

О.О. Калмиков<sup>1</sup>, К.О. Бінкевич<sup>1,2</sup><sup>1</sup>Харківський національний університет міського господарства імені О.М. Бекетова, Україна<sup>2</sup>ПАТ «ТРЕСТ ЖИТЛОБУД-1», Україна

## ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНЕ ВСТАНОВЛЕННЯ ДЕФОРМАТИВНОСТІ ПАНЕЛЕЙ ПЕРЕКРИТТІВ ВЕЛИКОПАНЕЛЬНОГО ЖИТЛОВОГО БУДИНКУ ПІСЛЯ ВІДНОВЛЕННЯ

В статті наведені результати натурного випробування трьох збірних залізобетонних панелей перекриттів багатоквартирного житлового будинку після їх підсилення. Під час натурних випробувань на реальному об'єкті, що постраждав внаслідок військової агресії російської федерації, застосовано метод гідростатичного навантаження. За результатами випробувань відзначається, що максимальні прогини панелей відповідають нормативним обмеженням, а використане конструктивне рішення можна модернізувати з метою зменшення його металоемності.

**Ключові слова.** Панельний будинок, підсилення, панель перекриття, метод гідростатичного навантаження, прогин.

### Постановка проблеми

В даний час у зв'язку з продовженням активних бойових дій на території України збільшується кількість повністю або частково зруйнованих будівель. За даними Київського інституту економіки [1], станом на січень 2024 року сума прямих збитків, нанесених інфраструктурі України в ході війни, досягла майже \$155 млрд. На першому місці за сумою збитків залишається житловий фонд. Внаслідок бойових дій та регулярних обстрілів станом на січень 2024 року постраждало понад 250 тисяч будівель, з яких 222 тис. приватних, понад 27 тис. багатоквартирних будинків та 526 гуртожитків. Серед регіонів, де зафіксовано найбільше зруйнованих житлових будівель, – Донецька, Київська, Луганська, Харківська, Чернігівська та Херсонська області.

Великим викликом для держави в цілому, а також для окремих будівельників, інженерів та науковців, є відновлення зруйнованого майна наших співгромадян в короткий термін. Використовувані будівельні рішення мають бути надійними та довговічними [2], простими та швидкими в реалізації, а також економічними та легко повторюваними на різних об'єктах. Враховуючи вищевикладене, для відновлення панелей перекриттів ряду багатоповерхових будинків у м. Харкові (мікрорайон Північна Салтівка-3, будинки за адресами: вул. Н.Ужвій, 64, вул. Н.Ужвій, 74, вул. Н.Ужвій, 78) було застосовано конструктивне рішення (рис. 1), яке полягає в створенні армованої плити нарощування у стиснутій зоні панелі та додаткового зовнішнього армування в розтягнутій зоні, що об'єднуються між собою за допомогою анкерних з'єднань.

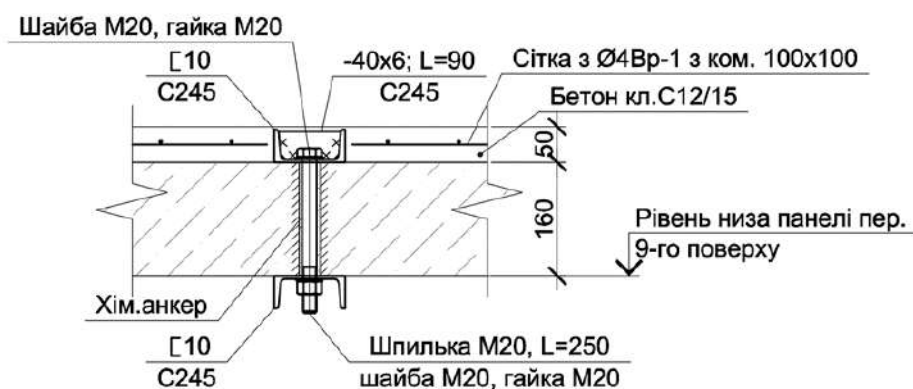


Рис. 1. Розглянута схема підсилення панелей перекриттів

Не зважаючи на масове застосування даного рішення при відновленні будівель, що постраждали внаслідок ворожих атак, слід відзначити кілька суттєвих недоліків, що спонукають до пошуку більш раціональної його модифікації. Зокрема, це власне наявність сталевих балок підсилення, розташованих на стелях в приміщеннях житлових квартир, які зменшують корисну висоту, вимагають обов'язкового вогнезахисту та додаткового декорування під час ремонтних робіт. Крім того, скінченно-елементний аналіз даного рішення підтвердив можливість відмови від зовнішнього додаткового армування за умови надійного зчеплення плити наросування з існуючою панеллю перекриття. Проте можливість відмови від сталевих балок в розтягнутій зоні плити слід перевірити експериментально.

З цією метою, розглянуто панелі перекриттів багатоповерхового житлового будинку по вул. Н. Ужвій, 64 в м. Харкові, що були відновлені із застосуванням згаданого вище вузла (рис. 1). Розглянутий будинок – дев'ятиповерховий, трипід'їздний, з технічним поверхом, зведений в 1989 році за типовою 163 серією. Внаслідок прямого влучання засобів ураження та пожежі, що виникла надалі, в 1-му та 3-му під'їздах будинку з 6 по 9 поверхи виникли значні руйнування зовнішніх та внутрішніх стінових панелей, панелей перекриття та покриття, внутрішніх перегородок, опорядження та комунікацій. На деяких ділянках плит перекриття утворились тріщини, наявні уламкові пошкодження плит перекриття, відбулося руйнування зовнішніх

стінових панелей, наявні чисельні уламкові ураження зовнішніх стінових панелей. Загальний вигляд будинку внаслідок отриманих пошкоджень наведено на рис. 2.

Окрім власне відновлення зруйнованих несучих конструкцій 6-9 поверхів першого під'їзду будівлі, також виконано підсилення пошкоджених перекриттів (рис. 3) третього під'їзду за згаданою вище технологією. По завершенню циклу відновлювальних робіт та після набрання бетоном необхідної проектної міцності, проведено цикл експериментальних випробувань для оцінки деформативності перекриття до та після модифікації розглянутого конструктивного рішення підсилення плит перекриттів.

### Аналіз останніх досліджень і публікацій

Проведення натурального експерименту на діючому будівельному об'єкті завжди пов'язано із певними ризиками та суттєвими фінансовими витратами, адже об'єктом дослідження виступають реальні взаємопов'язані між собою конструкції, а не лабораторні зразки. Зокрема, для оцінки несучої здатності та деформативності плоских горизонтальних конструкцій в умовах будівельного майданчику найчастіше використовуються штучні вантажі у вигляді цегли, бетонних блоків з важких чи легких бетонів, мішків з сипучими матеріалами, які відповідно до підготовленої програми експерименту розподіляються по випробуваній площі конструкції.



Рис. 2. Багатоповерховий будинок по вул. Н. Ужвій, 64 в м. Харкові після отриманих руйнувань



Рис. 3. Процедура відновлення пошкоджених панелей перекриття

Зокрема, в роботі [3] представлені результати натурального випробування ділянки збірно-монолітного перекриття розміром у плані 3,7x13,1м. Для навантаження використані дрібні стінові блоки з ніздрюватого бетону, які уклалися в декілька рівнів; середня вага блока складала 16,5кг. Навантаження прикладене ступенями та проведена витримка перекриття під навантаженням згідно вимог норм [4]. Розвантаження плити проведено аналогічно навантаженню, але в зворотному порядку. На кожному кроці зафіксовані прогини конструкції. В результаті проведення описаних випробувань отриманий результат, який підтверджує можливість використання запропонованого авторами рішення збірно-монолітних перекриттів у масовому будівництві.

В роботі [5] представлені результати натурних випробувань плити перекриття з пустотоутворювачами у вигляді пластикових труб загальною площею 153,5м<sup>2</sup>. В якості вантажів для навантаження плити перекриття застосовані серійні блоки ФБС різних розмірів, які встановлювались на підсипку з піску у визначених заздалегідь місцях в один рівень. Під час випробувань фіксувалися прогини перекриття, момент появи тріщин та ширина їх розкриття. Результат проведеного натурального експерименту дозволив перевірити, що прогини перекриття та ширина розкриття тріщин знаходяться в допустимому нормативному діапазоні.

В дослідженні плит перекриття недобудови [6] використано завантаження сипучим піском та піском в мішках ділянок перекриття на різних поверхнях. Метою дослідження було встановлення можливості використання існуючого каркасу для продовження будівництва. Контролю піддавались прогини та

ширина розкриття тріщин. В результаті випробувань встановлено необхідність демонтажу перекриття першого поверху у зв'язку з отриманими в ході випробувань ненормативними прогинами та значним розтріскуванням конструкцій.

Аналіз представлених робіт наглядно демонструє, що проведення натурних випробувань може переслідувати різні цілі, і часто трапляється так, що отримати коректні відповіді на питання щодо роботи конструкцій під навантаженням можливо лише шляхом натурального експерименту. Слід зазначити, що описані методи завантаження конструкцій мають декілька суттєвих недоліків. Зокрема, використання штучних вантажів, по-перше, вимагає точного визначення їх ваги для перерахунку навантаження, що буде застосовано до конструкцій. Крім того, таке навантаження можна лише умовно вважати рівномірно розподіленим, адже розміри та вага цих вантажів відрізнятимуться між собою. По-друге, в момент розподілення вантажів по площі випробуваної конструкції вже починається процес її деформування, який не фіксується вимірювальними приладами, адже старт відліку починається з моменту набрання певної ступені навантаження на всій випробуваній площі. Це допускає можливість пропуску того моменту, коли під час набрання наступного ступеню може бути досягнуто критичного навантаження або критичних прогинів на певній ділянці. Все це спонукає до використання більш точних та економічних методів натурних випробувань, які не передбачають додаткові трудовитрати на завантаження і розвантаження конструкції. В даній роботі використаний метод гідростатичного навантаження об'єкта дослідження, головною відмінністю якого від перелічених є

створення слідуючого навантаження [7] на кожному етапі. Даний метод отримав успішну апробацію в низці натурних і лабораторних досліджень [8,9].

### Визначення мети та завдання дослідження

Мета дослідження – оцінка деформативності деструктурованих панелей перекриттів після проведення робіт з їх підсилення та з урахуванням модифікації застосованого конструктивного рішення.

Об'єкт дослідження – залізобетонна суцільна панель перекриття житлової будівлі товщиною 210мм (з урахуванням виконаної плити підсилення товщиною 50мм).

Предмет дослідження – напружено-деформований стан об'єкту дослідження при дії короткотривалого та довготривалого статичного навантаження.

Завдання дослідження полягають в наступному:

- проаналізувати існуючі методи проведення натурних експериментальних випробувань плит перекриттів житлових будівель;
- провести цикл натурних випробувань деструктурованих панелей перекриттів з використанням методу гідростатичного навантаження;
- оцінити можливість зменшення матеріаломісткості конструктивного рішення з підсилення об'єкту дослідження за рахунок відмови від зовнішніх сталевих балок та включенням в роботу

хімічних анкерів.

### Виклад основного матеріалу

Для проведення натурного дослідження було обрано три панелі перекриття розміром 3х6м між технічним та дев'ятим поверхами багатоповерхової житлової будівлі (рис. 4), обпертих по трьом сторонам. Попередньо панелі були підсилені із застосуванням монолітної плити нарощування та зовнішнього додаткового армування сталевими балками. Враховуючи попередні теоретичні дослідження даного рішення, виникла необхідність в експериментальній верифікації можливості усунення зовнішнього армування сталевими балками. Згідно поставленої програми експерименту всього було проведено 6 випробувань: по одному випробуванню кожної з трьох панелей статичним короткотривалим навантаженням до усунення додаткового армування (випробування №1-3) та після (випробування №4-6).

Для випробування використаний метод дослідження [10], заснований на гідростатичному навантаженні об'єкта, коли навантаження задається вагою води, а його величина регулюється висотою створюваного водяного стовпа. Загальна функціональна схема методу схематично представлена на рис. 5. Відповідно до затвердженої програми експерименту обрано ступінчастий режим навантаження (монотонно зростаючий, активний, з подальшим розвантаженням), що відповідає вимогам діючих норм [11] при оцінці деформативності і несучої здатності.

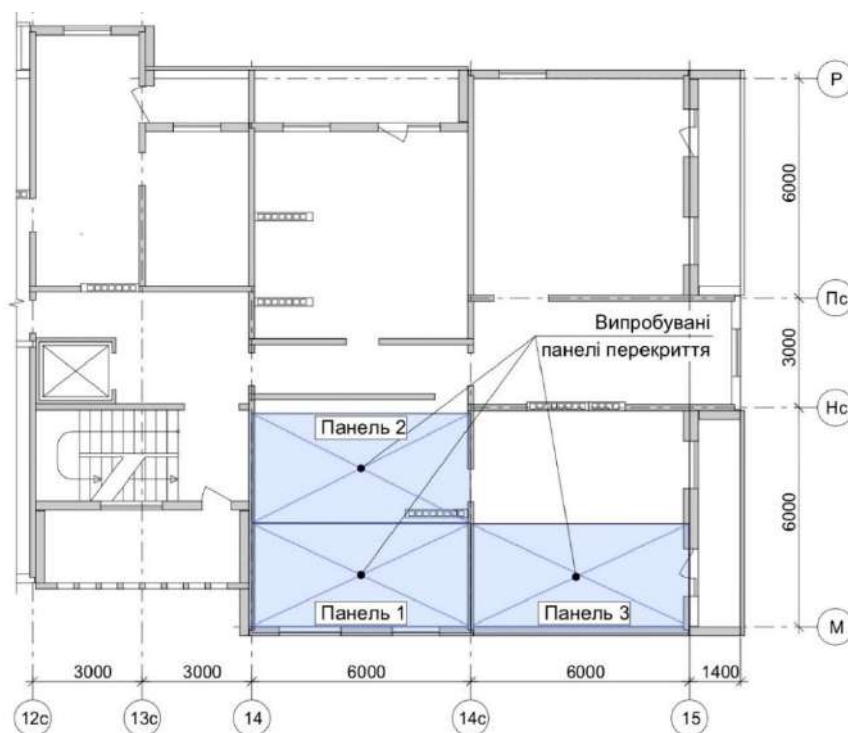


Рис. 4. Схема розташування випробуваних панелей на плані типового поверху

Рівень навантаження визначається висотою стовпа води в резервуарі. При цьому, згаданий необхідний рівень забезпечується системою подачі і відведення води в резервуар і з нього. Для реєстрації вимірюваних переміщень до досліджуваного об'єкта підключаються датчики, що дозволяють встановити

характеристики напружено-деформованого стану об'єкта дослідження на будь-якому етапі випробувань. Кожна ступінь навантаження коригується на підставі отриманих вимірів (які контролюються на підставі попередніх розрахунків).



Рис. 5. Функціональна схема методу випробувань

Для створення навантаження був використаний інвентарний басейн прямокутної форми з розмірами в плані 4,2x1,8м. Згідно проекту, розрахункове навантаження на панелі перекриттів з урахуванням коефіцієнту надійності за відповідальністю будівлі класу відповідальності СС3 при усталеній розрахунковій ситуації складає  $1,8\text{кН/м}^2$ . Враховуючи той факт, що система навантаження не покриває всю поверхню досліджуваних конструкцій, було перераховано еквівалентне навантаження за рівними згинаючими моментами, максимальна величина якого склала  $5\text{кН/м}^2$ . Навантаження прикладалося до перекриття рівними ступенями по 20% від повного навантаження (по  $1,0\text{кН/м}^2$ , що дорівнює 100мм води, доданої на кожному кроці навантаження). Схема розташування басейнів на випробуваних панелях перекриттів наведена на

рис. 6.

Для вимірювання вертикальних деформацій перекриття під навантаження були використані прогиномири 6 ПАО з ціною поділки 0,01мм, які були встановлені в трьох характерних точках панелі під час кожного випробування. Показання приладів вимірювання фіксувалися до початку випробувань та після прикладення кожного кроку навантаження з витримкою панелі перекриття під навантаженням до повної зупинки стрілок приладів. Після набору повного навантаження панель перекриття була залишена під навантаженням на 15 год. Схема розташування датчиків та їх маркування наведена на рис. 7 (де Д1...Д10 – датчики, використані у випробуваннях №1-3, Д11...Д19 – у випробуваннях №4-6).

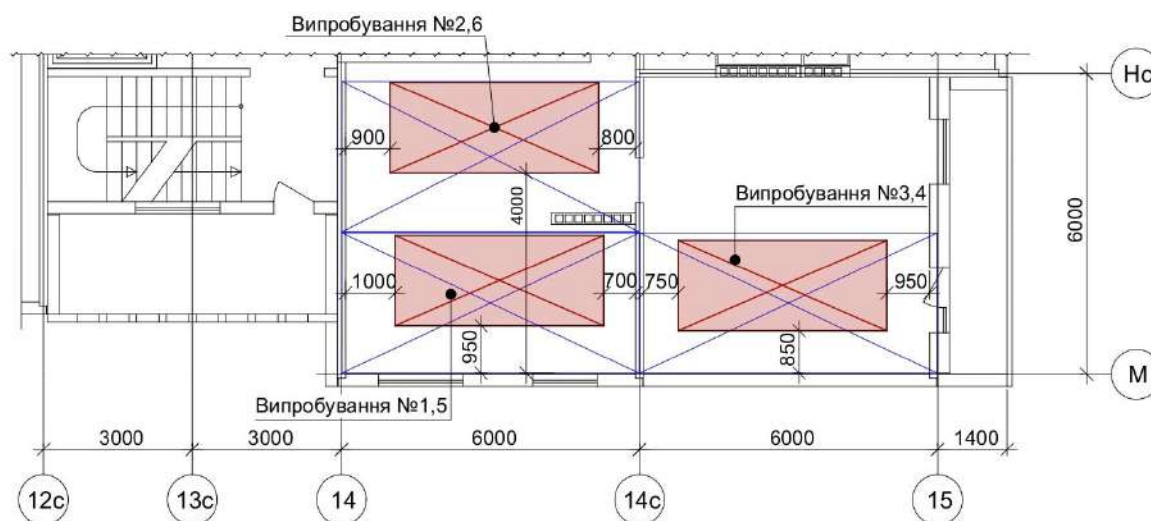


Рис. 6. Схема розташування басейнів на панелях перекриттів під час випробувань

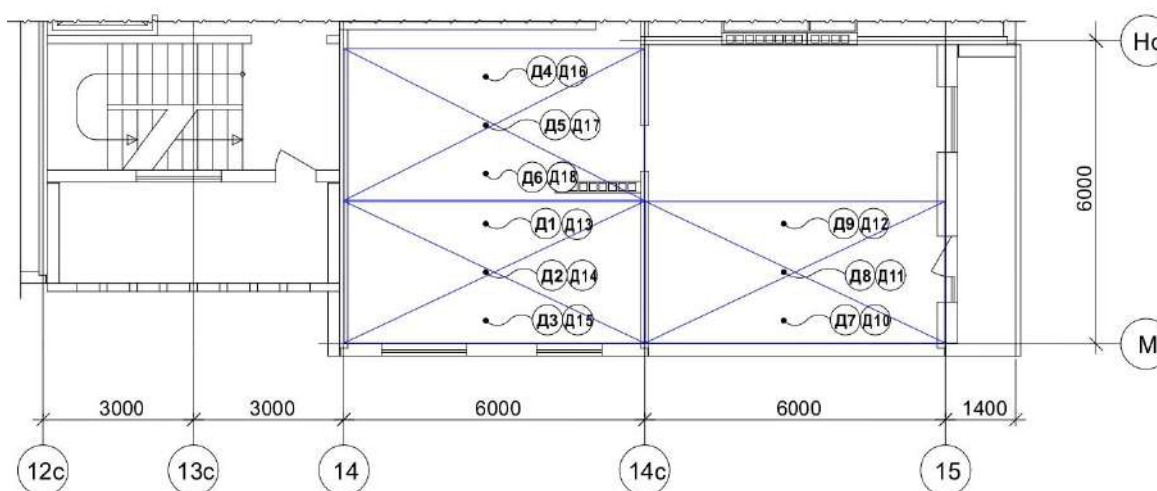


Рис. 7. Схема розташування датчиків вимірювання вертикальних переміщень (прогинів)

Зняття навантаження виконано ступенями аналогічними завантаженню. Після розвантаження басейну оцінювались залишкові деформації панелей перекриття. Загальний вигляд панелі перекриття в ході випробувань представлений на рис. 8. Результати вимірювань демонструються графіками залежності прогинів панелей від прикладеного навантаження, представлених на рис. 9.

За результатами проведених випробувань відзначається, що максимальний прогин панелей не перевищив граничного значення, регламентованого в [10], що складає  $1/200=30\text{мм}$ . Для панелі №1 максимальний прогин склав 2,10мм (точка Д1) до зняття зовнішніх балок та 2,40мм (точка Д13) – після їх демонтажу; для панелі №2 – 1,95мм (точка Д6) та 2,31мм (точка Д18) відповідно, а для панелі №3 – 2,07мм (точка Д9) та 2,33мм (точка Д12). В ході завантаження не було встановлено факту появи та розкриття тріщин на випробуваних панелях.

Залишкові деформації після зняття навантаження не перевищили 6%. Відзначається збільшення прогинів панелей перекриттів після зняття металевих балок в межах 20%, що дозволяє зробити висновок про можливість їх невикористання у подальшому, залишаючи тільки до моменту набрання необхідної міцності бетоном плити нарощування.

Враховуючи той факт, що розміри басейну не відповідають розмірам панелі, для перерахунку еквівалентного рівномірно розподіленого навантаження по всій площі випробуваних панелей, було виконано скінченно-елементне моделювання схем завантаження панелей басейнами з водою в ПК «Ліра САПР». При розрахунках розглядалось 2 варіанти завантаження: 1 – рівномірне завантаження по всій площі перекриття, 2 – рівномірне завантаження по фактичній площі спирання басейну на перекриття. Шляхом прирівнювання максимальних прогинів визначалась величина

еквівалентного рівномірно розподіленого висоті стовпа води у басейні при випробуваннях. навантаження на панель, яка відповідає фактичній



Рис. 8. Процедура навантаження панелі перекриття

В розрахунках розглянуто панелі після демонтажу нижніх металевих балок. Для моделювання панелей перекриттів прийнято клас бетону С 16/20, модуль пружності  $E_{cd} = 20 \cdot 10^3$  МПа, питома вага бетону  $R_o = 0,025$  МН/м<sup>3</sup>, коефіцієнт Пуасона  $\nu = 0,2$ . Обпирання панелей шарнірне по трьох гранях. На панелі було задано рівномірно розподілене навантаження від басейнів згідно схеми

на рис. 6 в діапазоні 1-5 кН/м<sup>2</sup>.

На рис. 10 зображені розрахункова модель панелі №1 з фактичним (а) та еквівалентним навантаженням (б), а також прогини для двох схем завантаження (в, г). В результаті розрахунку було визначено максимальні вертикальні переміщення та, як результат, визначене навантаження від басейнів на всю площу випробуваних плит (табл. 1).

Таблиця 1

Результати перерахунку еквівалентного навантаження на панелі

Фактичне навантаження від басейну, кН/м <sup>2</sup>	Панель №1		Панель №2		Панель №3	
	Максимальні переміщення плити, (мм)	Еквівалентне навантаження на всю площу плити, кН/м <sup>2</sup>	Максимальні переміщення плити, (мм)	Еквівалентне навантаження на всю площу плити, кН/м <sup>2</sup>	Максимальні переміщення плити, (мм)	Еквівалентне навантаження на всю площу плити, кН/м <sup>2</sup>
1	0,425	0,820	0,421	0,812	0,435	0,839
2	0,85	1,639	0,843	1,625	0,87	1,677
3	1,28	2,476	1,26	2,438	1,3	2,515
4	1,7	3,286	1,69	3,267	1,74	3,363
5	2,13	4,115	2,11	4,076	2,17	4,192

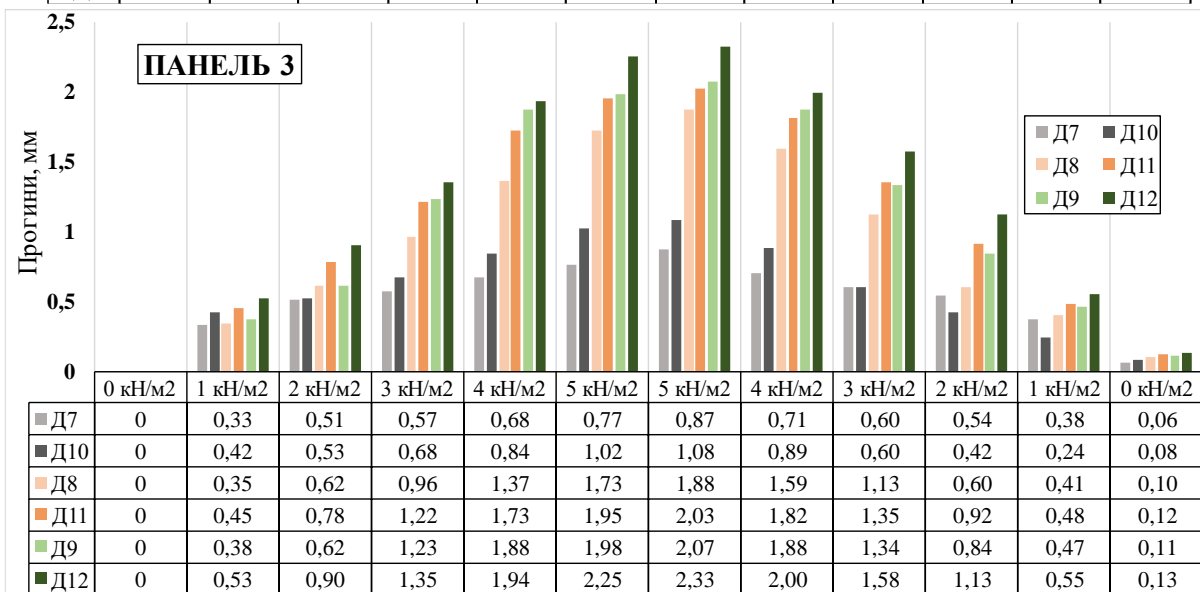
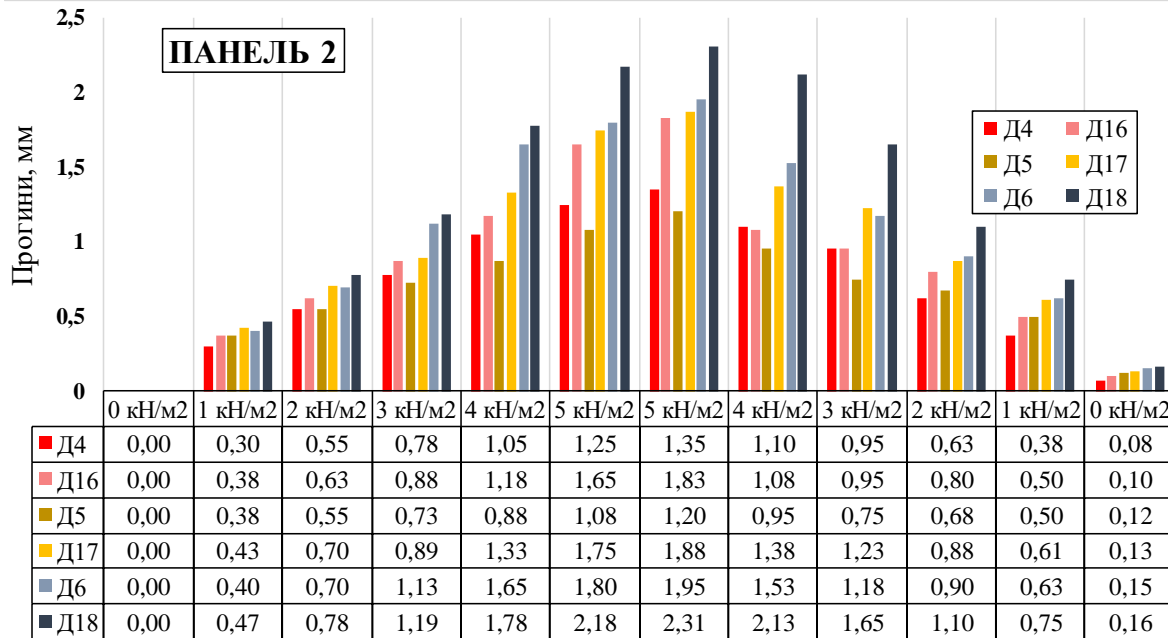
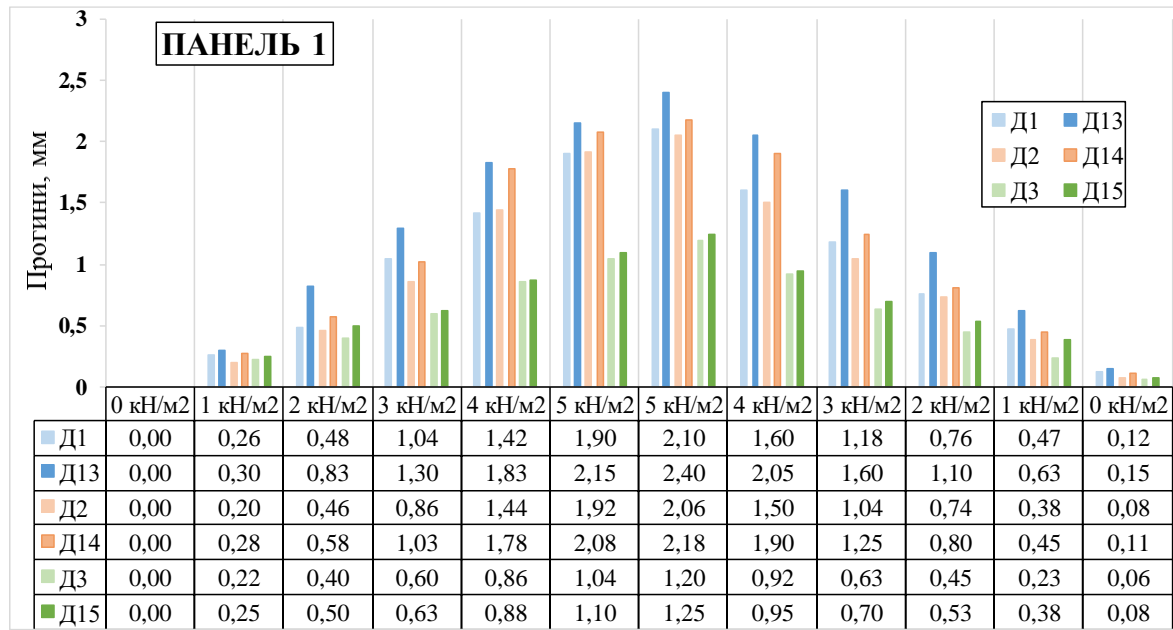


Рисунок 9 – Графіки залежностей «прогини, мм – навантаження, кН/м²» для випробуваних панелей



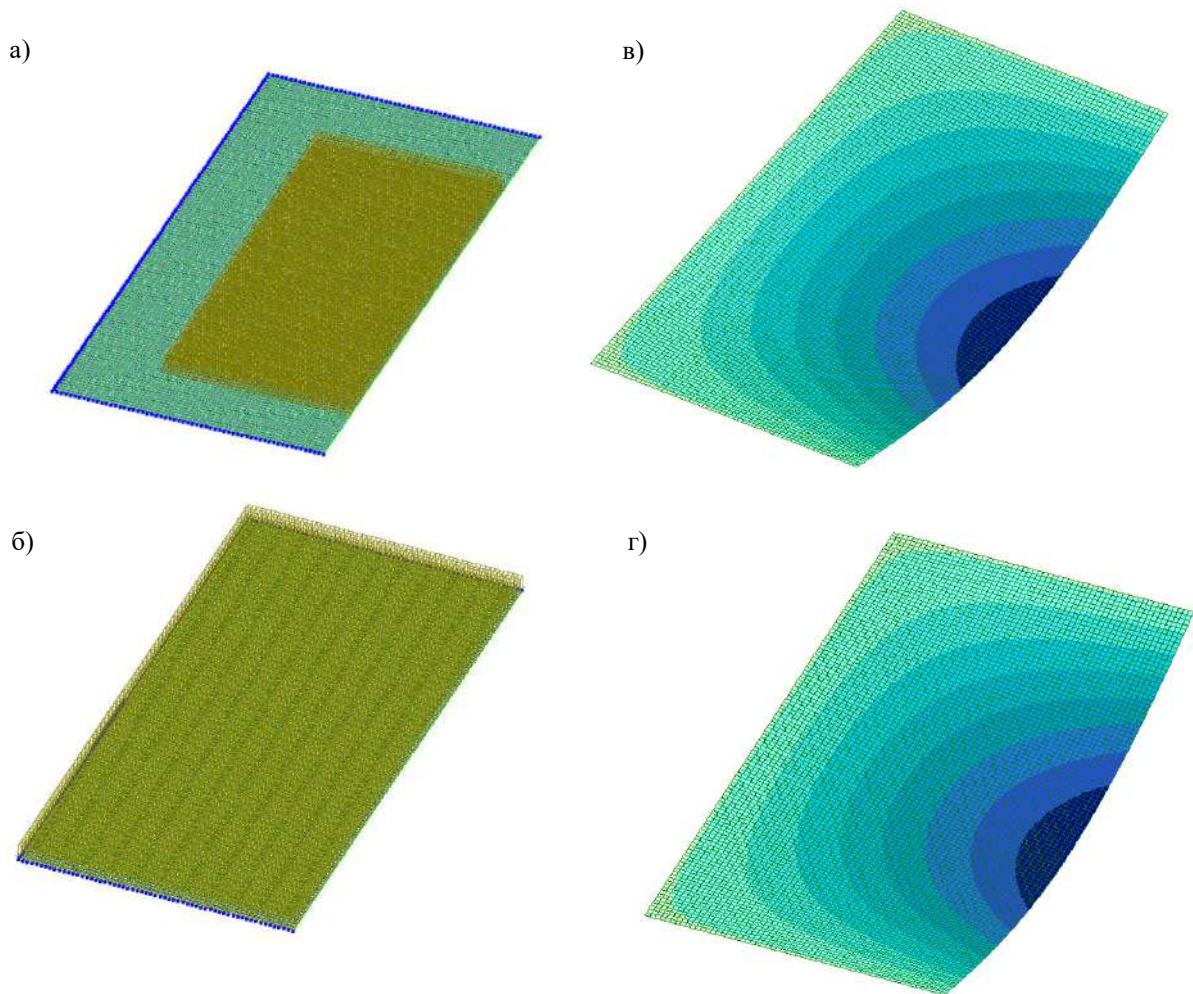


Рисунок 10 – Схеми завантаження панелі №1 фактичним (а) та еквівалентним (б) завантаженням, а також відповідні їм прогини, мм (в,г)

## Висновки

В даний момент для України важливою є задача швидкого, економічного та надійного відновлення пошкодженого житлового фонду. Велику частину серед зруйнованого та пошкодженого житла займають панельні будівлі. На сьогодні в м. Харкові наявний позитивний досвід підсилення панелей перекриттів таких будинків із використанням конструктивного рішення, яке передбачає підсилення верхньої зони панелі бетонуванням шару з арматурною сіткою, а нижньої – за допомогою сталевих балок. Елементи конструкції з'єднуються між собою та працюють сумісно за допомогою анкерних з'єднань. Спираючись на цей досвід та враховуючи чисельний аналіз даного рішення, попередньо було визначено можливість відмови від нижнього армування. У зв'язку із чим, в роботі виконані натурні експериментальні дослідження конструкції до її модифікації та після, та внаслідок чого, можна зробити наступні висновки:

- проаналізований досвід натурних випробувань плит перекриттів будинків різного

призначення свідчить про те, що для подібних випробувань визначальним є можливість швидкого створення рівномірно розподіленого навантаження по всій поверхні випробуваних конструкцій, бажано слідкуючого, без додаткових витрат на закупівлю власне вантажів та вантажного приладдя, а також пов'язаних із цим трудовитрат. Метод гідростатичного навантаження в даному випадку є найбільш швидким, економічним та точним способом, який потребує лише наявність резервуару для завантаження та доступ до води;

- використовуючи зазначений метод, в роботі представлено процедуру та результати випробування трьох панелей перекриттів, підсилених із використанням позначеного раніше конструктивного рішення. Для кожної з панелей проведено по два цикли ступінчатого монотонного навантаження та розвантаження – до демонтажу нижніх металевих балок та після. В ході випробувань оцінювались максимальні вертикальні переміщення (прогини) та відстежувалась динаміка появи та розкриття тріщин. За результатами проведених випробувань отримано,

що деформативність панелей відповідає нормативним обмеженням – максимальний прогин панелей склав 2,40 мм та не перевищив 10% від гранично допустимого значення для всіх шести випадків випробування. Тріщин або інших дефектів панелей під час випробувань встановлено не було;

- оскільки різниця в отриманих прогинах для панелей перекриття з балками та без них не перевищує 20%, відзначається, що в подальшому металеві балки в нижній зоні можна залишати лише на час монтажу та до моменту набрання бетоном верхньої зони необхідної проектної міцності.

### Література

1. Загальна сума збитків, завдана інфраструктурі України, зросла до майже \$155 млрд — оцінка KSE Institute станом на січень 2024 року (2024). Відтворено з: <https://kse.ua/ua/about-the-school/news/zagalna-suma-zbitkiv-zavdana-infrastrukturi-ukrayini-zrosla-do-mayzhe-155-mlrd-otsinka-kse-institute-stanom-na-sichen-2024-roku/>.
2. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. ДБН В.1.2-14:2018. (2022).
3. Бамбура, А., Белоконь, А., Борецька Н., Жарко, Л. (2017). Натурні випробування інноваційного рішення збірно-монолітного перекриття з пустотними попередньо напруженими плитами та прихованими ригелями. *Наука та будівництво*, 2 (12). 19-25.
4. Конструкції будинків і споруд. Плити перекриттів залізобетонні багатопустотні для будівель і споруд. Технічні умови. ДСТУ Б В.2-6-53:2008. (2009)
5. Слободяник, Г., Ульянов, В., & Казмірук, О. (2022). Результати експериментальних досліджень несучої здатності плити перекриття з пустотоутворювачами. *Scientific Collection «InterConf+»*, 26 (129), 393–403. <https://doi.org/10.51582/interconf.19-20.10.2022.042>
6. Saleem, M.A., Abbas, S., Nehdi, M.L. (2019) Assessment of reinforced concrete slabs using in-situ load testing: A case study. *Journal of Building Engineering*, Vol. 25, 100844. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2019.100844>.
7. Babaev, V., Ievzerov, I., Evel, S., Lantoukh-Liashchenko, A., Shevetovsky, V., Shimanovskyi, O., Shmukler, V., Sukhonos, M. (2019). *Rational Design of Structural Building Systems*. DOM publishers, Berlin/Germany. 384 p.
8. Гапонова, Л., Калмиков, О., Гребенчук, С. (2015). Експериментально-теоретичне дослідження напружено-деформованого стану сферичної оболонки покриття. *Зб. наук. праць Українського державного університету залізничного транспорту. Харків: УкрДУЗТ, вип. 157. 102-113.*
9. Babaev, V., Shmukler, V., Feirushah, S., Gaponova, L., Grebenchuk, S., Kalmikov, O. (2016). Analysis of Stress-Strain State of Spherical Roof Shell. *1st International Conference on Engineering and Innovative Technology, SU-ICEIT 2016*. 42-49.
10. Шмуклер, В.С., Чупрынін, А.А., Аббасі, Р. (2009) Пристрій для натурних випробувань плит та оболонок. Патент 44125 Україна, МПК G01M 19/00 G01N 3/00 G01M 5/00. Бюл. №18. 4 с.
11. Конструкції будинків і споруд. Вироби будівельні бетонні та залізобетонні збірні. Методи випробувань навантаженням. Правила оцінки міцності, жорсткості та тріщиностійкості. ДСТУ Б В.2.6-7-95. (1996).
12. Прогини та переміщення. Вимоги проектування. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. (2007).

### References

1. The total amount of damage caused to Ukraine's infrastructure has grown to almost \$155 billion. *KSE Institute estimates as of January 2024*. (2024) Retrieved from: <https://kse.ua/ua/about-the-school/news/zagalna-suma-zbitkiv-zavdana-infrastrukturi-ukrayini-zrosla-do-mayzhe-155-mlrd-otsinka-kse-institute-stanom-na-sichen-2024-roku/>.
2. *General principles of ensuring the reliability and structural safety of buildings and structures*. DBN V.1.2-14:2018. (2022).
3. Bambura, A., Belokon, A., Boretska N., Zharko, L. (2017). Field tests of an innovative solution of a prefabricated monolithic floor with hollow prestressed slabs and hidden crossbars. *Science and construction*, 2 (12). 19-25.
4. *Structures of buildings and structures. Multi-hollow reinforced concrete floor slabs for buildings and structures. Specifications*. DSTU B V.2-6-53:2008. (2009).
5. Slobodanyk, G., Ulyanov, V., Kazmiruk, O. (2022). Results of experimental studies of the load-bearing capacity of the floor slab with void formers. *Scientific Collection «InterConf+»*, 26 (129), 393–403. <https://doi.org/10.51582/interconf.19-20.10.2022.042>.
6. Saleem, M.A., Abbas, S., Nehdi, M.L. (2019). Assessment of reinforced concrete slabs using in-situ load testing: A case study, *Journal of Building Engineering*, Vol. 25, 100844. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2019.100844>.
7. Babaev, V., Ievzerov, I., Evel, S., Lantoukh-Liashchenko, A., Shevetovsky, V., Shimanovskyi, O., Shmukler, V., Sukhonos, M. (2019). *Rational Design of Structural Building Systems*. DOM publishers, Berlin/Germany. 384 p.
8. Gaponova, L., Kalmykov, O., Grebenchuk, S. (2015). Experimental and theoretical study of the stress-strain state of the spherical coating shell. *Coll. of science works of the Ukrainian State University of Railway Transport*. Kharkiv: USURT, Issue. 157., 102-113.
9. Babaev, V., Shmukler, V., Feirushah, S., Gaponova, L., Grebenchuk, S., Kalmikov, O. (2016). Analysis of Stress-Strain State of Spherical Roof Shell. *1st International Conference on Engineering and Innovative Technology, SU-ICEIT 2016*. 42-49.
10. Shmukler, V.S., Chuprynin, A.A., Abassi, R. (2009). *Device for full-scale tests of slabs and shells*. Patent of Ukraine 44125, MPK G01M 19/00 G01N 3/00 G01M 5/00. Bul. №18. 4 p.
11. *Structures of buildings and structures. Precast concrete and reinforced concrete construction products. Methods of load tests. Rules for assessing strength, stiffness and crack resistance*. DSTU B V.2.6-7-95. (1996).
12. *Deflections and displacements. Design requirements*. DSTU B V.1.2-3:2006. (2007).

**Автор:** КАЛМИКОВ Олег Олександрович, кандидат технічних наук, доцент кафедри будівельних конструкцій Харківський національний університет міського господарства імені О. М. Бекетова.

Oleg KALMYKOV  
PhD (Tech), Associate Professor, Building Structures Department  
O.M. Beketov National University of Urban Economy in Kharkiv.  
E-mail – [oleg.kalmykov@kname.edu.ua](mailto:oleg.kalmykov@kname.edu.ua).  
ID ORCID: <https://doi.org/0000-0001-7294-4279>.

**Автор:** БІНКЕВИЧ Костянтин Олександрович, аспірант кафедри будівельних конструкцій

Харківський національний університет міського

господарства імені О. М. Бекетова.

Kostiantyn BINKEVYCH

Postgraduate student, Building Structures Department

O.M. Beketov National University of Urban Economy in

Kharkiv.

E-mail – [kostiantyn.binkevich@kname.edu.ua](mailto:kostiantyn.binkevich@kname.edu.ua).

ID ORCID: <https://doi.org/1000-0002-5112-9870>.

## EXPERIMENTAL DETERMINATION OF FLOOR PANELS DEFORMABILITY OF A LARGE-PANEL SYSTEM BUILDING AFTER RENOVATION

O. Kalmykov<sup>1</sup>, K. Binkevych<sup>1,2</sup>

<sup>1</sup> O.M. Beketov National University of Urban Economy in Kharkiv

<sup>2</sup> PJSC "TRUST ZHYTLOBUD-1"

*This paper deals with a field tests of prefabricated reinforced concrete floor panels of a multistory building by the method of hydrostatic loading. Object of study is presented by 3 damaged floor slabs of a 9-storey residential building which was hit during the russian invasion. After renovation of panels using the constructive solution which consists of a reinforced build-up layer in the compressed zone (upper part) and additional external reinforcement in the stretched zone (lower part) connected to each other with the help of anchor connections, a series of tests with water loading were set. For creation of loading an inventory pool was used, which was gradually filled with water at a step of 1kN/m<sup>2</sup>. Maximum created loading level was 5kN/m<sup>2</sup> which corresponds to the operational load. After reaching the maximum load, the panels were left under load for 15 hours and then fully unloaded in steps of 1kN/m<sup>2</sup>. For each panel two type of tests were established: first when panel had both upper and lower part of reinforcement, and second – when lower reinforcement within steel beams was removed. The idea of dismantling of steel beams connected with previously performed numerical analysis which gave to little difference in deflections of panels for these two cases. Deflection measurements at critical locations along with thorough visual inspection were conducted during the loading and unloading cycles. No damage was observed during the in-situ loading and unloading cycles. Maximum vertical deflection for panel before dismantling of beams lies in the diapason of 1.95-2.1mm and 2.31-2.4mm after they were removed. These results meet the requirements of regulatory restrictions on the maximum deflection equal to 20 mm for this structure. Difference in deflection for two cases doesn't exceed 20% which allows to abandon the use of lower reinforcement in the form of steel beams in the future. As the size of the pool doesn't cover the whole panel area, the equivalent uniformly distributed load was also calculated using Lira software.*

**Keywords.** Large panel system house, reinforcement, floor panel, method of hydrostatic loading, deflection.