

<https://doi.org/10.31891/2307-5732-2026-363-75>

УДК 004.8

СОЛОВЕЙ ОЛЬГА

Київський національний університет будівництва і архітектури

<https://orcid.org/0000-0001-8774-7243>

e-mail: solovey.ol@knuba.edu.ua

МОДЕЛІ ФІЗИЧНОГО СТАНУ ЕЛЕМЕНТІВ ДЛЯ ПРОГНОЗУВАННЯ НАДІЙНОСТІ БУДІВЕЛЬ ЗА ДОПОМОГОЮ ГРАФОВИХ НЕЙРОННИХ МЕРЕЖ

Ефективне управління життєвим циклом будівельних активів потребує надійних інструментів для прогнозування їхнього технічного стану. Сучасні підходи, зокрема інформаційне моделювання будівель та концепція цифрових двійників, створюють можливості для застосування графових нейронних мереж. Метою роботи є розроблення шляхом формалізації існуючих теоретичних положень, апробованих моделей та експериментально підтверджених закономірностей моделей фізичного стану конструктивних елементів будівельного об'єкта залежно від часу. Для досягнення мети було вирішено такі завдання: проаналізовано сучасні підходи до моделювання деградації конструкції з метою виявлення ключових фізичних законів та інженерних моделей, що підлягають формалізації; сформульовано моделі фізичного стану для основних конструктивних елементів (колон, балок, плит, стін), які описують динаміку погіршення їхніх характеристик у часі під впливом експлуатаційних факторів; розроблено методіку перевірки запропонованих моделей, що включає аналіз чутливості до ключових вхідних параметрів.

Результати аналізу чутливості підтвердили фізичну коректність моделей. Встановлено, що для несучих залізобетонних елементів (колон і балок) домінуючими факторами є інтенсивність корозії та деградація властивостей матеріалів. Для фундаментної плити критичним виявився хімічний склад ґрунту, а для стінової панелі — довговічність герметика під дією УФ-випромінювання, що запускає каскадну відмову.

Ключовим результатом є доведена здатність усіх моделей чітко диференціювати два основні сценарії: «задовільний стан», коли конструкція має значний запас надійності, та «критичний стан», коли цей запас вичерпано. Практична значущість роботи полягає в тому, що запропоновані моделі створюють обґрунтовану обчислювальну основу для наповнення фізичними атрибутами графових структур, що є необхідною передумовою для розроблення та навчання графових нейронних мереж з метою прогнозування технічного стану будівельних активів.

Ключові слова: Графові нейронні мережі, прогнозування надійності, моделі деградації, будівельні конструкції.

SOLOVEI OLGA

Kyiv National University of Construction and Architecture

PHYSICAL STATE MODELS OF STRUCTURAL ELEMENTS FOR PREDICTING BUILDING RELIABILITY USING GRAPH NEURAL NETWORKS

Effective management of the life cycle of building assets requires reliable tools for predicting their technical condition. Modern approaches, in particular Building Information Modeling and the concept of digital twins, create opportunities for the application of graph neural networks. The aim of this work is to develop, through the formalization of existing theoretical provisions, validated models, and experimentally confirmed regularities, models of the physical state of structural elements of a building object as a function of time. To achieve this aim, the following tasks were accomplished: modern approaches to modeling structural degradation were analyzed in order to identify key physical laws and engineering models subject to formalization; models of the physical state were formulated for the main structural elements (columns, beams, slabs, and walls), describing the dynamics of deterioration of their characteristics over time under the influence of operational factors; and a methodology for verifying the proposed models was developed, including sensitivity analysis to key input parameters.

The results of the sensitivity analysis confirmed the physical validity of the models. It was established that for load-bearing reinforced concrete elements (columns and beams), the dominant factors are corrosion intensity and degradation of material properties. For the foundation slab, the critical factor was found to be the chemical composition of the soil, while for the wall panel, the durability of the sealant under UV radiation—which triggers a cascading failure—proved to be decisive.

A key result is the demonstrated ability of all models to clearly differentiate between two main scenarios: a “satisfactory state,” in which the structure retains a significant safety margin, and a “critical state,” in which this margin is exhausted. The practical significance of the work lies in the fact that the proposed models provide a sound computational basis for populating graph structures with physical attributes, which is a necessary prerequisite for the development and training of graph neural networks aimed at predicting the technical condition of building assets.

Keywords: graph neural networks; reliability prediction; degradation models; building structures.

Стаття надійшла до редакції / Received 05.02.2026

Прийнята до друку / Accepted 25.02.2026

Опубліковано / Published 26.03.2026



This is an Open Access article distributed under the terms of the [Creative Commons CC-BY 4.0](https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/)

© Соловей Ольга

Постановка проблеми у загальному вигляді

та її зв'язок із важливими науковими чи практичними завданнями

Розвиток підходів до управління будівельними активами та впровадження інформаційного моделювання будівель (BIM) відкривають нові можливості для підвищення ефективності управління безпекою будівельного об'єкта [1]. Однією з таких можливостей є представлення будівлі у вигляді графа та застосування графових нейронних мереж (GNN). Ці мережі здатні навчатися одночасно на атрибутах елементів (вершин) та їхніх взаємозв'язках (ребрах), що дозволяє моделювати поширення локальних деградаційних процесів у межах всієї системи [2]. Для практичної реалізації такого підходу необхідно вирішити два завдання:

1. Створення моделей фізичного стану окремих конструктивних елементів залежно від часу та умов експлуатації. Це дозволить доповнити опис вершини графа динамічними фізичними атрибутами.

2. Розроблення методу автоматизованого перетворення ВІМ-моделей у фізично обґрунтовані графові структури.

Це дослідження присвячене формалізації моделей для визначення фізичного стану конструктивних елементів будівельного об'єкта залежно від часу. При цьому, моделювання деградації виконуватиметься на рівні окремих конструктивних елементів – колон, балок, плит та стін, а інтеграція цих станів буде перенесена на рівень графової нейронної мережі.

Аналіз досліджень та публікацій

Дослідження деградації колон зосереджені на оцінці зниження їхньої осьової несучої здатності. У дослідженні [3] за допомогою скінченно-елементного аналізу показано, що корозія призводить не лише до зниження міцності, але й до зміни характеру руйнування з пластичного на крихкий. Ключовим фактором є деградація зчеплення "сталь–бетон", що систематизовано в [4]. Для інженерного прогнозування було розроблено низку моделей. Наприклад, автори дослідження [5] запропонували степеневу модель для швидкості корозії $I_c(t) = r_{\text{corr}} \cdot t^{0.52}$ в агресивних прибережних умовах. Комплексна інженерна модель представлена в роботі [6]. Вона поєднує нелінійну залежність втрати радіуса арматури від часу $r_{\text{loss}} = v_{\text{corr}} \cdot t \cdot (1 + \alpha t)$ з оцінкою зниження ефективних площ бетону та арматури. Модель включає критерії для визначення меж експлуатаційної придатності колони, зокрема через коефіцієнт запасу міцності: $SF_{\text{col}} = (P_{n,\text{eff}} / P_{\text{load}}) < 2.5$.

Для кількісного прогнозування технічного стану залізобетонних колон у цьому дослідженні буде реалізовано та адаптовано фізично обґрунтовану модель деградації, що базується на методології, запропонованій у роботі [6], оскільки ця модель містить інженерні критерії для визначення граничного стану залізобетонної колони. Методологічну основу моделі становлять положення ДСТУ ISO 15686-1:2020 [7] щодо прогнозування строку експлуатації будівельних конструкцій. Моделювання хлоридної корозії та її впливу на арматуру базується на принципах ДСТУ Б В.2.6-34:2008 [8], які враховують роль агресивного середовища, вологості та температури. Розрахунок несучої здатності колони – відповідно до ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010 [9].

Аналіз сучасних підходів до моделювання корозійних та втомних пошкоджень на довговічність залізобетонних балок показав існування двох основних напрямків: 1) Фізично-обґрунтовані інженерні моделі, що поєднують макроскопічні закони для прогнозування життєвого циклу конструкцій; 2). Фундаментальні мікромеханічні моделі, що детально описують процеси руйнування на рівні матеріалу та контактних зон. Для порівняльного аналізу цих підходів було обрано дослідження [10-11].

Дослідження [10] пропонує модель прогнозування довговічності залізобетонних балок, які одночасно зазнають корозійного впливу хлоридів та циклічних навантажень. Автори розглядають точкову корозію арматури як початкову тріщину, поєднуючи у своїх розрахунках закон Фіка для дифузії хлоридів у вигляді $C(x, t) = C_s \left[1 - \text{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{D \cdot t}} \right) \right]$, де $C(x, t)$ – концентрація хлоридів на глибині x у момент часу t ; C_s – концентрація на поверхні; D – коефіцієнт дифузії; $\text{erf}(\cdot)$ – функція помилок та закон Періса для поширення втомних тріщин: $\frac{d\alpha}{dN} = C(K_I)^m$, де $\frac{d\alpha}{dN}$ – швидкість росту тріщини; c, m – матеріальні константи; N – кількість циклів навантаження за період експлуатації [12]. Для врахування впливу коефіцієнта асиметрії напружень R автори доповнюють закон Періса рівнянням Вокера: $\frac{d\alpha}{dN} = C \left[\frac{\Delta K}{(1-R)^{1-w}} \right]^m$ та рівнянням Формана, що описує асимптотичну поведінку

тріщини перед руйнуванням: $\frac{d\alpha}{dN} = \frac{C(\Delta K)^n}{(1-R)K_c - \Delta K}$, де K_c – в'язкість руйнування; w, n – параметри матеріалу.

Перевагою цієї моделі є те, що вона використовує загальнодоступні дані про середовище (відносну вологість, температуру) та експлуатаційні параметри навантаження (рівні циклічних навантажень, число циклів, коефіцієнт асиметрії напружень), які зазвичай фіксуються в технічній документації або отримуються з метеорологічних даних. Це робить модель зручною для практичного прогнозування без потреби у складних лабораторних випробуваннях.

У роботі [11] запропоновано мікромеханічну модель руйнування залізобетону під впливом корозії та механічних навантажень. Модель базується на змішаній теорії пошкодження та ітераційному чисельному підході. Корозія розглядається як процес, що призводить до фізичної зміни геометрії сталевго стрижня. Рівень корозії η визначається через втрату площі поперечного перерізу $\eta = \frac{A_0 - A}{A_0}$, де A_0 – початкова площа, A – площа після корозійного ушкодження. Залишковий радіус арматури r оцінюється як: $r = r_0 \sqrt{1 - \eta}$. Взаємодія між бетоном та арматурою описується через зв'язок між векторами зусиль – нормальним $t_n = (1 - d_n) D_{nn} w_n$ та дотичним нормальним $t_s = (1 - d_s) D_{ss} w_s$ та стрибками зміщень – нормальним w_n та зсувним w_s на межі розділу, де D_{nn} – коефіцієнт нормальної пружної жорсткості, D_{ss} – коефіцієнт зсувної (дотичної) пружної жорсткості, d_n та d_s – змінні пошкодження, що змінюються від 0 до 1. Для опису деградації після досягнення критичного рівня пошкодження автори застосовують експоненціальні закони: для розтягу $g_n = 1 - d_n$, для зсуву - $g_s = 1 - d_s$. Початок руйнування моделюється за допомогою двох поверхонь текучості залежно від знаку нормального напруження: $f_1(t_n \geq 0)$ – описує взаємодію розтягу та зсуву; $f_2(t_n < 0)$ - модифікована модель Мора–Кулона, де міцність на зсув зростає за наявності стискального конфайнменту. Еволюція пошкодження у часі під сталим механічним навантаженням описується контрольною функцією: $C = \lambda_i^j - \lambda_{i-1} + \Delta \eta^* \cdot \eta_f$, де λ_i^j

– фактор навантаження на поточному кроці i та ітерації j ; λ_{i-1} – фактор навантаження на попередньому кроці розрахунку; $\Delta\eta^*$ – приріст рівня корозії; n_f – граничний рівень корозії, визначений як максимальне значення, до якого проводиться дослідження. Таким чином, запропонована модель детально описує процес руйнування на межі контакту "сталь-бетон", показує механізм втрати зчеплення та розвиток тріщин на мікрорівні. Водночас вона потребує параметрів (коефіцієнти жорсткості контакту D_{nn} , D_{ss} , змінні пошкодження d_n , d_s), які складно визначити для реальної конструкції без спеціальних лабораторних випробувань.

Для кількісного прогнозування технічного стану залізобетонних балок у цьому дослідженні буде реалізовано та адаптовано фізично обґрунтовану модель деградації, що базується на методології, запропонованій у роботі [10]. Методологічну основу моделі становлять положення ДСТУ EN 15026:2022 [13] та ДСТУ Б В.2.6-34:2008 [14] щодо дифузії хлоридів і критеріїв ініціації корозії, вимоги ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010 [9] та ДБН В.2.6-98:2009 [15] щодо розрахунку напружень і жорсткості залізобетонних балок, а також принципи механіки руйнування, викладені в роботах [12].

Моделювання фундаментних плит, що працюють у ґрунтовому середовищі, потребує інтегрованого підходу, який одночасно враховує: процеси матеріальної деградації залізобетону внаслідок корозії, та механічну взаємодію конструкції з ґрунтовою основою. Необхідність такого комплексного підходу підтверджується вимогами національних нормативних документів, зокрема ДСТУ Б В.2.6-34:2008 [14] (щодо врахування корозійної деградації залізобетону в агресивному середовищі) та ДСТУ ENV 206:2018 [16] (щодо класифікації агресивності середовища та її впливу на довговічність бетону). У цьому контексті для даного дослідження обрано модель, запропоновану [17], оскільки вона відповідає вимогам інтегрованого аналізу «матеріал – середовище – конструкція – основа». Ця модель побудована на основі методу скінченних елементів та поєднує два взаємопов'язані модулі: корозійний модуль, який описує електрохімічні процеси корозії та транспорт іонів хлоридів, вологи і тепла в бетоні; механічний модуль, який моделює напружено-деформований стан та тріщиноутворення, спричинені розширенням продуктів корозії.

Для адаптації цієї моделі до задачі оцінювання фізичного стану фундаментних плит у цьому дослідженні інтегровано низку фундаментальних теоретичних підходів, які забезпечують її інженерну обґрунтованість:

- Теорія згину [18] використовується для визначення геометричних характеристик перерізу (моменту інерції I_c , моменту опору S_c) та розрахунку напружень у бетоні й арматурі (σ_c).
- Модель корозії в ґрунті [19] застосовується для оцінки коефіцієнта корозії (CF_{solid}) з урахуванням агресивності ґрунтових вод та хімічного складу середовища.
- Двостадійна модель Тууті [20] слугує концептуальною основою для опису фаз ініціації та поширення корозії, а також для формування залежності зменшення ефективного моменту опору ($S_{eff}(t)$) з часом;
- Механіка ґрунтів [21] використовується для врахування нерівномірної осадки основи та розрахунку додаткових згинальних моментів (M_{settle}), що виникають у плиті;
- Концепція граничних станів ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010 [9] забезпечує нормативну основу для визначення критеріїв несучої здатності та експлуатаційної придатності, а також умов, за яких необхідна інспекція або втручання.

Сучасні дослідження, зокрема робота [22], розглядають фасад як комплексну функціональну систему, у якій деградація енергоефективності, герметичності та зовнішнього вигляду взаємопов'язана і керується кліматичними впливами. Необхідність такого підходу формалізована в стандарті ДСТУ ISO 15686-1:2020 [7], який встановлює рамкові засади планування строку експлуатації та передбачає визначення вимог до технічного обслуговування протягом життєвого циклу. Фізичною основою деградації зовнішніх стін є процеси переносу тепла та вологи. Теоретичні засади цих процесів детально висвітлені у працях [23]. Ці роботи закладають наукове підґрунтя для розуміння причинно-наслідкового ланцюга деградації: втрата герметичності → зволоження утеплювача → погіршення теплотехнічних показників. Водночас, як наголошується в роботі [24], для практичного застосування прогнозні моделі мають не лише описувати погіршення стану, але й підтримувати прийняття рішень щодо обслуговування. Це завдання ефективно вирішується за допомогою систем нормалізованих індексів (наприклад, індекс технічного стану), які переводять складні фізичні дані у стандартизовану шкалу, що дозволяє обґрунтовано визначати пріоритетність ремонтних робіт.

Таким чином, у даному дослідженні буде реалізовано синтез цих підходів: модель фізичного стану зовнішньої стінової панелі поєднуватиме гіротермічне моделювання, засноване на положеннях будівельної теплофізики [23], із системою нормалізованих індексів, що концептуально узгоджується з принципами планування строку експлуатації згідно з ДСТУ ISO 15686-1:2020 [7].

Формулювання цілей статті

Метою роботи є: створення шляхом формалізації існуючих теоретичних положень, апробованих моделей та експериментально підтверджених закономірностей моделей фізичного стану конструктивних елементів будівельного об'єкта залежно від часу.

Для досягнення поставленої мети визначено такі завдання:

1. Проаналізувати сучасні підходи до моделювання деградації конструкцій з метою виявлення ключових фізичних законів та інженерних моделей, що підлягають формалізації.
2. Сформулювати моделі фізичного стану для основних конструктивних елементів (колонни, балки, плити, стіни), що описують динаміку погіршення їхніх характеристик з часом під впливом експлуатаційних

факторів.

3. Розробити методику перевірки формалізованих моделей, що включає аналіз чутливості до ключових вхідних параметрів.

Виклад основного матеріалу

Моделі фізичного стану конструктивних елементів будівлі.

Модель фізичного стану залізобетонної колони залежно від часу та умов експлуатації формалізовано виразами (1) – (8) на основі фізичних законів та експериментально підтверджених закономірностей [6-8, 25-26].

Густина струму корозії, $\mu\text{A}/\text{cm}^2$:

$$i_{corr} = a \times (RH/100) \times C_{cl} \times \exp(b \times T), \quad (1)$$

де $a=0.5$ – масштабний коефіцієнт, $\mu\text{A}/\text{cm}^2$; $b=0.03$ – температурний коефіцієнт, $1/^\circ\text{C}$; RH – відносна вологість, %; C_{cl} концентрація хлоридів, % від маси цементу; T температура, $^\circ\text{C}$.

Швидкість проникнення корозії, $\text{mm}/\text{рік}$:

$$v_{corr} = 0.0116 \cdot i_{corr}, \quad (2)$$

де 0.0116 – коефіцієнт перетворення, отриманий із закону Фарадея для корозії сталі в бетоні.

Втрата радіуса арматури в залежності від часу, mm :

$$r_{loss} = v_{corr} \cdot t \cdot (1 + \alpha \cdot t), \quad (3)$$

де t – час експлуатації, (роки); $\alpha=0.02$ коефіцієнт прискорення, $1/\text{рік}$, що враховує нелінійне прогресування корозії. Перший множник $v_{corr} \cdot t$ відображає лінійну складову корозії, а множник $(1 + \alpha \cdot t)$ – прискорення корозії з часом.

Розрахункова площа поперечного перерізу кородованої арматури, mm^2 :

$$A_{s,eff} = \pi \cdot (r_0 - r_{loss})^2, \quad (4)$$

де r_0 – початковий радіус арматури, mm .
Приймається припущення про рівномірну корозію по периметру арматури.

Номинальна осьова міцність, H :

$$P_n = 0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}, \quad (5)$$

де f'_c – межа міцності бетону на стиск, MPa ; A_g – загальна площа перерізу бетону (зменшена внаслідок відшарування), mm^2 ; A_{st} – сумарна площа сталі, розрахована як $n \times A_{s,eff}$, mm^2 ; n – кількість поздовжніх арматурних стержнів; f_y – межа текучості сталі, MPa ; коефіцієнт 0.85 – редуційний коефіцієнт міцності бетону.

Розрахункова номинальна осьова міцність з урахуванням деградації, H :

$$P_{n,eff} = 0.85 \cdot f_{c,eff} \cdot (A_{c,eff} - n \cdot A_{s,eff}) + f_y \cdot n \cdot A_{s,eff}, \quad (6)$$

де $f_{c,eff}$ – ефективна міцність бетону на стиск (MPa), яка може бути зменшена деградаційним коефіцієнтом; $A_{c,eff}$ ефективна площа бетонного перерізу (зменшується у разі відшарування бетону), mm^2 ; n – кількість поздовжніх арматурних стержнів.

Коефіцієнт запасу міцності колони визначається як відношення її ефективної несучої здатності до прикладеного навантаження:

$$SF_{col} = \frac{P_{n,eff}}{P_{load}}, \quad (7)$$

де P_{load} – фактичне осьове навантаження на колону, H .

Необхідність інспекції виникає, якщо порушено один із двох граничних станів:

$$I_C = \begin{cases} 1, & SF_{col} < 2.5 \vee r_{loss} > c_{cover} \\ 0, & \text{otherwise} \end{cases}. \quad (8)$$

Таким чином, формалізована модель (1) – (8) дозволяє визначити момент часу t , коли необхідна інспекція ($I_C = 1$), при якому порушується хоча б один із двох граничних станів: коефіцієнт запасу міцності колони (SF_{col}) знижується нижче порогового значення 2.5, що свідчить про вичерпання резерву її міцності; втрата радіуса арматури внаслідок корозії (r_{loss}) перевищує товщину захисного шару бетону (c_{cover}), що призводить до його розтріскування та прискорення подальшої деградації (r_{loss}).

Модель фізичного стану залізобетонної балки залежно від часу та умов експлуатації формалізовано виразами (9) – (17) на основі фізичних законів та експериментально підтверджених закономірностей [9-15].

Період до початку корозії арматури t_{init} визначається процесом дифузії хлоридів крізь захисний шар бетону. Вважається, що корозія ініціюється в момент, коли концентрація хлоридів на глибині розташування арматури (c) досягає критичного значення C_{cr} . Час ініціації обчислюється за формулою:

$$t_{init} = \frac{c^2}{4D_{cl}[\text{erfc}(1 - \frac{C_{cr}}{C_s})]^2}, \quad (9)$$

де D_{cl} – коефіцієнт дифузії хлоридів у бетоні; C_s – концентрація хлоридів на поверхні конструкції; erfc – обернена функція помилок.

Після завершення фази ініціації $t > t_{init}$ у моделі паралельно враховуються два механізми корозійного пошкодження: локальна та рівномірна корозія. Локальна корозія розглядається як початковий дефект, з якого розпочинається розвиток втомної тріщини. Розмір цього дефекту приймається за початкову довжину тріщини $a_0(t)$ та описується лінійною функцією часу від моменту початку активної корозії:

$$a_0(t) = R_{pitt} \cdot (t - t_{init}), \quad (10)$$

де R_{pitt} – швидкість розвитку локальної корозії, що визначається експериментально для конкретних умов експлуатації.

Втрата радіуса арматурного стержня описується рівнянням:

$$r_{loss}(t) = i_{corr} \cdot k_{conv} \cdot (t - t_{init}), \quad (11)$$

де i_{corr} – густина корозійного струму, k_{conv} – коефіцієнт перерахунку одиниць.

Для балки, що працює на двох опорах і навантажена центральною силою P , максимальні напруження в розтягнутій арматурі обчислюються за залежністю:

$$\sigma_s(t) = \frac{PL}{4} \cdot \frac{(h-x(t))n}{I_{eff}(t)}, \quad (12)$$

де $PL/4$ - максимальний згинальний момент у середині прольоту L ; h - висота перерізу; I_{eff} - ефективний момент інерції перерізу, який визначає жорсткість балки на згин у момент часу t . $n = E_s/E_c$ - відношення модулів пружності сталі E_s та бетону E_c .

Швидкість росту тріщини задається рівнянням:

$$\frac{da}{dN} = C(\Delta K_I)^m, \quad (13)$$

де $N(t) = n_c \cdot (t - t_{init})$ – загальна кількість циклів на момент часу t ; n_c - середня кількість циклів навантаження за одиницю часу; c та m – матеріальні константи.

Розмах коефіцієнта інтенсивності напружень обчислюється як:

$$\Delta K_I = Y \cdot \sigma_s(t) \cdot \sqrt{pa}, \quad (14)$$

де Y - коефіцієнт геометричної форми тріщини; a - поточна довжина тріщини.

Кінцева довжина тріщини $a_{final}(t)$ визначається шляхом чисельного інтегрування рівняння (13) з початковою умовою $a_0(t)$, заданою рівнянням (10).

Інспекція стану залізобетонної балки ($I_B=1$) вважається необхідною, якщо принаймні одна з наведених умов виконується:

Коефіцієнт запасу міцності з урахуванням температурного зниження межі текучості сталі:

$$SF(t) = \frac{\sigma_{y,eff}}{\sigma_s(t)} < 2.0, \quad (15)$$

де $\sigma_{y,eff}$ - ефективна межа текучості.

Критерій розвитку втомних пошкоджень що відповідає досягненню гранично допустимої довжини тріщини, м:

$$a_{final}(t) > 0.012. \quad (16)$$

Критерій крихкого руйнування

$$K_{I,final}(t) = Y \cdot \sigma_s(t) \cdot \sqrt{pa_{final}(t)} \geq 0.85 K_{IC}, \quad (17)$$

де K_{IC} – в'язкість руйнування матеріалу.

Таким чином, формалізована модель (9)-(17) дозволяє визначити момент часу t , коли необхідна інспекція балки при якому виконується хоча б одна з умов (15)–(17).

Модель фізичного стану фундаментальної плити залежно від часу та умов експлуатації формалізовано виразами (18) – (27) на основі фізичних законів та експериментально підтверджених закономірностей [9, 14, 16-21].

Секантний модуль пружності бетону E_c визначався відповідно до рекомендацій Eurocode 2 для нормального бетону, МПа:

$$E_c = 22 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} \cdot 1000, \quad (18)$$

де $f_{cm} = f_{c,slab} + 8$ - середня міцність бетону на стиск, МПа; $f_{c,slabs}$ характеристична міцність бетону плити на стиск, МПа.

Для прямокутної смуги плити одиничної ширини (1 м) другий момент площі та момент опору визначалися за теорією згину. Момент інерції для прямокутного перерізу, м⁴:

$$I_c = h^3/12, \quad (19)$$

де h - товщина плити, м.

Початковий момент опору перерізу визначається як:

$$S_c = \frac{I_c}{h/2} = h^2/6. \quad (20)$$

Коефіцієнт корозії від ґрунту, відображає залежності між швидкістю корозії, агресивністю ґрунту, концентрацією хімічних сполук та рівнем рН:

$$CF_{solid}(t) = 1 + \alpha \cdot t \cdot k_{soil} \cdot C_{chem} \cdot f(pH), \quad (21)$$

де k_{soil} - коефіцієнт корозійної активності ґрунту, що залежить від концентрації агресивних хімічних сполук у ґрунтових водах C_{chem} , $f(pH)$ - функція впливу кислотності ґрунтових вод на швидкість корозії, рН-показник кислотності.

Зменшення несучої здатності з часом враховується шляхом коригування моменту опору перерізу через корозійний фактор. Таким чином, ефективний момент опору дорівнює:

$$S_{eff}(t) = \frac{S_c}{CF_{soil}(t)}. \quad (22)$$

Вигинальний момент, що виникає внаслідок диференційної осадки ґрунту (Δs), визначається як:

$$M_{settle} \approx \frac{6E_c I_c \Delta s}{L_{eff}^2}, \quad (23)$$

де L_{eff} - ефективний проліт між колонами або лініями опори, м.

Загальний вигинальний момент, кН·м, є сумою моментів від навантаження та осадки:

$$M_{total} = M_{load} + M_{settle}. \quad (24)$$

Максимальне стискуєче напруження у бетоні (МПа) на крайніх волокнах обчислюється як:

$$\sigma_c = \frac{M_{total}}{S_{eff}} \cdot \frac{1}{1000} \quad (25)$$

Індекс водопроникності (WLI) оцінюється через ширину тріщини $w \approx k_{cr} \cdot \sigma_s$:

$$WLI = k_w \cdot w, \quad (26)$$

де k_{cr} - коефіцієнт, що враховує властивості зчеплення арматури з бетоном і товщину захисного шару; σ_s - напруження в арматурі розраховується на основі напружень в бетоні σ_c та модульного відношення. k_w - калібрувальний коефіцієнт для індексу водопроникності.

Необхідність інспекції виникає, якщо порушено один із двох граничних станів:

$$I_F = \begin{cases} 1, \sigma_s > 0.9 \cdot \sigma_y \vee WLI > WLI_{crit} \\ 0, otherwise \end{cases}, \quad (27)$$

де σ_y - номінальна межа текучості сталеві арматури; WLI_{crit} - критичне порогове значення індексу водопроникності.

Таким чином, формалізована модель (18) – (27) дозволяє визначити момент часу t , коли необхідна інспекція фундаментальної плити ($I_F = 1$), при якому порушується хоча б один із двох граничних станів: напруження в арматурі (σ_s) перевищує 90% від її межі плинності (σ_y), що свідчить про ризик незворотних деформацій; інтегральний показник стану конструкції (WLI) перевищує свій встановлений критичний поріг (WLI_{crit}).

Модель фізичного стану зовнішньої стінової панелі залежно від часу та умов експлуатації формалізовано виразами (28) – (41) на основі фізичних законів та експериментально підтверджених закономірностей [7,22-24].

Початковий термічний опір визначається товщиною теплоізоляційного шару та теплопровідністю матеріалу:

$$R_{initial} = \frac{t_{insul}}{\lambda}, \quad (28)$$

де t_{insul} – товщина шару теплоізоляції (м), λ – теплопровідність ізоляційного матеріалу (Вт/м·К).

Денна швидкість деградації герметика залежить від температурних коливань та інтенсивності УФ-випромінювання:

$$D_{rate} = k_T \cdot \left(\frac{T_{range}}{20}\right) + k_{uv} \cdot \left(\frac{T_{uv}}{15}\right), \quad (29)$$

де k_T , k_{uv} – коефіцієнти чутливості матеріалу до термічної та УФ-деградації відповідно; 20 та 15 – референтні значення для нормалізації.

Залишковий строк служби герметика визначається як:

$$L_r = L_i - D_{cumul}, \quad (30)$$

де L_i – початковий термін служби фасадного герметика в днях, визначений виробником; D_{cumul} - накопичена деградація з часом враховує старіння, що прискорює втрату властивостей із плином часу і визначається як:

$$A_f = 1 + 0.15 \cdot \frac{Y_{is}}{Y_{total}}, \quad (31)$$

$$D_{cumul} = D_{rate} \cdot D \cdot A_f, \quad (32)$$

де A_f – коефіцієнт старіння; Y_{is} – роки експлуатації; Y_{total} загальна тривалість моделювання (роки); D - кількість днів експлуатації.

В виразі (30) - відмова герметика настає, коли $L_r \leq 0$. Відмова герметика спричиняє потрапляння вологи до шару теплоізоляції, що знижує її теплову ефективність. Швидкість проникнення вологи зростає із підвищенням вологості повітря та кількості опадів. Ефективна швидкість проникнення вологи визначається як:

$$k_{moist,eff} = k_{moist} \cdot (1.0 + 0.6 \cdot M_f), \quad (33)$$

де k_{moist} - базовий матеріальний коефіцієнт вологонасичення, M_f - фактор впливу вологості навколишнього середовища:

$$M_f = \left(\frac{RH}{100}\right) \cdot \sqrt{\frac{P_{precip}}{1000}}, \quad (34)$$

де P_{precip} річна кількість опадів (мм/рік); RH відносна вологість повітря, %.

Індекс вологи (MI) характеризує кількість накопиченої вологи в утеплювачі. Індекс починає зростати лише після відмови герметика:

$$MI = \begin{cases} k_{moist,eff} \cdot (-L_{rem}), & \text{if } L_{rem} \leq 0 \\ 0, & \text{otherwise} \end{cases}. \quad (35)$$

Тепловий опір зменшується зі зростанням індексу вологості:

$$R_{eff} = R_{initial} \cdot (1 - MI \cdot k_R), \quad (36)$$

де k_R – коефіцієнт матеріалу, що характеризує вплив вологості на зниження теплового опору.

Втрата енергоефективності визначається у відсотках як:

$$Eff_{loss} = \frac{R_{initial} - R_{eff}}{R_{initial}} \cdot 100\% \quad (37)$$

Для узагальненої оцінки стану панелі використовуються комплексні індекси.

Індекс стану герметика ($C_{sealant}$) - нормалізований показник (0–10), що відображає залишковий ресурс герметика:

$$C_{sealant} = \max\left(0, \frac{L_{rem}}{L_{initial}} \cdot 10\right). \quad (38)$$

Загальний індекс стану фасаду (H_{facade}) — зважене середнє трьох аспектів: герметичності, енергоефективності та зовнішнього вигляду:

$$H_{facade} = 0.4 \cdot C_{sealant} + 0.4 \cdot \left(10 - \frac{Eff_{loss}}{7.5}\right) + 0.2 \cdot (10 - I_{surf}), \quad (39)$$

де I_{surf} – показник естетичного стану поверхні (0–10).

Індекс терміновості обслуговування (U_{maint}) — інтегральний показник (0–10), який визначає нагальність проведення технічного обслуговування:

$$U_{maint} = 0.35 \cdot (10 - C_{sealant}) + 0.35 \cdot \left(\frac{Eff_{loss}}{7.5}\right) + 0.15 \cdot \frac{MI}{10} + 0.15 \cdot (10 - H_{facade}), \quad (40)$$

Необхідність інспекції виникає, якщо панель відповідає будь-якому з наведених граничних станів:

$$I_w = \begin{cases} 1, & \text{if } (0 < Y_{fail} < 2.0) \vee (Eff_{loss} > 18\%) \\ & \vee (MI > 5.5) \vee (L_{rem} \leq 0) \vee (U_{maint} > 7.0), \\ 0, & \text{otherwise} \end{cases} \quad (41)$$

де $Y_{fail} = \max(0, L_{rem}) / 365$ - прогнозований час до відмови.

Таким чином, формалізована модель (28) – (41) дозволяє визначити момент часу t , коли необхідна інспекція ($I_w = 1$), при якому виконується хоча б одна з таких умов: прогнозований час до відмови герметика становить менше двох років ($0 < Y_{fail} < 2.0$); втрата енергоефективності панелі перевищує 18% ($Eff_{loss} > 18\%$); індекс накопиченої вологи перевищує критичне значення 5.5 ($MI > 5.5$); залишковий термін служби герметика є вичерпанним ($L_{rem} \leq 0$); інтегральний індекс терміновості обслуговування перевищує поріг 7.0 ($U_{maint} > 7.0$).

Методика перевірки моделей фізичного стану конструктивних елементів будівельного об'єкта

З метою перевірки розроблених моделей деградації для колони, балки, фундаментної плити та стінової панелі була розроблена методика оцінювання, яка складається з п'яти основних кроків (рис. 1).

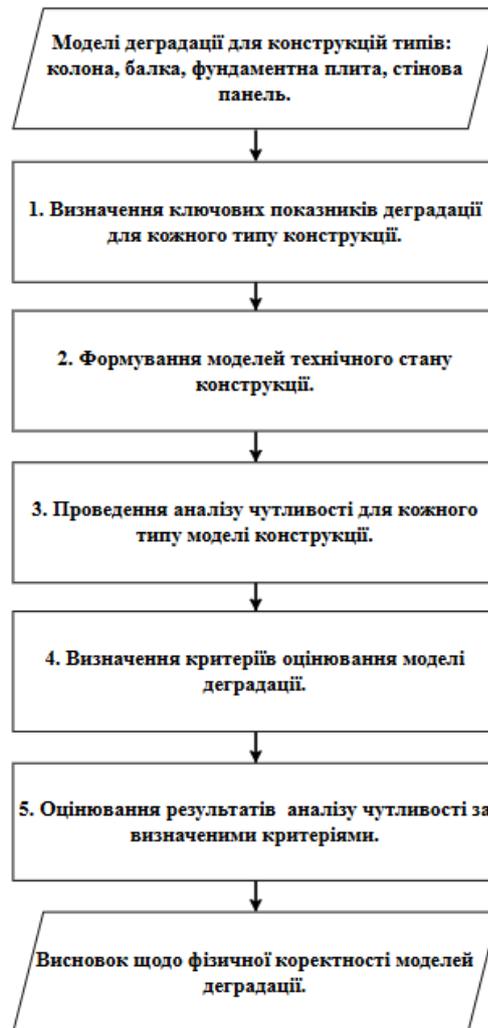


Рис. 1. Основні кроки методики перевірки моделей фізичного стану конструктивних елементів будівельного об'єкта

На першому кроці для кожного типу конструкції визначається змінна, яка характеризує її стан. В даному дослідженні для колони та балки - це коефіцієнт запасу міцності (SF), як основний індикатор структурної безпеки; для фундаментної плити - це індекс ризику протікання (WLI) для оцінки експлуатаційної

придатності та коефіцієнт напружень (σ_s/σ_y) для оцінки міцності; для стінової панелі - це втрата енергоефективності (Eff_{loss}), як економічний показник та індекс стану фасаду як комплексний показник довговічності. На другому кроці, з метою уникнення «розмивання» ефектів під час аналізу на основі усереднених даних, було сформовано дві моделі для кожного типу конструкції: 1) модель конструкції з високими показниками якості матеріалів і геометрії, що експлуатується у сприятливих умовах (10-й перцентиль для агресивних факторів, таких як концентрація хлоридів та УФ-випромінювання); 2) модель конструкції з низькими показниками якості (90-й перцентиль для агресивних факторів). На третьому кроці для кожної моделі проводиться аналіз чутливості за методикою, відповідно до якої один із вхідних параметрів змінюється в усьому діапазоні своїх значень, тоді як усі інші параметри моделі залишаються фіксованими. На кожному кроці розраховуються значення обраних показників деградації для фіксованого часового горизонту. Для оцінювання результатів проведеного аналізу чутливості методика передбачає визначення критеріїв. У цьому дослідженні обрано такі критерії: 1) модель має відтворювати зростання або спадання показників деградації відповідно до фізико-хімічних законів, закладених у модель; 2) модель має відображати різницю в поведінці конструкцій для обох випадків. Для моделі з високими показниками якості значення показників мають залишатися в безпечній зоні або деградувати повільно, тоді як для моделі з низькими показниками — швидко досягати або перевищувати критичні пороги.

Для проведення аналізу чутливості моделей конструктивних елементів (колонна, балка, фундаментна плита, стінова панель) діапазони вхідних параметрів було визначено на основі положень нормативних документів. На базі цих діапазонів було згенеровано синтетичний набір даних, що описує зміну стану конструкцій у часі. Аналіз чутливості було реалізовано на мові програмування Python (версія 3.10) з використанням таких бібліотек: NumPy та Pandas — для маніпуляцій з даними та проведення обчислень. Matplotlib — для візуалізації отриманих результатів, зокрема для наочного представлення залежностей та статистичних розподілів.

Результати

Результати аналізу чутливості, проведеного для оцінювання здатності моделі (1) – (8) прогнозувати довгострокову поведінку коефіцієнта запасу міцності колони SF_{col} наведено на рис. 2-3. Коли фіксовані значення параметрів визначаються за вибіркою елементів, стан яких не потребує інспекції (рис. 2), коефіцієнт запасу міцності колони SF_{col} протягом усього періоду моделювання не знижується нижче критичного значення 2.5. Збільшення концентрації хлоридів C_{cl} у досліджуваному діапазоні призводить до зниження SF_{col} на ~2.1% (з 2.86 до 2.80). Температура T спричиняє зменшення SF_{col} на ~1.8% (з 2.85 до 2.80), тоді як вплив відносної вологості RH є менш вираженим і викликає зниження SF_{col} ~0.7% (з 2.84 до 2.82).

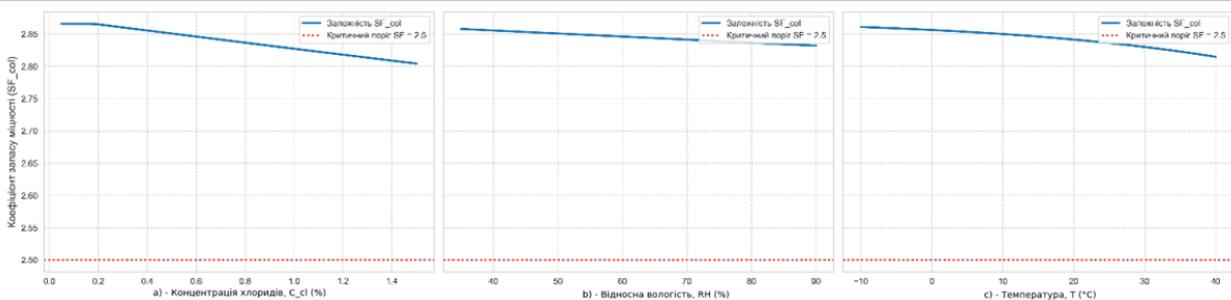


Рис. 2. Залежність коефіцієнту запасу міцності (SF) для «середньої» колони, яка не потребує інспекції від: а) концентрації хлоридів, (C_a); б) відносної вологості, (RH); в) температури, (T)

Коли фіксовані значення параметрів визначаються за вибіркою елементів, стан яких потребує інспекції (рис. 3), коефіцієнт запасу міцності протягом усього періоду симуляції перебуває в критичній зоні, нижче порогового значення 2.5. У цьому стані збільшення концентрації хлоридів C_{cl} призводить до зниження SF_{col} ~2.3% (з 2.21 до 2.16); підвищення температури T - до зменшення SF_{col} ~1.8% (з 2.21 до 2.17); зростання відносної вологості RH - до зниження SF_{col} ~1.4% (з 2.21 до 2.18). Хоча відносні зміни схожі, абсолютні значення SF_{col} свідчать про те, що конструкція вже вичерпала свій запас надійності

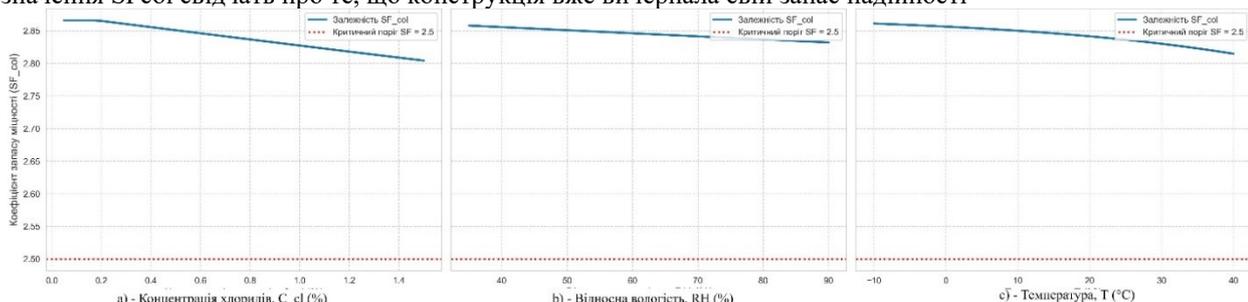


Рис. 3. Залежність коефіцієнту запасу міцності (SF) для «середньої» колони, яка потребує інспекції від: а) концентрації хлоридів, (C_a); б) відносної вологості, (RH); в) температури, (T)

Результати аналізу чутливості, проведеного для оцінювання здатності моделі (9) – (17) прогнозувати довгострокову поведінку коефіцієнта запасу міцності залізобетонної балки наведено на рис. 4-5. Коли фіксовані значення параметрів визначаються за вибіркою елементів, стан яких не потребує інспекції (рис. 4), критичне значення $SF = 2.0$ досягається при падінні ефективної межі текучості $\sigma_{y,eff}$ приблизно до 85 МПа (рис. 4, а). При зростанні корозійного струму i_{corr} приблизно до 0.17 mA/cm^2 (рис. 4, b). Модель демонструє найменшу чутливість до зміни величини навантаження в досліджуваному діапазоні. Коефіцієнт запасу міцності залишається значно вищим за порогове значення 2.0 для всіх значень навантаження (рис. 4, с).

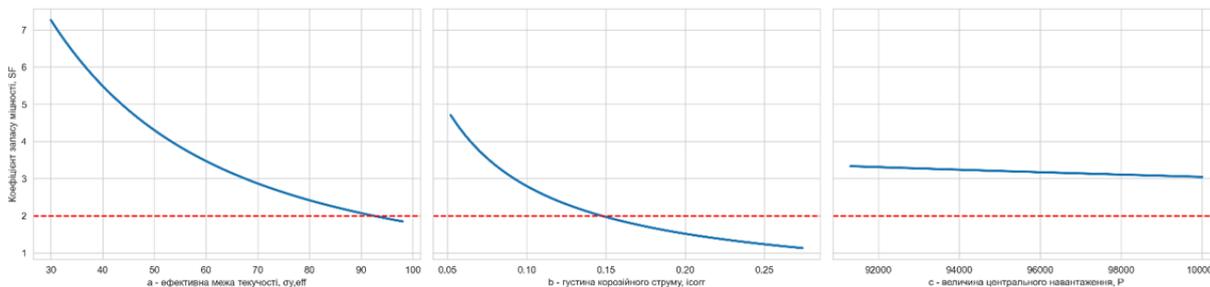


Рис. 4. Залежність коефіцієнту запасу міцності (SF) для «середньої» балки, яка не потребує інспекції від: а) ефективної межі текучості ($\sigma_{y,eff}$); б) корозійного струму (i_{corr}); с) навантаження (P)

Коли фіксовані значення параметрів визначаються за вибіркою елементів, стан яких потребує інспекції (рис. 5), тоді для всього досліджуваного діапазону значень $\sigma_{y,eff}$ (від 30 до 100 МПа) коефіцієнт запасу міцності SF залишається нижчим за 2.0 (максимальне значення ~ 1.3). Це означає, що конструкція вже перебуває в критичному стані, і зміна лише цього параметра не здатна повернути її в безпечну зону (рис. 5, а). Для всього діапазону значень i_{corr} коефіцієнт запасу міцності є низьким (від ~ 1.0 до ~ 0.25). Це підкреслює, що домінуючим фактором незадовільного стану є високий рівень корозії, що вже відбулася (рис. 5, b). Аналогічно, для всього діапазону навантажень коефіцієнт запасу міцності залишається нижчим за 2.0. Це показує, що для деградованої балки навіть нормативне навантаження є небезпечним.

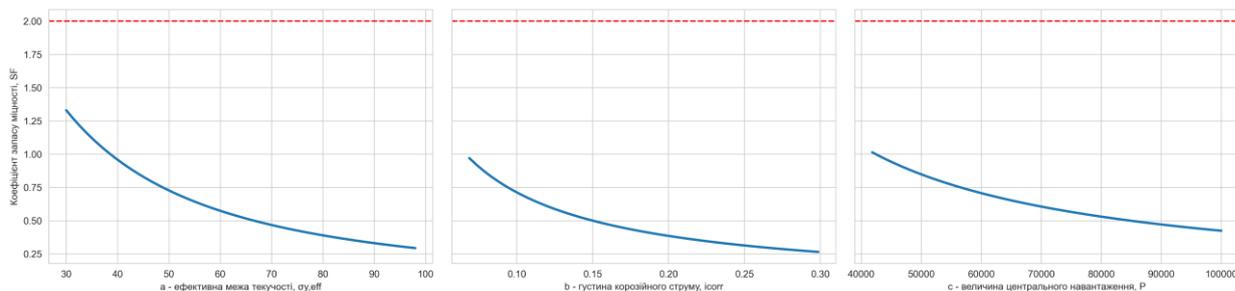


Рис. 5. Залежність коефіцієнту запасу міцності (SF) для «середньої» балки, яка потребує інспекції від: а) ефективної межі текучості ($\sigma_{y,eff}$); б) корозійного струму (i_{corr}); с) навантаження (P)

Результати аналізу чутливості, проведеного для оцінювання здатності моделі (18) – (27) прогнозувати індекс ризику протікання (WLI) та коефіцієнт напружень (σ_s/σ_y) наведено на рис. 6-7.

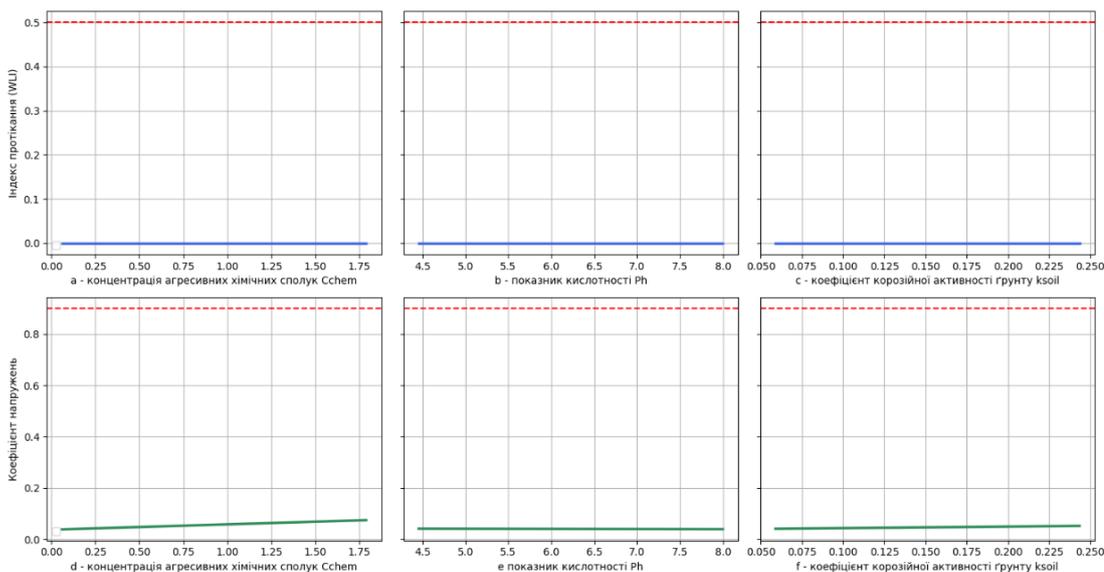


Рис. 6. Аналіз чутливості для «середньої» плити, яка не потребує інспекцій. Залежність індексу ризику протікання (WLI) від а) концентрації агресивних хімічних сполук, C_{chem} ; б) показника кислотності, pH; с) коефіцієнта корозійної активності ґрунту, k_{soil} . Залежність коефіцієнта напружень (σ_s/σ_y) від: д) концентрації агресивних хімічних сполук, C_{chem} ; е) показника кислотності, pH; ф) коефіцієнта корозійної активності ґрунту, k_{soil}

Коли фіксовані значення параметрів визначаються за вибіркою елементів, стан яких не потребує інспекції, поріг $WLI = 0.5$ не досягається за жодних умов (рис. 6, a-c). Аналогічно, коефіцієнт напружень знаходиться (σ_s/σ_y) в безпечному діапазоні (0.1–0.2), далеко від критичного значення 0.9 (рис. 6, d-f).

Коли фіксовані значення параметрів визначаються за вибіркою елементів, стан яких потребує інспекції (рис. 7), при низьких значеннях концентрації агресивних сполук (до $C_{chem} \approx 1.1$) та низькій корозійній активності ґрунту (до $k_{soil} \approx 0.16$) індекс протікання залишається на нульовому рівні. Після досягнення цих порогових значень, WLI починає зростати, перетинаючи критичний рівень 0.5 (рис. 7, a,c). Це свідчить про те, що комбінований ефект корозії (яка зменшує переріз) та навантажень призводить до утворення тріщин. Залежність вихідних параметрів від рН має обернений характер. При високих значеннях рН (ближче до нейтрального або слаболужного середовища, $pH > 7.0$), WLI дорівнює нулю. Зі зниженням рН (збільшенням кислотності) індекс протікання лінійно зростає, досягаючи максимальних значень і перетинаючи критичну межу при $pH \approx 4.7$ (рис. 7, b). Зростання концентрації агресивних хімічних сполук C_{chem} та корозійної активності ґрунту k_{soil} призводить до зростання коефіцієнта напружень. Це пояснюється тим, що обидва ці фактори прискорюють корозію, яка зменшує ефективний поперечний переріз плити (S_{eff}). Водночас, у діапазоні досліджуваних значень для C_{chem} та k_{soil} коефіцієнт напружень не досягає критичного рівня 0.9 (рис. 7, d, f). Зниження рН (збільшення кислотності) призводить до зростання напружень. Це узгоджується з фізикою процесу: кисле середовище прискорює корозію, що веде до зменшення перерізу i , як наслідок, до зростання напружень (рис. 7, e).

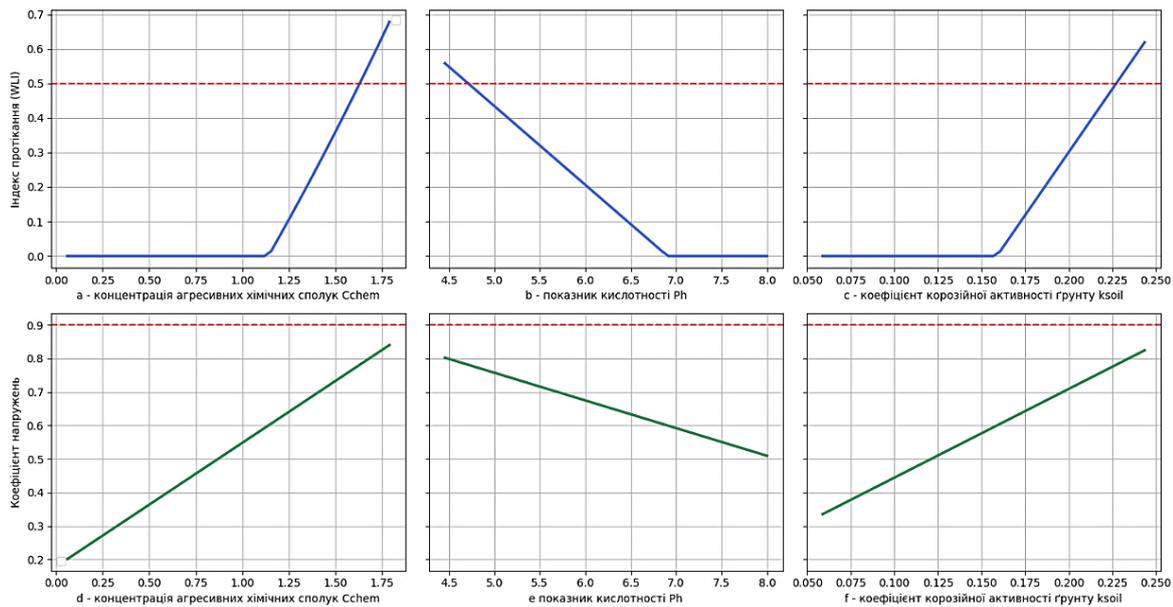


Рис. 7. Аналіз чутливості для «середньої» плити, яка потребує інспекції. Залежність індексу ризику протікання (WLI) від а) концентрації агресивних хімічних сполук, C_{chem} ; б) показника кислотності, рН; в) коефіцієнта корозійної активності ґрунту, k_{soil} . Залежність коефіцієнта напружень (σ_s/σ_y) від: д) концентрації агресивних хімічних сполук, C_{chem} ; е) показника кислотності, рН; ф) коефіцієнта корозійної активності ґрунту, k_{soil}

Результати аналізу чутливості, проведеного для оцінювання здатності моделі (28) – (41) прогнозувати втрату енергоефективності (Eff_{loss} , %) та індекс стану фасаду для стінової панелі, наведено на рис. 8-9. Коли стінова панель не потребує інспекції втрата ефективності починає зростати лише після того, як рівень УФ-випромінювання R_{UV} перевищує ~ 8.0 або коефіцієнт чутливості до УФ k_{UV} перевищує ~ 1.5 (рис. 8, a, d).

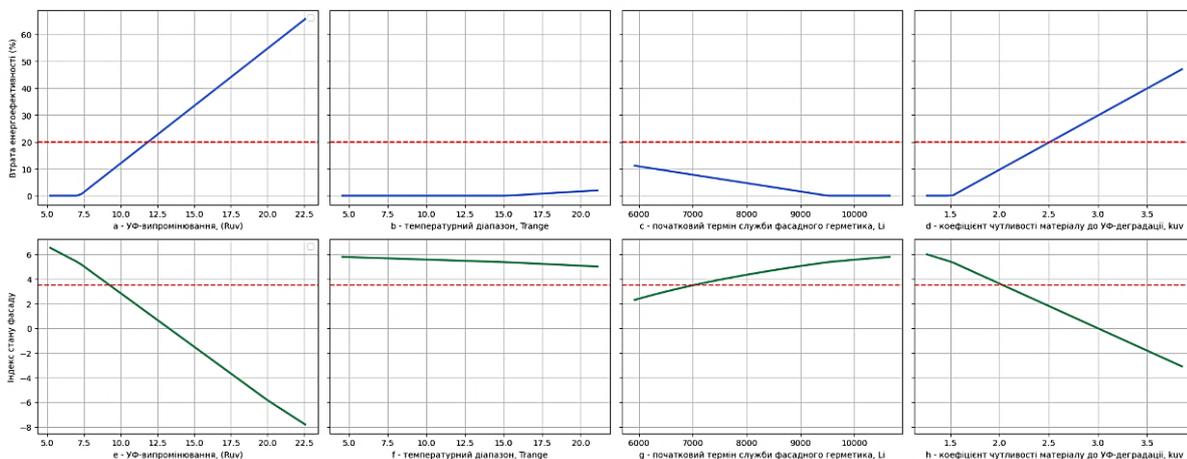


Рис. 8. Аналіз чутливості для «середньої» стінової панелі, яка не потребує інспекції. Залежність втрати енергоефективності (Eff_{loss} , %) від а) УФ-випромінювання, R_{UV} ; б) температурного діапазону, T_{range} ; в) початкового терміну служби герметика, $L_{initial}$; д) коефіцієнта чутливості до УФ, k_{UV} . Залежність індексу стану фасаду від е) УФ-випромінювання, R_{UV} ; б) температурного діапазону, T_{range} ; в) початкового терміну служби герметика, $L_{initial}$; д) коефіцієнта чутливості до УФ, k_{UV}

Це вказує на те, що до певного моменту герметик успішно чинить опір старінню, але після вичерпання його ресурсу починається швидка деградація утеплювача через проникнення вологи. На противагу цьому, такі параметри, як температурний діапазон (T_{range}) та початковий термін служби герметика ($L_{initial}$), в даному сценарії мають мінімальний вплив. При коливаннях T_{range} від 5 до 25 °C або змінах $L_{initial}$ від 6000 до 10000 днів втрата енергоефективності не досягає критичного рівня 20% (рис. 8, b, c). Індекс стану фасаду дзеркально знижується при значеннях $R_{uv} > 8.0$ та $k_{uv} > 2.0$ (рис. 8, e, h). Вибір герметика з довшим початковим терміном служби ($L_{initial} > 9000$ днів) позитивно впливає на індекс стану фасаду (рис. 8, g). Коливання температури T_{range} від 5 до 25 °C незначно зменшують індекс стану фасаду з 6 до 5.5 балів (рис. 8, f).

Коли стінова панель потребує інспекції втрата енергоефективності Eff_{loss} знаходиться на максимальному рівні (70%) і не змінюється незалежно від варіації параметрів. Це означає, що для даної комбінації неякісних матеріалів та агресивних умов повна деградація утеплювача через насичення вологою відбувається за 20 років (рис. 9, a-d). Аналогічно, індекс стану фасаду має значення (в діапазоні від -10 до -50), що є значно нижчим за критичну межу 3.5 за будь-яких умов (рис. 9, e-h). Це характеризує "пост-критичний" стан конструкції.

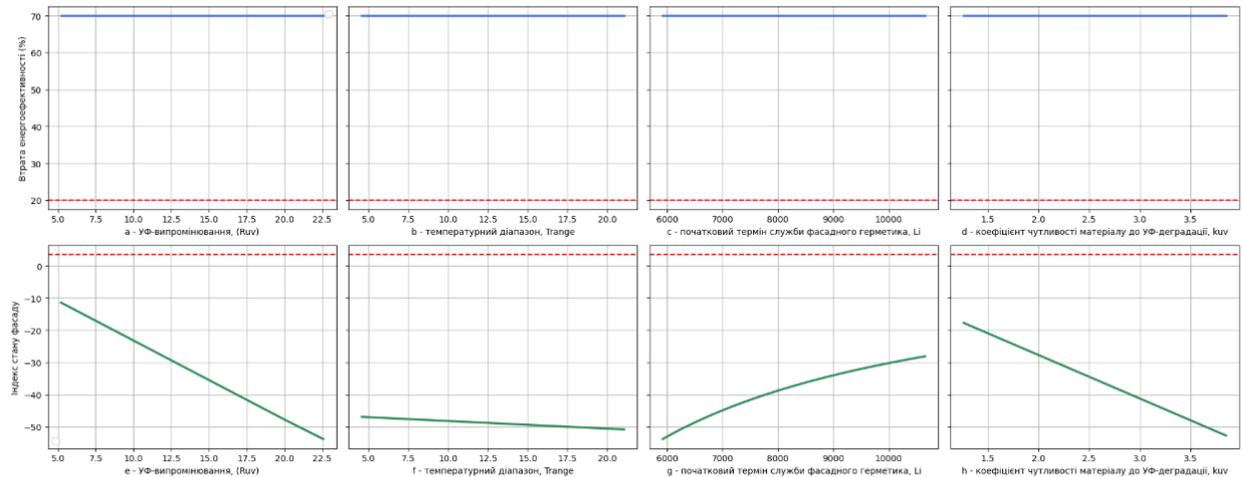


Рис. 9. Аналіз чутливості для «середньої» стінової панелі, яка потребує інспекції. Залежність втрати енергоефективності (Eff_{loss} , %) від а) УФ-випромінювання, R_{uv} ; б) температурного діапазону, T_{range} ; в) початкового терміну служби герметика, $L_{initial}$; д) коефіцієнта чутливості до УФ, k_{uv} . Залежність індексу стану фасаду від е) УФ-випромінювання, R_{uv} ; б) температурного діапазону, T_{range} ; в) початкового терміну служби герметика, $L_{initial}$; д) коефіцієнта чутливості до УФ, k_{uv}

Таким чином, результати аналізу чутливості підтверджують, що розроблені моделі є фізично коректними та придатними для прогнозування.

Висновки з даного дослідження і перспективи подальших розвідок у даному напрямі

В дослідженні запропоновані моделі фізичного стану для основних конструктивних елементів (колони, балки, плити, стіни), що описують динаміку погіршення їхніх характеристик з часом під впливом експлуатаційних факторів. На основі проведеного аналізу сучасних досліджень визначені ключові теоретичні положення, інженерні моделі та експериментально підтверджені закономірності, які було покладено в основу запропонованих моделей. Визначена методика для перевірки формалізованих моделей, що включає аналіз чутливості до ключових вхідних параметрів.

Проведений аналіз чутливості дозволив підтвердити фізичну коректність розроблених моделей, а також встановити ключові фактори, що впливають на довговічність кожного типу конструктивних елементів.

Для залізобетонних колон та балок моделі продемонстрували чутливість до параметрів, що характеризують деградацію матеріалу та інтенсивність корозії. Зокрема, для балки було підтверджено, що ефективна межа текучості ($\sigma_{y,eff}$) та густина корозійного струму (i_{corr}) є домінуючими факторами, що визначають коефіцієнт запасу міцності, тоді як вплив навантаження є менш значущим для конструкції в задовільному стані.

Для колони ключовими факторами виявились умови навколишнього середовища, такі як концентрація хлоридів (C_{cl}) та температура (T), що підтверджує здатність моделі коректно враховувати агресивний вплив експлуатації.

Для фундаментної плити модель аналіз показав, що ризик протікання виникає раніше, ніж ризик руйнування, і є критично чутливим до хімічного складу ґрунту, зокрема до показника кислотності (pH) та концентрації агресивних сполук (C_{chem}). Це підтверджує здатність моделі ідентифікувати різні види ризиків та визначати їхні порогові умови.

Для стінової панелі модель продемонструвала, що ключовим фактором є довговічність фасадного герметика, яка найбільше залежить від рівня УФ-випромінювання (R_{uv}) та коефіцієнта чутливості матеріалу до УФ (k_{uv}). Вихід з ладу герметика запускає незворотний процес насичення утеплювача вологою, що призводить до повної втрати енергоефективності. Це свідчить про здатність моделі прогнозувати не лише поступову, а й стрибкоподібну деградацію.

Всі моделі розрізняють два сценарії: «задовільний стан», коли конструкція має значний запас надійності, і «критичний стан», коли запас міцності або функціональності вичерпано, і будь-які негативні впливи призводять до значного погіршення показників.

Практична значущість розроблених моделей полягає у тому, що вони дозволяють наповнювати фізично обґрунтованими даними графові структури, які є вхідними для графових нейронних мереж. Це, у свою чергу, уможливило створення GNN-моделей для прогнозування технічного стану будівельних активів в межах гібридної інформаційної технології управління даними в в проєктах міського будівництва.

Література

1. Соловей, О., Гончаренко, Т., & Фесан, А. (2024). Технології управління великими даними проєктів міського будівництва. *Управління розвитком складних систем*, (60), 121–128. DOI: <https://doi.org/10.32347/2412-9933.2024.60.121-128>.
2. Zhu, J., Chong, H. Y., Zhao, H., Wu, J., Tan, Y., & Xu, H. (2022). The application of graph in BIM/GIS integration. *Buildings*, 12(12), 2162. DOI: <https://doi.org/10.3390/buildings12122162>.
3. Jung, J.S., Jeong, J.W. and Lee, K.S. (2022). Structural performance degradation of corrosion-damaged reinforced concrete beams based on finite element analysis. *Applied Sciences*, 12(4), 2090. DOI: <https://doi.org/10.3390/app12042090>.
4. Syll, A.S., Shimokobe, H. and Kanakubo, T. (2024). Effect of local bond behavior degradation on ten-sion stiffness in reinforced concrete with pre-existing longitudinal cracks. *Case Studies in Construction Materials*, 20, e03017. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2024.e03017>.
5. Castañeda Valdés, A., et al. (2024). Durability Requirements for Reinforced Concrete Structures Placed in a Hostile Tropical Coastal Environment. *Buildings*, 14(8), 2494. DOI: <https://doi.org/10.3390/buildings14082494>.
6. Zhu W., François R. (2023). Effect of corrosion on the structural performance of RC columns: A dynamic perspective. *Construction and Building Materials*, 365, 130080. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2022.130080.
7. Будівлі та об'єкти нерухомого майна. Планування строку експлуатації. Частина 1. Основні принципи та методологія (ISO 15686-1:2011, IDT): ДСТУ ISO 15686-1:2020. - [Чинний від 01.08.2022]. - Київ : Держспоживстандарт України, 2021. – IV, 231 с. – (Національний стандарт України).
8. Конструкції будинків і споруд. Конструкції зовнішніх стін із фасадною теплоізоляцією. Класифікація і загальні технічні вимоги: ДСТУ Б В.2.6-34:2008. - [Чинний від 2009-06-01]. - Київ : Держспоживстандарт України, 2009. –20 с. – (Національний стандарт України).
9. Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1992-1-1:2004, IDT): ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010. - [Чинний від 2013-07-01]. - Київ : Держспоживстандарт України, 2012. – 200 с. – (Національний стандарт України).
10. Wu, J., Xu, J., Diao, B., Jin, L. and Du, X., 2021. Fatigue life prediction for the reinforced concrete (RC) beams under the actions of chloride attack and fatigue. *Engineering Structures*, 242, p.112543. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112543>.
11. Alfaiate, J., Sluys, L.J. and Costa, A., 2023. Modelling fracture due to corrosion and mechanical loading in reinforced concrete. *International Journal of Fracture*, 243(2), pp.143-168. DOI: <https://doi.org/10.1007/s10704-023-00733-8>.
12. Андрейків О.С., Никифорчин Г.М., Ткачов В.І. Міцнісні руйнування металічних матеріалів і елементів конструкцій у водневомісних середовищах // Фізико-механічний інститут: - Під ред. В.В. Панасюка, НАН України, Фізико механічний інститут ім. Г.В. Карпенка. - Львів: Простір-М, 2001. - С. 248-286.
13. Гіротермічні характеристики будівельних матеріалів і виробів. Оцінювання рівня вологи чисельним моделюванням (EN 15026:2007, IDT): ДСТУ EN 15026:2022. - [Чинний від 2023-12-31]. - Київ : Держспоживстандарт України, 2023. –24 с. – (Національний стандарт України).
14. Конструкції будинків і споруд. Конструкції зовнішніх стін із фасадною теплоізоляцією. Класифікація і загальні технічні вимоги: ДСТУ Б В.2.6-34:2008. - [Чинний від 2008-11-27]. - Київ : Держспоживстандарт України, 2008. - (Національний стандарт України).
15. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-98:2009. - [Чинний від 2009-12-24]. - Київ : Держспоживстандарт України, 2009. –70 с. – (Національний стандарт України).
16. Бетон. Технічні вимоги, експлуатаційні характеристики, виробництво та критерії відповідності (ENV 206:1990, IDT): ДСТУ ENV 206:2018. - [Чинний від 2018–12–05]. - Київ : Держспоживстандарт України, 2018. - (Національний стандарт України).
17. Michel, A., Geiker, M. R., Stang, H., & Lepech, M. (2013). Integrated modelling of corrosion-induced deterioration in reinforced concrete structures. *Proceedings of EUROCORR*. – Режим доступу : [Google Scholar](https://scholar.google.com/).
18. Beer, F. P., Johnston Jr, E. R., DeWolf, J. T., & Mazurek, D. F. (2006). *Mechanics of materials*.
19. Bertolini, L., Elsener, B., Pedferri, P., Redaelli, E., & Polder, R. B. (2013). *Corrosion of steel in concrete: prevention, diagnosis, repair*. John Wiley & Sons.
20. Tuutti, K. (1982). *Corrosion of steel in concrete*. – Режим доступу: [Google Scholar](https://scholar.google.com/).

21. Poulos, H. G., Davis, E. H. Pile foundation analysis and design. – London : John Wiley & Sons, 1980. – 444 p.
22. Paneru, D., Croyle, B., Wimmers, G., Gaur, A., & Mukhopadhyaya, P. (2025). Impact of climate change on hygrothermal durability of exterior, non-load-bearing mass timber wall. *Journal of Building Engineering*, 106, 112558. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2025.112558>
23. Ратушняк, Г. С., Попова, Г. С. Будівельна теплофізика. – Вінниця : ВНТУ, 2004. – 148 с.
24. Yu, S., Li, J., Zheng, H., & Ding, H. (2025). Research on Predicting Building Façade Deterioration in Winter Cities Using Diffusion Model. *Journal of Building Engineering*, 113365. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2025.113365>.

References

1. Solovei, O., Honcharenko, T., & Fesan, A. (2024). Technologies to manager big data of urban building projects. *Management of Development of Complex Systems*, (60), 121–128. <https://doi.org/10.32347/2412-9933.2024.60.121-128>.
2. Zhu, J., Chong, H. Y., Zhao, H., Wu, J., Tan, Y., & Xu, H. (2022). The application of graph in BIM/GIS integration. *Buildings*, 12(12), 2162. DOI: <https://doi.org/10.3390/buildings12122162>.
3. Jung, J.S., Jeong, J.W. and Lee, K.S. (2022). Structural performance degradation of corrosion-damaged reinforced concrete beams based on finite element analysis. *Applied Sciences*, 12(4), 2090. DOI: <https://doi.org/10.3390/app12042090>.
4. Syll, A.S., Shimokobe, H. and Kanakubo, T. (2024). Effect of local bond behavior degradation on ten-sion stiffness in reinforced concrete with pre-existing longitudinal cracks. *Case Studies in Construction Materials*, 20, e03017. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2024.e03017>.
5. Castañeda Valdés, A., et al. (2024). Durability Requirements for Reinforced Concrete Structures Placed in a Hostile Tropical Coastal Environment. *Buildings*, 14(8), 2494. DOI: <https://doi.org/10.3390/buildings14082494>.
6. Zhu W., François R. (2023). Effect of corrosion on the structural performance of RC columns: A dynamic perspective. *Construction and Building Materials*, 365, 130080. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2022.130080.
7. Будівлі та об'єкти нерухомого майна. Планування строку експлуатації. Частина 1. Основні прынтыпы та методологія (ISO 15686-1:2011, IDT): DSTU ISO 15686-1:2020. - [Chynnyi vid 01.08.2022]. – Kyiv : Derzhspozhyvstandart Ukrainy, 2021. – IV, 231 s. – (Natsionalnyi standart Ukrainy).
8. Konstruktzii budynkiv i sporud. Konstruktzii zovnishnikh stin iz fasadnoiu teploizolatsiieiu. Klasyfikatsiia i zahalni tekhnichni vymohy: DSTU B V.2.6-34:2008. - [Chynnyi vid 2009-06-01]. – Kyiv : Derzhspozhyvstandart Ukrainy, 2009. –20 s. – (Natsionalnyi standart Ukrainy).
9. Yevrokod 2. Proektuvannia zalizobetonnykh konstruktzii. Chastyna 1-1. Zahalni pravyla i pravyla dlia sporud (EN 1992-1-1:2004, IDT): DSTU-N B EN 1992-1-1:2010. - [Chynnyi vid 2013-07-01]. – Kyiv : Derzhspozhyvstandart Ukrainy, 2012. – 200 s. – (Natsionalnyi standart Ukrainy).
10. Wu, J., Xu, J., Diao, B., Jin, L. and Du, X., 2021. Fatigue life prediction for the reinforced concrete (RC) beams under the actions of chloride attack and fatigue. *Engineering Structures*, 242, p.112543. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112543>.
11. Alfaiate, J., Sluys, L.J. and Costa, A., 2023. Modelling fracture due to corrosion and mechanical loading in reinforced concrete. *International Journal of Fracture*, 243(2), pp.143-168. DOI: <https://doi.org/10.1007/s10704-023-00733-8>.
12. Andreikiv O.Ie., Nykyforchyn H.M., Tkachov B.I. Mitsnistni ruinuвання металichnykh materialiv i elementiv konstruktzii u vodnevomisnykh seredovyschakh // Fyzyko-mekhanichnyiinstytut: - Pid red. V.V. Panasiuka, NAN Ukrainy, Fyzyko mekhanichnyiinstytut. H.V. Karpenka. - Lviv: Prostir-M, 2001. - S. 248-286.
13. Hihrotermichni kharakterystyky budivelnnykh materialiv i vyrobiv. Otsiniuvannia rivnia volohy chyselnykh modeliuvanniam (EN 15026:2007, IDT): DSTU EN 15026:2022. - [Chynnyi vid 2023-12-31]. – Kyiv : Derzhspozhyvstandart Ukrainy, 2023. –24 s. – (Natsionalnyi standart Ukrainy).
14. Konstruktzii budynkiv i sporud. Konstruktzii zovnishnikh stin iz fasadnoiu teploizolatsiieiu. Klasyfikatsiia i zahalni tekhnichni vymohy: DSTU B V.2.6-34:2008. - [Chynnyi vid 2008-11-27]. – Kyiv : Derzhspozhyvstandart Ukrainy, 2008. - (Natsionalnyi standart Ukrainy).
15. Konstruktzii budynkiv i sporud. Betonni ta zalizobetonni konstruktzii. Osnovni polozhennia: DBN V.2.6-98:2009. - [Chynnyi vid 2009-12-24]. – Kyiv : Derzhspozhyvstandart Ukrainy, 2009. –70 s. – (Natsionalnyi standart Ukrainy).
16. Beton. Tekhnichni vymohy, ekspluatatsiini kharakterystyky, vyrobnytstvo ta kryterii vidpovidnosti (ENV 206:1990, IDT): DSTU ENV 206:2018. - [Chynnyi vid 2018-12-05]. – Kyiv : Derzhspozhyvstandart Ukrainy, 2018. - (Natsionalnyi standart Ukrainy).
17. Michel, A., Geiker, M. R., Stang, H., & Lepech, M. (2013). Integrated modelling of corrosion-induced deterioration in reinforced concrete structures. *Proceedings of EUROCORR*. – Режим доступу : [Google Scholar](https://scholar.google.com/).
18. Beer, F. P., Johnston Jr, E. R., DeWolf, J. T., & Mazurek, D. F. (2006). *Mechanics of materials*.
19. Bertolini, L., Elsener, B., Pedferri, P., Redaelli, E., & Polder, R. B. (2013). *Corrosion of steel in concrete: prevention, diagnosis, repair*. John Wiley & Sons.
20. Tuutti, K. (1982). *Corrosion of steel in concrete*. – Режим доступу : [Google Scholar](https://scholar.google.com/).
21. Poulos, H. G., Davis, E. H. Pile foundation analysis and design. – London : John Wiley & Sons, 1980. – 444 p.
22. Paneru, D., Croyle, B., Wimmers, G., Gaur, A., & Mukhopadhyaya, P. (2025). Impact of climate change on hygrothermal durability of exterior, non-load-bearing mass timber wall. *Journal of Building Engineering*, 106, 112558. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2025.112558>
23. Ratushniak, H. S., Popova, H. S. Будівельна теплофізика. – Вінниця : VNTU, 2004. – 148 с.
24. Yu, S., Li, J., Zheng, H., & Ding, H. (2025). Research on Predicting Building Façade Deterioration in Winter Cities Using Diffusion Model. *Journal of Building Engineering*, 113365. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2025.113365>.