

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 температуропровідності 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, $t_1=1250$ °С; $t_2=t_{Scr}$ – критична температура арматури; $t_4=t_0$ – початкова температура на поверхні, що обігривається, $t_0=20$ °С.

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, ψ – коефіцієнт, що враховує нерівномірний розподіл відносних деформацій розтягнутої арматури між тріщинами в бетоні:

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.

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 $\tau_{s.cr} = \tau_s - 3,0 \cdot h_{cr}$.

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 обґрунтовувати 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].

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>