

І. О. Мирошніченко
Д. В. Кочкар'юв

АНАЛІЗ ТЕХНІЧНОГО СТАНУ БАЛКОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ЖИТЛОВОГО ФОНДУ УКРАЇНИ ТА ТЕОРЕТИЧНЕ ОБҐРУНТУВАННЯ ВИКОРИСТАННЯ ТОНКОСТІННИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК ДЛЯ ЇХ ВІДНОВЛЕННЯ

Національний університет водного господарства та природокористування

Проблема вичерпання експлуатаційного ресурсу та руйнувань балконних систем України потребує переходу від масивних плит до полегшених ресурсоефективних тонкостінних залізобетонних балок. Головним обмеженням їх застосування є критичний ризик раптової втрати просторової стійкості плоскої форми згину. У статті запропоновано вдосконалену нелінійну аналітичну методику розрахунку таких елементів, що базується на адаптованому критерії Прандтля-Власова та концепції повного енергетичного інваріанта деформації зсуву. Математична модель враховує деградацію крутильної жорсткості бетону та стабілізуючий нагельний ефект поздовжньої арматури. Теоретичний порівняльний аналіз із класичними методами підтверджує коректність запропонованого розрахункового апарату. Доведено, що для тонкостінних залізобетонних елементів перевірка загальної просторової стійкості є визначальним фактором порівняно з перевіркою фізичної міцності.

Ключові слова: балконні конструкції, повоєнна відбудова, реконструкція, тонкостінні залізобетонні балки, просторова стійкість, енергетичний інваріант, крутильна жорсткість, нагельний ефект, нелінійний розрахунок.

Стаття надійшла до редакції / Received 12.03.2026
Прийнята до друку / Accepted 27.04.2026
Опубліковано / Published 29.05.2026



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/)

© Мирошніченко І.О., Кочкар'юв Д.В.

Вступ

Забезпечення експлуатаційної надійності балконних систем житлового фонду України є критичною проблемою через масове вичерпання їхнього нормативного ресурсу (комплексну реконструкцію пройшли менше 0,1 % об'єктів [1]) та прогресуючу деградацію матеріалів. Ситуація безпрецедентно ускладнилася внаслідок військової агресії РФ, що призвела до масштабних руйнувань та незворотних змін напружено-деформованого стану несучих конструкцій будівель [2, 3]. Для безпечної повоєнної відбудови та модернізації об'єктів із пошкодженими стіновими огороженнями обґрунтовано перехід до ресурсоефективних систем на основі тонкостінних залізобетонних балок (шириною $b = 30...40$ мм), що дозволяє суттєво мінімізувати постійні навантаження на існуючий каркас. Проте застосування згинальних елементів із показником тонкостінності $h/b > 5$ обмежується критичним ризиком раптової втрати стійкості плоскої форми згину. Оскільки класичні методи перевірки міцності за чинними нормами (ДБН В.2.6-98:2009 [4], Єврокод 2 [5]) є недостатніми для оцінки цього граничного стану [6], виникає об'єктивна потреба в застосуванні нелінійних аналітичних моделей [7].

Метою статті є комплексний аналіз деградації балконних систем та систематизація інженерних методів розрахунку міцності і просторової стійкості тонкостінних залізобетонних балок. Теоретичний апарат дослідження базується на адаптації енергетичного критерію Прандтля-Власова до умов нелінійного залізобетонного композиту з урахуванням концепції енергетичного інваріанта та нагельного ефекту поздовжньої арматури в зоні нормальних тріщин.

Основна частина

Технічний стан балконних конструкцій у житловому фонді масової забудови другої половини ХХ ст. класифікується як передаварійний або аварійний через вичерпання нормативного ресурсу експлуатації. Ситуація катастрофічно ускладнилася внаслідок збройної агресії РФ. Динамічний вплив ударних хвиль, ураження уламками та високотемпературні пожежі [8] спричинили незворотні зміни напружено-деформованого стану (НДС) несучих систем будівель та призвели до критичного

зниження залишкової несучої здатності стінових огорожень. За таких умов використання масивних залізобетонних плит при повоєнній відбудові є інженерно небезпечним через генерування значних згинальних моментів та ексцентриситетів, які ослаблені стіни не здатні сприйняти.

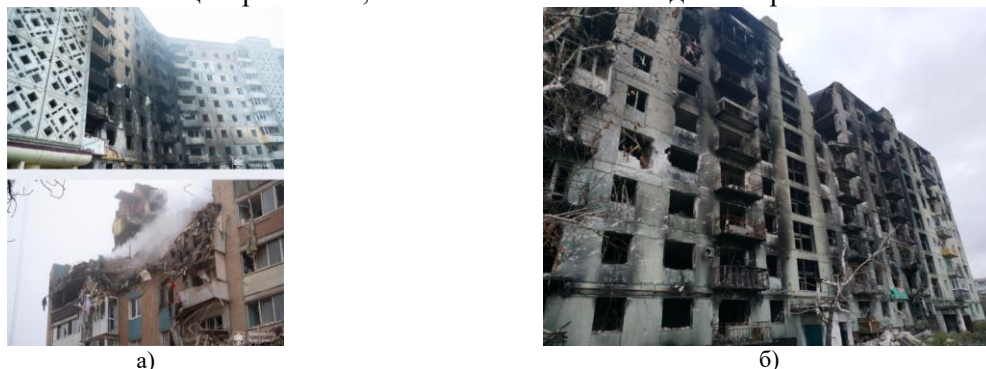


Рисунок 1 – Демонстрація руйнувань внаслідок збройної агресії: а – ракетний удар 19.11.2025 в Тернопільській обл., м. Тернопіль, вул. В. Стуса, 8 та вул. 15 Квітня, 31, б – наслідки бойових дій 2022 р. в Луганській обл., м. Сіверськодонєцьк, шосе Будівельників, 25

Впровадження згинальних елементів із високим показником тонкостінності ($h/b > 5$) вимагає концептуального перегляду розрахункового апарату чинних норм. Класична перевірка міцності нормальних і похилих перерізів є недостатньою, оскільки для таких систем лімітуючим станом виступає крихка втрата загальної просторової стійкості (плоскої форми згину), яка настає ще до вичерпання фізичної міцності матеріалів [9].

Адекватна оцінка граничного стану тонкостінних елементів об'єктивно вимагає застосування нелінійних методів розрахунку. Математична модель повинна базуватися на енергетичному балансі та обов'язково інтегрувати деградацію жорсткості бетону з локальним нагельним ефектом поздовжньої арматури в площині тріщини [10], а також застосовувати редуційні коефіцієнти для врахування реологічних факторів (повзучості) та початкових геометричних недосконалостей конструкції.

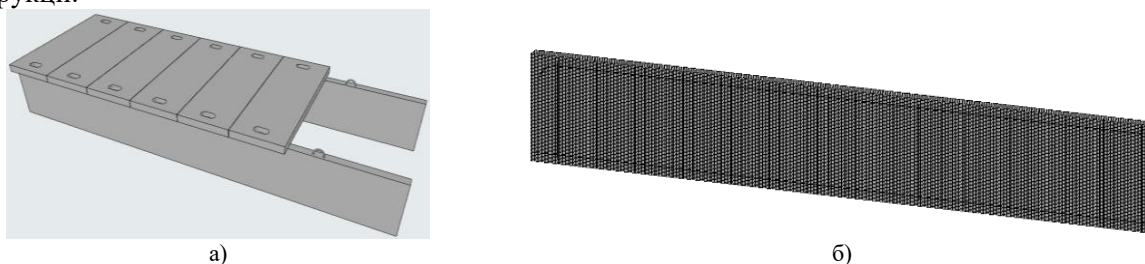


Рисунок 2 – Тонкостінні залізобетонні згинальні елементи зі шпонковими з'єднаннями: а – зразок 2 серії, б – прогин балки 1-ої серії (балки 2000×220×40 мм)

Застосування тонкостінних залізобетонних балок як несучих елементів балконних систем є раціональним рішенням для повоєнної реновації житлового фонду. По-перше, перехід від масивних плит до просторових балкових кліток із легким настилом знижує постійне навантаження на фасадні стіни у 2,5–3 рази. По-друге, застосування перерізів шириною 40 мм забезпечує високу ресурсоефективність: видалення масиву бетону з розтягнутої зони оптимізує витрати матеріалів без втрати загальної жорсткості, за умови гарантування стійкості з площини згину [11]. Надійна експлуатація таких полегшених систем вимагає застосування спеціалізованих нелінійних методів розрахунку їхньої деформативності та просторової стійкості.

Деформування тонкостінних залізобетонних балок ($h/b > 5$) характеризується зміною механізму відмови: замість класичного вичерпання міцності матеріалів критичним фактором стає раптова втрата просторової стійкості плоскої форми згину. Оскільки чинні норми не містять вичерпного інструментарію для оцінки стійкості таких елементів у стадії з нормальними тріщинами, що супроводжується стрибкоподібним падінням ефективної жорсткості [12], застосування лінійного аналізу є неприпустимим. Достовірна оцінка їхнього граничного стану вимагає використання фізично нелінійних аналітичних моделей на основі законів енергетичного балансу [13]. Відповідно, коректний розрахунок передбачає адаптацію класичного критерію Прандтля-Власова до умов залізобетонного композиту з обов'язковим урахуванням як деградації жорсткості бетону, так і локального нагельного ефекту поздовжньої арматури у площині тріщини [14].

Для забезпечення надійної експлуатації полегшених балконних систем на базі тонкостінних залізобетонних елементів розроблено аналітичну методику оцінки їхньої загальної просторової стійкості. Математична модель ґрунтується на енергетичному підході та трьох базових гіпотезах:

1. **Енергетичній інваріантності** – моделювання пошкодженого елемента як еквівалентної суцільної балки з ефективною жорсткістю GJ_{eff} .

2. **Нагельній стабілізації** – опір крученню у тріщині генерується переважно нагельною дією поздовжньої арматури.

3. **Пропорційній деградації** – інтегральне падіння жорсткості оцінюється шляхом її гармонійного усереднення у площині тріщини та на суміжних ділянках суцільного бетону.

Обчислення критичного моменту (M_{cr}), здійснюється за адаптованою теорією Прандтля-Власова:

$$M_{cr} = \frac{\pi}{L_{eff}} \sqrt{EI_{y,eff} \times GJ_{eff}}, \text{ кН}\cdot\text{м}, \quad (1)$$

де $EI_{y,eff}$ – згинальна жорсткість з площини згину;

GJ_{eff} – ефективна крутильна жорсткість, виведена з умови інваріантності енергії;

L_{eff} – ефективна довжина балки.

Виходячи з умов енергетичного балансу, ефективна крутильна жорсткість GJ_{eff} на ділянці між нормальними тріщинами s_{cr} визначається як:

$$GJ_{eff} = \left[\frac{\eta}{GJ_{cr}} + \frac{1-\eta}{GJ_0} \right]^{-1}, \text{ кН}\cdot\text{м}^2, \quad (2)$$

де $\eta = l_{cr}/s_{cr}$ – коефіцієнт локалізації тріщини;

GJ_{cr} – крутильна жорсткість згинального залізобетонного елемента у тріщині;

GJ_0 – крутильна жорсткість згинального залізобетонного елемента без тріщин.

Жорсткість GJ_{cr} формується сумісним опором стиснутої зони бетону та нагельною жорсткістю арматурних стрижнів k_d , що розглядаються як балки на пружній основі. Протяжність зони деградації l_{cr} , у межах якої переріз має мінімальну жорсткість, встановлюється з умови термодинамічного балансу між надлишковою потенціальною енергією деформації арматури та роботою руйнування бетонної матриці. Водночас опір латеральному (боковому) вигину $EI_{y,eff}$ забезпечується винятково стиснутою зоною бетону та моментом інерції поздовжньої арматури з площини дії навантаження.

Зважаючи на те, що для елементів із геометричним відношенням $b/h < 0,2$ вичерпання несучої здатності через втрату стійкості має крихкий характер, розрахунковий апарат потребує введення коефіцієнта умов роботи γ_b . Згідно з чинними нормативними документами (ДБН В.2.6-98:2009), цей коефіцієнт відображає вплив тривалості дії навантаження (повзучості бетону), що оцінюється понижувальним коефіцієнтом 0,8, а також враховує наявність випадкових початкових ексцентриситетів та геометричних недосконалостей конструкції, що додатково знижують несучу здатність орієнтовно на 30 % (коефіцієнт 0,7). Відтак, остаточне значення коефіцієнта γ_b становить $\gamma_b = 0,8 \times 0,7 = 0,56$. Граничне розрахункове значення згинального моменту, що ініціює вичерпання стійкості плоскої форми згину, обчислюється за залежністю:

$$M_{cr,d} = \gamma_b \times M_{cr}, \text{ кН}\cdot\text{м} \quad (3)$$

Введення коефіцієнта γ_b є безальтернативним заходом для гарантування нормативного рівня експлуатаційної безпеки, оскільки він дозволяє математично вирівняти ймовірності відмови конструкції за критеріями міцності та просторової стійкості.

Для теоретичного обґрунтування та порівняльного аналізу запропонованої розрахункової методики, виконано чисельний розрахунок загальної просторової стійкості консольної залізобетонної балки, що піддається дії зосередженого навантаження на вільному краю. Зважаючи на геометричне співвідношення $h/b > 5,5$, досліджуваний об'єкт класифікується як тонкостінний елемент, для якого характерним є критичний ризик втрати просторової стійкості плоскої форми згину.

Для розрахунку параметрів напружено-деформованого стану та просторової стійкості залізобетонної балки, приймаються наступні геометричні характеристики: розрахункова довжина $L = 2000$ мм; розміри поперечного перерізу $b \times h = 30 \times 220$ мм; робоча висота $d = 201$ мм; товщина захисного шару бетону $c = 19$ мм; фізико-механічні властивості матеріалів: бетон класу C20/25 (розрахунковий опір стиску $f_{cd} = 14,5$ МПа; граничні відносні деформації стиску $\epsilon_{cu} = 3,5$ ‰ та

$\epsilon_{cu1,cd} = 3,44 \%$); поздовжня робоча арматура класу A500 ($\varnothing 8$, площа перерізу $A_s = 50,3 \text{ мм}^2$, розрахунковий опір розтягу $f_y = 435 \text{ МПа}$, модуль пружності $E_s = 200000 \text{ МПа}$).

На першому етапі розрахунку встановлено, що фактична висота стиснутої зони бетону ($x = 62,8 \text{ мм}$) є меншою за граничну ($x_R = 124,0 \text{ мм}$). Оскільки переріз є нормально армованим, його розрахункова несуча здатність за згинальним моментом становить $M_{Rd} = 3,85 \text{ кН}\cdot\text{м}$, а відповідне напруження в розтягнутій арматурі – $\sigma_s = 422,9 \text{ МПа}$.

Оцінка параметрів тріщиноутворення та деградації жорсткості показала, що максимальна відстань між суміжними нормальними тріщинами дорівнює $s_{r,max} = 103,2 \text{ мм}$, тоді як протяжність зони деградації встановлюється на рівні $l_{cr} = 52,2 \text{ мм}$. Це визначає коефіцієнт локалізації тріщин $\eta = 0,51$. Застосування алгоритму гармонійного усереднення дозволило обчислити ефективну крутильну жорсткість елемента у стадії з тріщинами $GJ_{eff} = 6,88 \text{ кН}\cdot\text{м}^2$.

Адаптація енергетичного критерію Прандтля-Власова з використанням знайденої ефективної жорсткості дала змогу визначити теоретичний критичний момент $M_{cr} = 2,48 \text{ кН}\cdot\text{м}$. Після застосування коефіцієнта γ_b , який враховує фактори повзучості бетону та початкові геометричні недосконалості, остаточне значення розрахункового моменту втрати просторової стійкості становить $M_{cr,d} = 1,39 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Порівняльний аналіз отриманих даних переконливо свідчить, що розрахунковий критичний момент вичерпання загальної стійкості $M_{cr,d}$ є у понад 2,5 рази меншим за фактичну несучу здатність елемента за згинальним моментом M_{Rd} . Дане співвідношення підтверджує фундаментальне положення: для залізобетонних елементів із високим показником тонкостінності лімітуючим станом є не вичерпання фізичної міцності матеріалів, а раптова втрата просторової стійкості плоскої форми згину. Відповідно, забезпечення стійкості виступає визначальним критерієм оцінки їхньої надійності.

З метою всебічної оцінки міцності залізобетонного елемента виконано порівняльний розрахунок його несучої здатності за трьома незалежними аналітичними підходами: класичним та модифікованим методами розрахункових опорів залізобетону, а також за методикою іноземних норм (ACI) для перерізів з одиночним армуванням.

Реалізація класичного методу розрахункових опорів базується на визначенні відсотка армування перерізу ($\rho_f = 0,8\%$). З використанням лінійної інтерполяції обчислено розрахунковий опір бетону ($f_{zM} = 19,12 \text{ МПа}$), що дозволило встановити еталонне значення граничного згинального моменту на рівні $M = 3,86 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Алгоритм модифікованого методу розрахункових опорів передбачає перехід через механічний коефіцієнт армування ($\omega = 0,250$). Застосування відповідного перехідного коефіцієнта ($k_z = 1,300$) визначає уточнений опір залізобетону ($f_{zM} = 18,84 \text{ МПа}$). Відповідно, розрахункова несуча здатність складає $M = 3,81 \text{ кН}\cdot\text{м}$. Відносне відхилення δ цього результату від еталонного показника класичного методу не перевищує 1,3 %.

Оцінка несучої здатності за іноземними нормативними підходами (норми ACI) ґрунтується на умові пластичної роботи розтягнутої арматури. Для заданих параметрів висота еквівалентної стиснутої зони бетону становить $a = 59,1 \text{ мм}$, а фактична висота $c = 69,6 \text{ мм}$. Перевірка напружено-деформованого стану підтвердила, що фактичні відносні деформації арматури ($\epsilon_s = 0,00650$) перевищують деформації плинності ($\epsilon_y = 0,00218$), що легітимізує прийняте припущення про пластичну роботу. За цих умов розрахунковий номінальний згинальний момент дорівнює $M_n = 3,75 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Додатково підтверджено відповідність конструкції вимогам ACI щодо мінімального армування: фактична площа перерізу арматури ($A_s = 50,3 \text{ мм}^2$) суттєво перевищує нормативний поріг ($A_{s,min} = 19,4 \text{ мм}^2$). Відносне відхилення δ номінального моменту M_n , обчисленого за зарубіжними нормами, порівняно з еталонним показником стандартного методу, становить 2,9 %.

Висновки

У статті розв'язано актуальну науково-практичну задачу обґрунтування безпечної повоєнної відбудови балконних систем шляхом впровадження ресурсоефективних тонкостінних залізобетонних балок ($h/b > 5$). Доведено, що застосування класичних нормативних розрахунків для таких конструкцій є недостатнім через домінуючий ризик раптової втрати просторової стійкості плоскої форми згину.

Для адекватної оцінки їхнього граничного стану розроблено комплексну нелінійну аналітичну методику. Вона базується на енергетичному інваріанті деформації зсуву та адаптованому критерію Прандтля-Власова, що дозволяє достовірно врахувати деградацію крутильної жорсткості бетону й стабілізуючий нагельний ефект поздовжньої арматури в площині тріщин.

Чисельне моделювання підтвердило фундаментальне положення: розрахунковий критичний момент втрати стійкості є у понад 2,5 раза меншим за фактичну міцність нормального перерізу. Коректність визначення міцнісних характеристик зіставлено та підтверджено порівнянням із трьома незалежними аналітичними підходами (відхилення не перевищує 3,0 %).

Отримані результати доводять, що для тонкостінних елементів забезпечення просторової стійкості виступає безальтернативним лімітуючим критерієм проектування. Запропонована методика формує надійне інженерне підґрунтя для впровадження полегшених балкових систем, мінімізуючи навантаження на пошкоджені будівлі під час реновації.

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

- [1] Troian V., Gots V., Flatt R. J., Angst U. Rehabilitating instead of rebuilding aged or damaged pre-fabricated concrete buildings for reducing CO₂ emissions: the case of Ukraine. *Materials and Structures*. 2024. Vol. 57, No. 14. P. 1–14. DOI: <https://doi.org/10.1617/s11527-023-02287-6>.
- [2] Kramarchuk A., Ilnytskyi B., Lytvyniak O. Restoration of load-bearing structures in a multi-storey residential building after a fire caused by military operations. *Budownictwo i Architektura*. 2024. Vol. 23, No. 3. P. 43–53. DOI: <https://doi.org/10.35784/bud-arch.6210>.
- [3] Швидкий Д., Швець В., Соколенко В., Соколенко К. Вплив зовнішніх факторів та часу на характеристики та стан матеріалів, що складають масив руйнації забудови. *Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві*. Луцьк, 2025. Вип. 24. С. 664–677. DOI: [https://doi.org/10.36910/6775-2410-6208-2025-14\(24\)-55](https://doi.org/10.36910/6775-2410-6208-2025-14(24)-55).
- [4] ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. [Зі зміною № 1; на заміну СНиП 2.03.01-84*; чинний від 2020-06-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2020. 68 с. (Інформація та документація)
- [5] ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010. Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1992-1-1:2004, IDT). [Зі змінами № 1 та № 2; чинний від 2013-07-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2012. 313 с. (Інформація та документація).
- [6] Павліков А. М., Кочкар'ов Д. В. Залізобетонні конструкції: практичні методи розрахунків та конструювання : навч. посіб. / за ред. А. М. Павлікова ; ПолтНТУ. Полтава : ТОВ «АСМІ», 2019. 240 с.
- [7] Перельмутер А. Деякі особливості нелінійних розрахунків у системі проектування споруд. *Опір матеріалів і теорія споруд*. 2024. № 113. С. 183–194. DOI: <https://doi.org/10.32347/2410-2547.2024.113.183-194>.
- [8] Мартиновський К., Плоский В., Михальченко С., Скочко В. Аналіз впливу дії ударної хвилі на будівлі і споруди. *Build-Master-Class-2024* : матеріали міжнар. наук.-практ. конф. молодих вчених, м. Київ, листоп. 2024 р. Київ, 2024. С. 207–208. DOI: 10.59647/978-617-520-936-3/1.
- [9] Wight J. K., MacGregor J. G. Reinforced Concrete: Mechanics and Design. 6th ed. Upper Saddle River : Pearson Education, Inc., 2012. 1157 p.
- [10] McCormac J. C., Brown R. H. Design of Reinforced Concrete. 9th ed. Hoboken : John Wiley & Sons, Inc., 2014. 714 p.
- [11] Нажем А. Х. Особливості деформування залізобетонного каркасу нового типу : дис. ... д-ра філософії / Харківський національний університет міського господарства імені О. М. Бекетова. Харків, 2021. 201 с.
- [12] Бабич Є. М., Бабич В. Є. Розрахунок і конструювання залізобетонних балок : навч. посіб. 2-ге вид., переробл. і доповн. Рівне : НУВГП, 2017. 191 с.
- [13] Ромашко В. Деякі особливості визначення моменту утворення нормальних тріщин в бетонних елементах. *Збірник наукових праць «Ресурсоекономічні матеріали, конструкції, будівлі та споруди»*. 2011. Вип. 21. С. 317–322.
- [14] Azizov T., Pereiras R. Consideration of Torsional Rigidity in the Calculation of Plates Using Beam Approximation. *Sciences of Europe*. 2022. # 87. P. 58–61. DOI: <https://doi.org/10.24412/3162-2364-2022-87-1-58-61>.

REFERENCES

- [1] Troian V., Gots V., Flatt R. J., Angst U. Rehabilitating instead of rebuilding aged or damaged pre-fabricated concrete buildings for reducing CO₂ emissions: the case of Ukraine. *Materials and Structures*. 2024. Vol. 57, No. 14. P. 1–14. DOI: <https://doi.org/10.1617/s11527-023-02287-6>.
- [2] Kramarchuk A., Ilnytskyi B., Lytvyniak O. Restoration of load-bearing structures in a multi-storey residential building after a fire caused by military operations. *Budownictwo i Architektura*. 2024. Vol. 23, No. 3. P. 43–53. DOI: <https://doi.org/10.35784/bud-arch.6210>.
- [3] Shvydkyy D., Shvets' V., Sokolenko V., Sokolenko K. Vplyv zovnishnikh faktoriv ta chasu na kharakterystyky ta stan materialiv, shcho skladayut' masyv ruynatsiyi zabudovy. Suchasni tekhnolohiyi ta metody rozrakhunkiv u budivnytstvi. Luts'k, 2025. Vyp. 24. S. 664–677. DOI: [https://doi.org/10.36910/6775-2410-6208-2025-14\(24\)-55](https://doi.org/10.36910/6775-2410-6208-2025-14(24)-55).
- [4] ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. [Зі зміною № 1; на заміну СНиП 2.03.01-84*; чинний від 2020-06-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2020. 68 с. (Інформація та документація)
- [5] ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010. Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1992-1-1:2004, IDT). [Зі змінами № 1 та № 2; чинний від 2013-07-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2012. 313 с. (Інформація та документація).
- [6] Pavlikov A. M., Kochkar'ov D. V. Zalizobetonni konstruktsiyi: praktychni metody rozrakhunkiv ta konstruyuvannya : navch. posib. / za red. A. M. Pavlikova ; PoltNTU. Poltava : TOV «ASMI», 2019. 240 s.

- [7] Perel'muter A. Deyaki osoblyvosti nelineynykh rozrakhunkiv u systemi proyektuvannya sporud. *Opir materialiv i teoriya sporud*. 2024. № 113. S. 183–194. DOI: <https://doi.org/10.32347/2410-2547.2024.113.183-194>.
- [8] Martynovs'kyi K., Ploskyi V., Mykhal'chenko S., Skochko V. Analiz vplyvu diyi udarnoyi khvyli na budivli i sporudy. *Build-Master-Class-2024* : materialy mizhnar. nauk.-prakt. konf. molodykh vchenykh, m. Kyiv, lystop. 2024 r. Kyiv, 2024. S. 207–208. DOI: 10.59647/978-617-520-936-3/1.
- [9] Wight J. K., MacGregor J. G. Reinforced Concrete: Mechanics and Design. 6th ed. Upper Saddle River : Pearson Education, Inc., 2012. 1157 p.
- [10] McCormac J. C., Brown R. H. Design of Reinforced Concrete. 9th ed. Hoboken : John Wiley & Sons, Inc., 2014. 714 p.
- [11] Nazhem A. KH. Osoblyvosti deformuvannya zalizobetonnoho karkasu novoho typu : dys. ... d-ra filosofiyi / Kharkivs'kyi natsional'nyy universytet mis'koho hospodarstva imeni O. M. Beketova. Kharkiv, 2021. 201 s.
- [12] Babych YE. M., Babych V. YE. Rozrakhunok i konstruyuvannya zalizobetonnykh balok : navch. posib. 2-he vyd., pererobl. i dopovn. Rivne : NUVHP, 2017. 191 s.
- [13] Romashko V. Deyaki osoblyvosti vyznachennya momentu utvorennya normal'nykh trishchyn v betonnykh elementakh. *Zbirnyk naukovykh prats' «Resursoekonomichni materialy, konstruktivni, budivli ta sporudy»*. 2011. Vyp. 21. S. 317–322.
- [14] Azizov T., Pereiras R. Consideration of Torsional Rigidity in the Calculation of Plates Using Beam Approximation. *Sciences of Europe*. 2022. # 87. P. 58–61. DOI: <https://doi.org/10.24412/3162-2364-2022-87-1-58-61>.

Мирошніченко Іван Олександрович – аспірант, кафедра міського будівництва та господарства, Національний університет водного господарства та природокористування, e-mail: miroshnichenko.ivan.2001@gmail.com, ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-1781-3855>.

Кочкарєв Дмитро Вікторович – д.т.н., професор, завідувач, кафедра міського будівництва та господарства, Національний університет водного господарства та природокористування, e-mail: d.v.kochkarev@nuwm.edu.ua, ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-4525-7315>.

**I. Myroshnichenko
D. Kochkarev**

ANALYSIS OF THE TECHNICAL CONDITION OF BALCONY STRUCTURES OF THE HOUSING STOCK OF UKRAINE AND THEORETICAL SUBSTITUTION OF THE USE OF THIN-WALLED REINFORCED CONCRETE BEAMS FOR THEIR RENOVATION

The National University of Water and Environmental Engineering

The article considers the complex problem of ensuring the reliability and reconstruction of balcony systems of the housing stock of Ukraine in the conditions of exhaustion of their normative operational resource and mass destruction due to armed aggression. Taking into account irreversible changes in the stress-strain state and a decrease in the residual bearing capacity of damaged wall enclosures, the feasibility of transitioning from traditional massive cantilever slabs to lightweight resource-efficient systems based on thin-walled reinforced concrete beams (with a cross-sectional width of $b = 30...40$ mm and a ratio of $h/b > 5$) is substantiated.

Since the use of elements with a high cross-sectional aspect ratio is accompanied by a critical risk of sudden loss of spatial stability of the flat bending shape even before the strength of the materials is exhausted, the paper proposes an improved nonlinear analytical method for their calculation. The calculation apparatus is based on the use of an energy approach to determining the deformability of a bending element at the stage of crack formation. The developed mathematical model is based on the concept of the full energy invariant of shear deformation, which allows to reliably estimate the effective torsional stiffness of the section by its harmonic averaging taking into account the local Nagel effect of the longitudinal reinforcement.

The study adapted the classical Prandtl-Vlasov stability criterion to the conditions of a physically nonlinear reinforced concrete composite. The presented practical engineering calculation of a thin-walled beam confirms the safety and effectiveness of the proposed solution. Analysis of the obtained data shows that the relative deviation of the value of the ultimate bending moment, calculated using the modified method of design resistances, from the reference indicators of the classical method does not exceed 2.7%. The results of the study form a reliable theoretical basis for the design and implementation of innovative beam systems in the process of renovation and post-war reconstruction of residential infrastructure.

Keywords: balcony structures, post-war reconstruction, reconstruction, thin-walled reinforced concrete beams, spatial stability, energy invariant, torsional stiffness, dowel effect, nonlinear calculation.

Myroshnichenko Ivan – postgraduate student, Department of Urban Construction and Economy, The National University of Water and Environmental Engineering, e-mail: miroshnichenko.ivan.2001@gmail.com, ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-1781-3855>.

Kochkarev Dmitro – Doctor of Technical Sciences, Professor, Head of the Department of Urban Construction and Economy, The National University of Water and Environmental Engineering, e-mail: d.v.kochkarev@nuwm.edu.ua, ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-4525-7315>.