

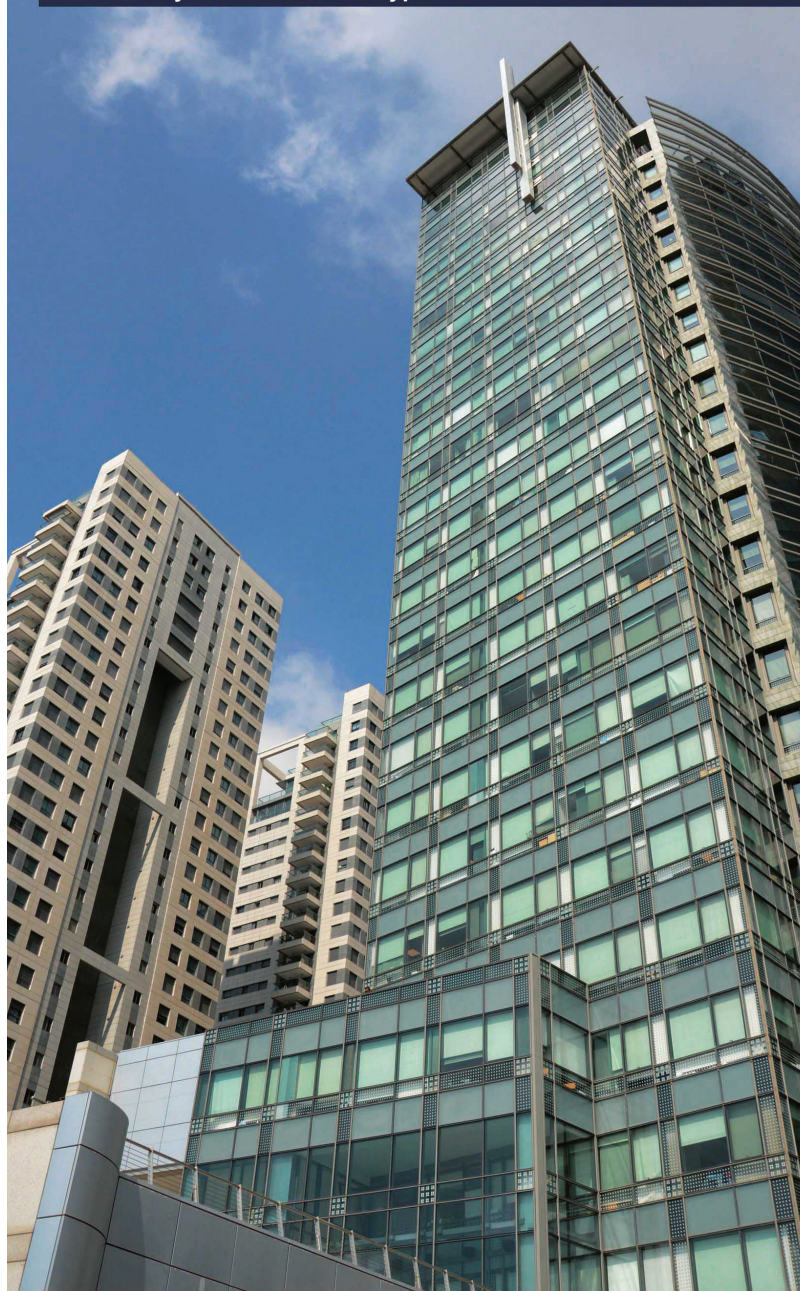
НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ ІНСТИТУТ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

# НОВІ ТЕХНОЛОГІЇ В БУДІВНИЦТВІ

науково-технічний журнал



№ 38/2020



Методика дослідження  
організаційно-технологічних  
показників інструментального  
моніторингу забудови  
зсувонебезпечних територій с. 3

Інформаційне моделювання  
комплексного процесу  
інструментального моніторингу  
прилеглої ущільненої  
збудови с. 9

Розрахунок несучої здатності  
залізобетонних колон безбалкових  
каркасів с. 23



Свідоцтво про державну реєстрацію друкованого засобу масової інформації

Серія КВ № 2194311843ПР від 31.03.2016 р.

Внесено до Переліку наукових фахових видань України (категорія «Б») у галузі технічних наук зі спеціальностей 191 «Архітектура та містобудування», 192 «Будівництво та цивільна інженерія» на підставі Наказу МОН України від 17.03.2020 р. № 409 та 051 «Автоматизація та комп'ютерно-інтегровані технології», 073 «Менеджмент» на підставі Наказу МОН України від 02.07.2020 р. № 886.

Науково-технічний журнал заснований у січні 2001 року.

Співзасновниками є: Академія будівництва України (АБУ), ДП «Науково-дослідний інститут будівельного виробництва» (ДП «НДІБВ») та Київський національний університет будівництва і архітектури (КНУБА).

Видається НДІБВ 2 рази на рік.

Для співробітників науково-дослідних та проектних інститутів, спеціалістів будівельних організацій, викладачів і студентів вищих навчальних закладів

#### **Редакційна колегія:**

**Григоровський П. Є.**, головний редактор, д.т.н., с.н.с.;

**Молодід О. С.**, заступник головного редактора, к.т.н., доцент;

**Барабаш М. С.**, д.т.н., с.н.с.;

**Беленкова О. Ю.**, к.е.н., доцент;

**Гончаренко Д. Ф.**, д.т.н., проф.;

**Данченко Ю. М.**, к.т.н., проф.;

**Менейлюк О. І.**, д.т.н., проф.;

**Радкевич А. В.**, д.т.н., проф.;

**Рижакова Г. М.**, д.е.н., проф.;

**Стеценко С. П.**, д.е.н., доц.;

**Тугай О. А.**, д.т.н., проф.;

**Хижняк В. О.**, к.е.н., доцент.

#### **Зарубіжні члени редколегії:**

**Дзвігол Хенрік**, проф. Сілезька політехніка. Глівіце, Польща;

**Котовіч Януш**, проф. Сілезька політехніка. Глівіце, Польща;

**Кузьор Олександра**, проф. Сілезька політехніка. Глівіце, Польща.

[www.ntinbuilding.ndibv.org.ua](http://www.ntinbuilding.ndibv.org.ua); [editor@ntinbuilding.ndibv.org.ua](mailto:editor@ntinbuilding.ndibv.org.ua); тел. +38 (066) 642 61 92

Літературний редактор Н.В. Пирог

Технічний редактор І.В. Азанова

Художнє оформлення А.С. Юдашкіна

Комп'ютерна верстка та графіка Н.С. Кузнецова

Мови видання: українська і російська.

Затвержено до друку Вченою радою інституту, протокол № 2 від 11 листопада 2020 р.

Редакція не несе відповідальність за достовірність наведеної в статтях інформації

Адреса редколегії журналу:

03110, Київ, МСП, пр. В. Лобановського, 51

УДК 624.15; 725

DOI <https://doi.org/10.32782/2664-0406.2020.38.1>**Григоровський П.Є.**

д.т.н., с.н.с.,

ДП «Науково-дослідний інститут будівельного виробництва», м. Київ

**Басанський В.О.**

зав. сектору,

ДП «Науково-дослідний інститут будівельного виробництва», м. Київ

## МЕТОДИКА ДОСЛІДЖЕННЯ ОРГАНІЗАЦІЙНО-ТЕХНОЛОГІЧНИХ ПОКАЗНИКІВ ІНСТРУМЕНТАЛЬНОГО МОНІТОРИНГУ ЗАБУДОВИ ЗСУВОНЕБЕЗПЕЧНИХ ТЕРИТОРІЙ

***Анотація.** Наведена методика дослідження організаційно-технологічних показників інструментального моніторингу забудови зсувонебезпечних територій, що базується на аналізі та синтезі складників умовної ідеалізованої моделі зсувонебезпечних територій та їх забудови. Основою такої моделі є найбільш поширені в Україні геологічні умови, що формують зсувонебезпечні території, та забудова таких територій, що у сукупності впливають на перелік факторів природного та техногенного впливу на їх стійкість. Вихідними даними для вибору системи та проектування технології вимірювальних робіт за наявності загрози зсувів є: стійкість схилів та їх крутизна; стан та геологічний склад ґрунтової основи; джерела підтоплень та вібрацій, що є загрозою порушення стійкості схилів. Ризики пошкодження оцінюються на основі даних інженерних вишукувань, призначених для проектування заходів зі зменшення негативних наслідків, зумовлених геологічними процесами, природними і техногенними надзвичайними ситуаціями. Для оцінки ризику пошкодження, окрім виявлення загроз, слід виконати оцінку вразливості будівлі та території в районі будівлі.*

***Ключові слова:** інструментальний моніторинг, зсуви, методика, моделювання, технологія будівництва, організація будівництва.*

Постановка проблеми. Відомо, що людська діяльність та початкові складні інженерно-геологічні умови є факторами щодо активізації зсувних процесів, а тривалість життєвого циклу будівель залежить від своєчасного врахування загроз пошкодження та прогнозування зміни їх технічного стану з урахуванням синергетичного впливу сукупності природних, техногенних, будівельних та експлуатаційних загроз [1]. Моніторинг з урахуванням визначених граничних параметрів стійкості схилів дасть змогу своєчасно виявити фактори та параметри, що призводять до втрати (повної чи часткової) такої стійкості, і передбачити необхідні протизсувні заходи у правильній послідовності та у необхідному обсязі. Прогнозування динаміки розвитку деформацій будівель з використанням даних інструментального моніторингу дасть змогу враховувати вплив геодинамічних процесів та інших факторів зовнішнього середовища на експлуатаційну придатність будівель.

Аналіз останніх досліджень. У дослідженнях А.В. Зуска [2] під час визначення зсувонебезпечних ділянок за результатами геодезичного моніторингу зазначено, що будівництво та забезпечення безаварійної експлуатації будівель на зсувонебезпечних територіях зумовлюють необхідність здійснення спостережень за станом геологічного середовища цих територій. Застосування систематичного інструментального моніторингу дає можливість визначати параметри зсувних процесів для кожної ділянки схилу і своєчасно виявляти зміни положення поверхні, її геологічних шарів та будинків і споруд, розміщених на ній.

У нормативних документах СНГ стосовно моніторингу та прогнозування небезпечних геологічних явищ та процесів встановлено, що основною задачею моніторингу є своєчасне виявлення та прогнозування розвитку небезпечних геологічних процесів, що впливають на безпечний стан геологічного середовища, з метою розроблення та реалізації заходів з попередження руйнівних зсувів [3].

У дослідженнях П.Є. Григоровського у процесі розробки будівельно-інформаційних моделей і методів формування організаційно-технологічних рішень інструментальних вимірювань у будівництві [1; 4; 5] вихідними даними для вибору системи та проектування технології вимірювальних робіт за наявності загрози зсувів визначено: стійкість схилів та їх крутизна; стан та геологічний склад ґрунтової основи; джерела підтоплень та вібрацій, що є загрозою порушення стійкості схилів. Ризики пошкоджень оцінюються на основі даних інженерних вишукувань, призначених для проектування заходів зі зменшення негативних наслідків, зумовлених геологічними процесами, природними і техногенними надзвичайними ситуаціями. Для оцінки ризику пошкоджень, окрім виявлення загроз, виконано оцінку уразливості будівлі та території в районі будівлі. Ступінь уразливості будівлі залежить від характеристик самої будівлі, характеристик та стану ґрунтової основи. Параметри будівель і території забудови, від яких залежить ступінь уразливості: тип підземної споруди, ступінь зношення будівлі, тип фундаменту, коефіцієнт стійкості схилу, літологічні комплекси порід, крутизна схилів, гідрогеологічні умови.

Для вирішення задачі оптимізації періодичності спостережень під час проведення моніторингу зсувонебезпечних ділянок можуть бути використані методики, наведені такими вченими, як О.О. Терентьев, О.В. Доля, О.І. Баліна в [6], що передбачають визначення критерію оптимальності, параметрів оптимізації та обмежень.

**Мета роботи** – розробка методики дослідження організаційно-технологічних показників інструментального моніторингу забудови зсувонебезпечних територій, що базується на аналізі та синтезі складників умовної ідеалізованої моделі зсувонебезпечних територій та їх забудови на основі визначення геологічних умов, що формують зсувонебезпечні території, а також факторів природного та техногенного впливу на стійкість об'єктів забудови.

**Виклад основного матеріалу.** Загальна методика дослідження організаційно-технологічних показників інструментального моніторингу забудови зсувонебезпечних територій базується на аналізі та синтезі складників умовної ідеалізованої моделі зсувонебезпечних територій та їх забудови. Основою такої мо-

делі є найбільш поширені в Україні геологічні умови, що формують зсувонебезпечні території, та забудова таких територій, що у сукупності впливають на перелік факторів природного та техногенного впливу на їх стійкість.

Обсяги циклу та періодичність спостережень у процесі інструментального моніторингу забудови зсувонебезпечних територій має бути оптимальною, тобто необхідною та достатньою для визначення динаміки процесів, що відбуваються на зсувонебезпечній ділянці, та раціональною щодо трудових і фінансових витрат на проведення інструментального моніторингу.

Постановка задачі оптимізації періодичності спостережень під час проведення моніторингу зсувонебезпечних ділянок передбачає визначення критерію оптимальності, параметрів оптимізації та обмежень [6].

Критерій оптимальності визначає ознаки, на основі яких проводиться порівняльна оцінка допустимого розв'язання задачі і вибір оптимального рішення. Критерієм оптимальності може бути вимога досягнення максимального або мінімального значення однією або декількома функціями параметрів оптимізації, які відображають кількісну міру досягнення мети оптимізації об'єкта, що розглядається. Для задачі моніторингу критерієм оптимальності є мінімальна періодичність спостережень у разі безумовного забезпечення необхідної точності прогнозування небезпечних геологічних явищ і процесів та мінімальні витрати трудових і фінансових ресурсів на проведення моніторингу.

Параметри оптимізації являють собою незалежні змінні параметри, які повністю та однозначно визначають задачу, що розв'язується. Це визначення обсягів циклу спостережень (кількість контрольованих точок), періодичність спостережень (кількість спостережень за одиницю часу – місяць, квартал, рік тощо) за станом зсувонебезпечних ділянок, на яких здійснюється нове будівництво або експлуатуються будівлі та споруди, а також трудові та фінансові витрати, необхідні на проведення моніторингу зсувонебезпечних територій. Оптимізовані параметри витрат на отримання інформації щодо стійкості схилів мають забезпечити отримання інформації, достатньої для мінімізації витрат на інженерний захист зсувонебезпечної території.

Обмеження визначають залежності між параметрами, які повинні враховуватися

у разі пошуку розв'язання поставленої задачі. Під час здійснення моніторингу зсувонебезпечних територій збільшення періодичності спостережень зумовлює збільшення загальних витрат на моніторинг. Але мінімально допустима періодичність спостережень має встановлюватися за умови надійного визначення перебігу геодинамічних процесів.

Кожна з таких функцій називається цільовою. Якщо цільова функція єдина, то задачу оптимізації називають задачею математичного програмування, інакше – задачею багатокритеріальної (векторної) оптимізації. Оскільки основна мета розрахунків – це мінімізація вартості моніторингу, то задача оптимізації є задачею математичного програмування.

Задачі математичного програмування залежно від цільової функції та обмежень поділяють на такі класи:

- лінійне програмування – цільова функція і обмеження лінійні;
- нелінійне програмування – цільова функція або обмеження нелінійні;
- цілочисельне програмування – змінні можуть набувати тільки цілочислових значень;
- дискретне програмування – змінні можуть набувати тільки визначених дискретних значень із заданої множини;
- булеве програмування – змінні можуть набувати тільки два значення: 0 або 1;
- параметричне програмування – коефіцієнти залежать від певного параметра;
- стохастичне програмування – цільова функція та обмеження містять випадкові параметри, які отримують певні значення із заданою ймовірністю;
- геометричне програмування – цільова функція та обмеження являють собою функції спеціального вигляду-позиноми;
- динамічне програмування – багатокрокові процеси пошуку оптимального розв'язку;
- сепарабельне програмування – цільова функція являє собою суму функцій, різних для кожної змінної, обмеження можуть бути лінійні або нелінійні.

Математична постановка задачі оптимізації:

$$\begin{aligned} f(x_j) &\rightarrow \text{opt} (\min, \max); \\ g_i(x_j) &\leq b_i; \\ d_j &\leq x_j \leq D_j; \\ i &= 1, \bar{m}; \quad j = 1, \bar{n}, \text{ де} \end{aligned} \quad (1)$$

- $f(x_j)$  – цільова функція;
- $g_i(x_j)$  – обмеження, що встановлюють залежності між змінними;
- $b_i$  – змінні;
- $x_j$  – змінні, які можуть набувати значень у певному діапазоні  $d_j$  і  $D_j$ ;
- $m$  – кількість обмежень;
- $n$  – кількість змінних.

Математичне програмування складається з таких етапів:

1. Вивчення системи; визначення мети, яка повинна бути досягнута внаслідок розв'язання задачі, та умов, які визначають геодинамічні процеси; опис вхідної та вихідної інформації; визначення можливих підходів до розв'язання задачі.
2. Формалізація задачі; побудова математичної моделі (визначення критеріїв оптимальності, параметрів, обмежень).
3. Аналіз виду і структури математичної моделі; вибір методу розв'язання задачі.
4. Розв'язання задачі.
5. Аналіз результатів розв'язання.
6. Прийняття оптимального розв'язку.

Для визначення видів зсувів, що найчастіше проявляються в зсувонебезпечних регіонах України, проводиться їх ранжування із залученням фахівців у галузі технології та організації будівельного виробництва.

Оскільки заходи захисту територій від небезпеки проявів зсувів є важливим технічним, економічним та соціальним аспектом у прийнятті рішень щодо нового будівництва та забезпечення експлуатаційної придатності споруд на геодинамічних територіях, за допомогою ранжування здійснюється визначення найраціональніших протизсувних заходів з точки зору ефективності запобігання та стабілізації зсувних процесів, часових і фінансових витрат на їх реалізацію.

Споруди і заходи інженерного захисту повинні забезпечувати необхідний коефіцієнт запасу стійкості схилу; довготривалу стабілізацію зсувонебезпечного схилу з об'єктами інженерного захисту без наднормових деформацій їх основи, які можуть вплинути на експлуатацію забудови на схилі.

Розрахунки стійкості зсувонебезпечного схилу виконуються за розрахунковою схемою в програмному комплексі PLAXIS на різних етапах формування зсуву. У програмному комплексі PLAXIS ґрунт моделюється як багатокомпонентний матеріал, в якому може виникати тиск у поровій воді (гідроста-

тичний і надлишковий). Програмний комплекс PLAXIS дає змогу моделювати поетапне зведення споруди, екскавацію і відсіпання ґрунту і різні за величиною і напрямками навантаження (рис. 1). За допомогою програми можуть бути виконані розрахунки фільтрації та консолідації ґрунтів, розрахунки стабільності з визначенням потенційних поверхонь руйнування і значень коефіцієнта запасу, які відповідають рівню досягнутих напружень.

У програмному комплексі PLAXIS є такий набір елементів, як: плита; оболонка; балка; стійка; анкер; шарнір; георешітка; паля; дрена; колодязь; тунель; контактні елементи (інтерфейси). Також у програмі PLAXIS є набір моделей різного ступеня складності для ґрунтів, бетону і скельних порід. У програмному комплексі представлені такі нелінійні моделі ґрунту: пружноідеальнопластична модель Кулона-Мора; пружнопластична модель зміцненого ґрунту; модель м'яких повзучих ґрунтів (в'язкопластична поведінка слабких ґрунтів); модель анізотропного тріщиноватого скель-

ного масиву (моделювання шаруватих гірських порід); модель cam-clay [en] (моделювання слабких ґрунтів); модель Хека-Брауна.

Базовою моделлю ґрунту є модель Кулона-Мора, заснована на основних характеристиках міцності ґрунтів: зчеплення  $c$ , кут внутрішнього тертя  $\phi$ , кут ділатансії  $\psi$ , коефіцієнт Пуассона  $\nu$  і модулі пружності  $E$ . Додатково в програмному комплексі є більш досконалі моделі: пружнопластична модель гіперболічного типу (модель зміцнених ґрунтів), модель слабого ґрунту з урахуванням повзучості (для моделювання поведінки нормально ущільнених слабких ґрунтів у часі) та інші моделі.

У програмному комплексі можуть бути проведені статичні розрахунки стійкості споруд, розрахунки фільтрації, може бути визначено надмірний поровий тиск ґрунтів, проведені розрахунки консолідації ґрунтів (потрібне завдання коефіцієнтів фільтрації для ґрунтів), визначені коефіцієнти надійності (методом зниження параметрів міцності ґрунту: кута внутрішнього тертя  $\phi$  і зчеплення  $c$ ).

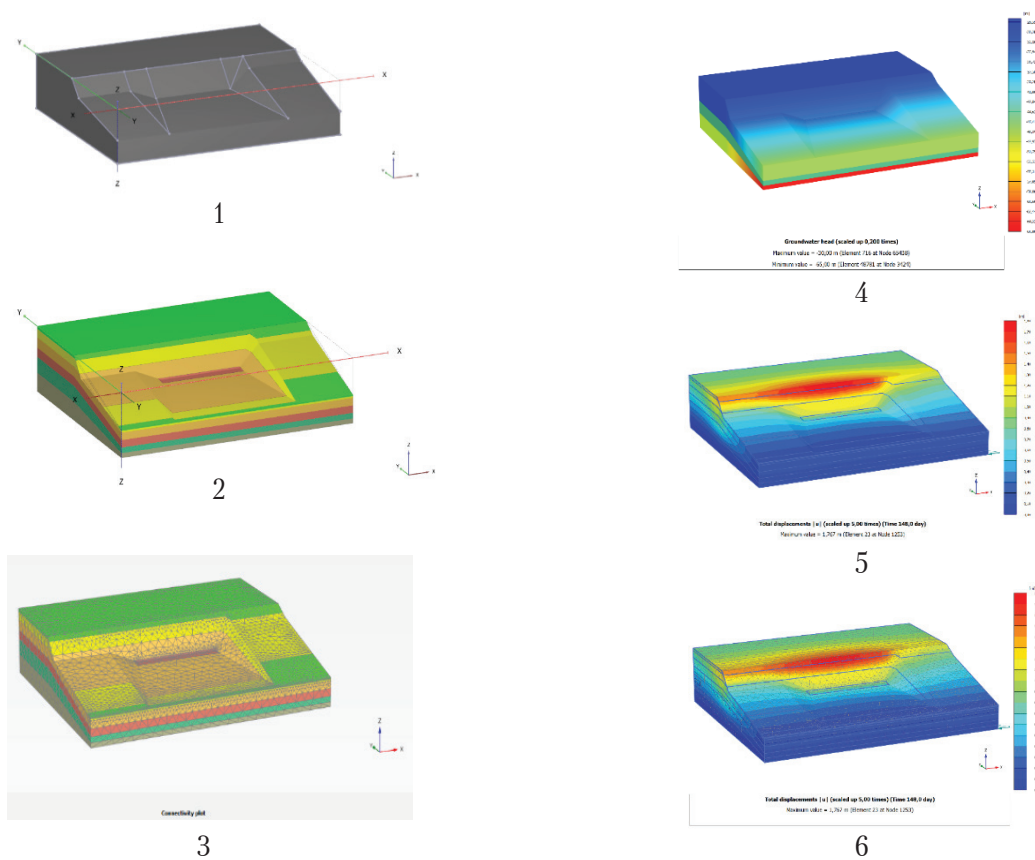


Рис. 1. Побудова розрахункової моделі базується на послідовності розрахунку зсувонебезпечного зсуву в програмно-розрахунковому комплексі PLAXIS 3D: 1 – геометрія (топографія) рельєфу території; 2 – геологічна будова масиву ґрунту території; 3 – розбивання на кінцеві елементи (розрахункові); 4 – гідрологічна ситуація території; 5 – ймовірна поверхня ковзання (результат розрахунку); 6 – теж саме із сіткою кінцевих елементів

Перераховані вище розрахунки можуть бути виконані для покровоного навантаження і для поетапного будівництва та екскавації ґрунтів. У разі значних деформацій може бути додатково використаний коригувальний розрахунок Лагранжа, який являє собою розрахунок по змінній сітці кінцевих елементів.

Висновки. Методика дослідження організаційно-технологічних показників інструментального моніторингу забудови зсувонебезпечних територій базується на аналізі та синтезі складників умовної ідеалізованої моделі зсувонебезпечних територій та їх забудови. Основою такої моделі є найбільш поширені в Україні геологічні умови, що формують зсувонебезпечні території, та забудова таких територій, що у сукупності впливають на перелік факторів природного та техногенного впливу на їх стійкість. Вихідними даними для вибору системи та проектування технології вимірювальних робіт

за наявності загрози зсувів є: стійкість схилів та їх крутизна; стан та геологічний склад ґрунтової основи; джерела підтоплень та вібрацій, що є загрозою порушення стійкості схилів. Ризики пошкоджень оцінюються на основі даних інженерних вишукувань, призначених для проектування заходів зі зменшення негативних наслідків, зумовлених геологічними процесами, природними і техногенними надзвичайними ситуаціями. Для оцінки ризику пошкоджень, окрім виявлення загроз, слід виконати оцінку уразливості будівлі та території в районі будівлі.

Інструментальний моніторинг динаміки руху точок на поверхні та в шарах зсувонебезпечного схилу, а також їх фізико-технічних характеристик дає можливість визначити стан середовища та дозволяє своєчасно виявити максимальні деформації, що свідчать про необхідність розроблення та реалізації протизсувних заходів.

### *Література*

1. Типологія та ранжування зсувних процесів і протизсувних заходів у межах інженерно-геологічних регіонів України з урахуванням критерію уразливості. / П.Є. Григоровський, Ю.М. Червяков, Л.М. Грубська, В.О. Басанський, С.О. Мармалюк. Будівельне виробництво. 2019, № 68, С. 39–46.
2. Зуска А.В. Визначення зсувонебезпечних ділянок за результатами геодезичного моніторингу. Інженерна геодезія -2014, вип. 60, С. 14–22.
3. ГОСТ Р 22.1.06-99 Безопасность в чрезвычайных ситуациях. Мониторинг и прогнозирование опасных геологических явлений и процессов. Общие требования.
4. Григоровський П.Є. Будівельно-інформаційні моделі і методи формування організаційно-технологічних рішень інструментальних вимірювань у будівництві : монографія. Київ : Майстер книг, 2019. 340 с.
5. Григоровський П.Є. Методологічні основи формування організаційно-технологічних рішень інструментальних вимірювань при зведенні та експлуатації будівель і споруд : дис. ... д-ра техн. наук : спец. 05.23.08. Харків : ХТУБА. 2018. 503 с.
6. Дослідження операцій : навчальний посібник / О.О. Терентьев, О.В. Доля, О.І. Баліна. Київ : Компрінт, 2020. 116 с. : іл. 2.

### *References*

1. Typology and ranking of landslide processes and landslide measures within the engineering and geological regions of Ukraine, taking into account the criterion of vulnerability. / P.Ye. Hrigorovskiyi, Yu.M. Chervyakov, L.M. Grubsjka, V.O. Basansky, S.O. Marmalyuk. Construction production. 2019, No. 68, Pp. 39–46.
2. Zuska, A.V. Determination of landslide prone areas based on the results of geodetic monitoring. Engineering Geodesy-2014, Vol. 60, pp. 14–22.
3. GOST R 22.1.06-99 Safety in emergency situations. Monitoring and forecasting of dangerous geological phenomena and processes. General requirements.
4. Hrigorovskiyi, P.Ye. (2019). Building-information models and methods of formation of organizational-technological decisions of instrumental measurements in construction: monograph. Kyiv: Master of Books, 340 p.
5. Hrigorovskiyi, P.Ye. (2018). Methodological bases of formation of organizational and technological decisions of instrumental measurements at construction and operation of buildings and constructions: dis. ... Dr. Tech. Science: special. 05.23.08. Kharkiv: KhTUBA. 503 p.

6. Research of operations: a textbook / O.O. Terentyev, O.V. Dolya, O.I. Balina. Kyiv: Comprint, 2020. 116 p.: ill. 2.

## **METHODOLOGY OF RESEARCH OF ORGANIZATIONAL AND TECHNOLOGICAL INDICATORS OF INSTRUMENTAL MONITORING OF LANDSIDE DANGEROUS AREAS**

**Abstract.** *The method of research of organizational and technological indicators of instrumental monitoring of landslide development, based on the analysis and synthesis of components of the conditional idealized model of landslides and their development. The basis of such a model is the most common geological conditions in Ukraine, which form landslide-prone areas and the development of such areas, which together affect the list of factors of natural and man-made impact on their resilience. The initial data for the selection of the system and the design of the technology of measuring works in the presence of the threat of landslides are: the stability of the slopes and their steepness; condition and geological composition of the soil base; sources of flooding and vibration, which is a threat to the stability of the slopes. Damage risks are assessed on the basis of engineering surveys designed to design measures to reduce the negative effects caused by geological processes, natural and man-made emergencies. To assess the risk of damage, in addition to identifying threats, a vulnerability assessment of the building and the area around the building should be performed.*

*It is proved that instrumental monitoring of dynamics of places on the surface and in the layers of the slope, as well as their physical and technical characteristics, allows to determine the state of the environment and to detect maximum deformations, indicating the need to develop and implement anti-landslide measures.*

**Key words:** *instrumental monitoring, shifts, methods, modelling, construction technology, construction organization.*

**Hrihorovskiy P.Ye., Basanskyi V.O.**

Doctor of Technical Sciences, Senior Research Officer,  
State Enterprise “Scientific Research Institute of Building Production”, Kyiv

**Basanskyi V.O.**

Lane sector

State Enterprise “Scientific Research Institute of Building Production”, Kyiv



УДК 69.001.57; 711.01

DOI <https://doi.org/10.32782/2664-0406.2020.38.2>**Григоровський П.Є.**

д.т.н., с.н.с.,

ДП «Науково-дослідний інститут будівельного виробництва», м. Київ

**Мурасьова О.В.**

ДП «Науково-дослідний інститут будівельного виробництва», м. Київ

**Горда О.В.**

к.т.н., доцент кафедри інформаційних технологій проектування та прикладної математики, Київський національний університет будівництва та архітектури, м. Київ

## ІНФОРМАЦІЙНЕ МОДЕЛЮВАННЯ КОМПЛЕКСНОГО ПРОЦЕСУ ІНСТРУМЕНТАЛЬНОГО МОНІТОРИНГУ ПРИЛЕГЛОЇ УЩІЛЬНЕНОЇ ЗАБУДОВИ

*При будівництві та експлуатації нових будинків виникають деформації, які призводять до часткового руйнування існуючих будинків, що потрапили у зону впливу об'єкта будівництва. Забезпечення придатного експлуатаційного стану будівель у зоні впливу нового будівництва можливе за рахунок використання ефективної системи своєчасного виявлення граничних деформацій та попередження утворення пошкоджень існуючих будівель. Правильний підхід до оцінки ситуації, яка виникає при будівництві, дозволяє не тільки своєчасно вжити необхідних заходів щодо захисту будівель, але і заощадити кошти, уникнувши необґрунтованих витрат по захисту будівель. Визначення основних факторів впливу на поруч розташовані будинки при здійсненні нового будівництва в умовах щільної міської забудови дозволить раціонально визначити склад систем моніторингу та зменшити трудовитрати отримання інформації для прийняття та реалізації рішень щодо забезпечення їх експлуатаційної придатності*

*В статті розглянуто формування методів інформаційного моделювання для вибору ефективних систем інструментального моніторингу з метою отримання інформації про стан прилеглих будівель в зоні впливу нового будівництва. Використання методів інформаційного моделювання для отримання інформації про ступінь впливу на прилеглі будівлі дозволить оптимізувати процес визначення технічного стану будівель з метою прийняття своєчасних заходів, що запобігають їх руйнуванню.*

*Агрегація дослідженої інформаційної моделі дозволить автоматизувати побудови множини початкових даних для вирішення прикладних завдань, аналізу їх обумовленості, синтезувати розподілені бази даних і структури інформаційної платформи предметної області, що робить дослідження актуальним.*

**Ключові слова:** *ущільнена забудова, вплив нового будівництва, інформаційні моделі процесу, деформації, моніторинг.*

Вступ. Під час будівництва та експлуатації нових будинків виникають деформації, які призводять до часткового руйнування наявних будинків, що потрапили у зону впливу об'єкта будівництва. Забезпечення придатного експлуатаційного стану будівель у зоні впливу нового будівництва можливе за рахунок використання ефективної системи своєчасного виявлення граничних деформацій та попередження утворення пошкоджень наявних будівель. Вибір ефективної системи інстру-

ментального моніторингу будівель, що перебувають у зоні впливу нового будівництва, дасть змогу упередити утворення пошкоджень їх конструкцій і забезпечити збереження експлуатаційної придатності прилеглої забудови.

Використання методів інформаційного моделювання для отримання інформації про ступінь впливу на прилеглі будівлі дасть змогу оптимізувати процес визначення технічного стану будівель з метою прийняття своєчасних заходів, що запобігають їх руйнуванню.

Під час формування комплексу методів контролю різної фізичної природи (агрегація, тобто об'єднання елементів в одну систему) виникає проблема оптимізації складу комплексу моніторингу з урахуванням критеріїв їх ефективності і витрат ресурсів. З аналізу наявних характеристик випливає необхідність вирішення завдання вибору складу (комплексу) методів контролю як завдання в оптимізаційній постановці. Завдання формування комплексу різних методів контролю для виявлення сукупності можливих (найбільш небезпечних дефектів) у системі може бути сформульоване як оптимізаційна багаторівнева багатокритеріальна задача.

**Постановка проблеми.** Досліджувана задача полягає у такому: в умовах ущільненої забудови в зоні впливу нового будівництва є можливість скорочення тривалості етапу будівництва нових будівель у разі збереження експлуатаційної придатності і виконання обмежень, зумовлених прилеглими будівлями, як у період забудови на часовому інтервалі  $T$ , так і після його завершення за рахунок виконання ефективних організаційно-технологічних компенсаційних заходів, розроблених на основі інформації інструментального моніторингу, що забезпечують своєчасне виявлення, прогнозування та упередження загрози виникнення пошкоджень прилеглих споруд, зменшення матеріальних збитків та запобігають удорожчання будівництва.

Виклад основного матеріалу дослідження. Ущільнена забудова зумовлює ступінь взаємовпливів об'єктів нового будівництва та прилеглих будівель і споруд на основі земельної ділянки забудови і факторів навколишнього середовища. Тому інформаційну модель [1–3] потрібно створювати не тільки для об'єктів нового будівництва, але й для об'єктів, що вже експлуатуються.

$B(j)$  – об'єкти нового будівництва.

$B(j), j \in J$

$loc(B(j)) \subset D.$

$H(t, B)$  – технологія будівництва об'єкта, що задається техпроектом.

$B(t)$  – споруда, що будується в момент часу  $t$ , згідно з проектом.

$B(0) = \emptyset$  – до початку будівництва нічого не зведено.

$B(\infty) = B$  – вважаємо, що проект завжди буде завершений.

$B(t_i) = B_i$  – споруда, згідно з проектом, у момент часу  $t_i$  – це структура, що геометрично не змінюється.

$\{t_i\} \equiv T$  – моменти часу контролю стану об'єкта  $B(t)$ .

$StB(t)$  – структура споруди в момент часу  $t$ :

$Nch(k), k \in K_{Nch}$  – фактори наявного навколишнього середовища на ділянці забудови до нового будівництва.

$Nch^+(k), k \in K_{Nch^+}$  – фактори навколишнього середовища після завершення будівництва за прогнозом.

$CNch(k), k \in K_{CNch}$  – обмеження на значення факторів навколишнього середовища у процесі нового будівництва і після його завершення.

$D$  – земельна ділянка забудови.

$D^+$  – зона прогнозного впливу нового будівництва на наявні прилеглі будівлі і споруди.

$D_0^+$  – зона прогнозованого впливу нового будівництва без урахування наявних прилеглих будівель і споруд.

$D \subset D^+.$

$D \subset D_0^+.$

$D_0^+ \subset D^+.$

$D_B$  – зона впливу процесу нового будівництва на наявні прилеглі будівлі і споруди.

$D \subset D_B.$

$Ne(i)$  – прилеглі будівлі і споруди.

$Ne(i), i \in I_{Ne}, loc(Ne(i)) \subset D^+, loc(Ne(i)) \not\subset D,$   
 $loc$  – оператор локалізації (розташування).

Специфіка інформаційних задач для наявних прилеглих будівель і споруд представлена на рис. 1.

Кожна будівля, споруда  $B_m, m \in M$  має свою зону впливу  $D_z(B_m, t)$  на  $D$  довільну земельну ділянку  $Eth$ , на якій вона розташована, тобто  $loc(B_m) \subset Eth$ .

Кожна будівля, споруда  $B_m, m \in M$  має свою зону впливу  $D_z(B_m, t)_D$  на земельну ділянку  $D$  нової забудови  $B(j), j \in J$  за умови  $D \subset D_z(B_m, t)_D$ .

Зона впливу прилеглих або суміжних будівель та споруд  $D_z(\{Ne(i)\}, t)_D, i \in I_{Ne} D_z(B_m, t)_D$  на земельну ділянку  $D$  – суперпозиція зон впливу будівель та споруд, що на ній розташовані.

Зона впливу будівель та споруд на земельну ділянку (ЗВЗУ) – динамічний об'єкт.

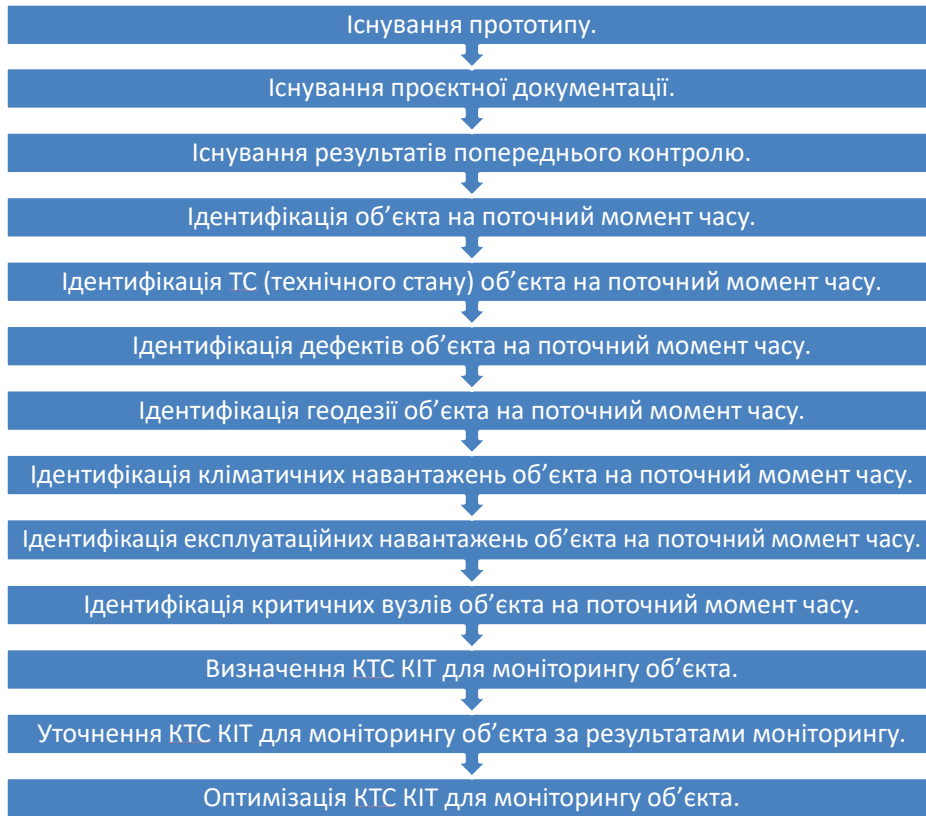


Рис. 1. Алгоритм формування інформаційних задач для наявних прилеглих будівель і споруд

Зона впливу будівель та споруд на земельну ділянку (ЗВЗУ) деформується новими об'єктами будівництва.

$Dat(D, \{Ne(i)\})$  – архівні дані; що містять відомості про технічний стан об'єктів, виявлені в актах впливу будівельних робіт на наявну забудову, актах і розпорядженнях експлуатаційних організацій щодо фактів такого впливу.

$Rcg(D)$  – дані рекогносцирувальних обстежень території.

$Fe(i), i \in I_{Fe}$  – експлуатаційні фактори наявних прилеглих будівель і споруд до нового будівництва.

$CFe(i), i \in I_{Fe}$  – обмеження на значення факторів експлуатації наявних прилеглих будівель і споруд нового будівництва.

$Fe_T(i), i \in I_{FeT}$  – експлуатаційні фактори прилеглих будівель і споруд у процесі нового будівництва.

$C_T Fe(i), i \in I_{FeT}$  – обмеження на значення факторів експлуатації наявних прилеглих будівель і споруд у процесі нового будівництва.

$Fe^+(i), i \in I_{Fe^+}$  – прогнозно-експлуатаційні фактори наявних прилеглих будівель і споруд після завершення будівництва.

$CFe^+(i), i \in I_{Fe^+}$  – обмеження на значення факторів експлуатації наявних прилеглих будівель і споруд після нового будівництва.

$CondFe = (\{CFe(i)\}, \{C_T Fe(i)\}, \{CFe^+(i)\}, \{CNch(k)\})$ .

Інформація інструментального моніторингу (Imn) інженерних вишукувань [4–8]:

$Imn(D, T) = (D, Gd, Gl, Gt, Gr, Gs, T)$ , де:

$Gd$  – інженерно-геодезична інформація;

$Gl$  – інженерно-геологічна інформація;

$Gt$  – геотехнічна інформація;

$Gr$  – інженерно-гідрогеологічна інформація;

$Gs$  – спеціальні вишукування.

$T = [t_b, t_e]$  – заданий відрізок часу, де

$t_b$  – початок,  $t_e$  – завершення будівництва.

$Imn(D, t_b) = Rcg(D)$ .

$Kz(l), l \in L_{Kz}$  – компенсаційні заходи щодо мінімізації впливу нового будівництва на прилеглу забудову.

$Sdm(t)$  – системи доступного інструментального моніторингу на момент часу  $t$ .

$Rez_1$  – організаційно-технологічні рішення на постійній та тимчасовій основі щодо запобігання стосовно об'єктів прилеглої забудови аварійним ситуаціям та деструктив-

ним процесам, які можуть виникнути під час зведення нових будівель.

$$Re z_1 = Re z_1(\{B(i)\}, \{Kz(I)\}, Imn(D, t), Dat(D, \{Ne(i)\}))$$

$TRe z_1$  – час реалізації заходів  $Re z_1$ .

$Re z_2$  – проектно-конструкторські та організаційно-технологічні рішення на постійній та тимчасовій основі із захисту об'єктів прилеглої забудови від техногенного впливу після завершення будівництва.

$$Re z_2 = Re z_2(\{B(i)\}, \{Kz(I)\}, Imn(D, t), Dat(D, \{Ne(i)\}))$$

$TRe z_2$  – час реалізації заходів  $Re z_2$ .

$Re z_3$  – моніторинг технічного стану об'єктів прилеглої забудови, їх конструкцій та збудованих об'єктів шляхом безперервного або періодичного спостереження і контролю.

$$Re z_3 = Re z_3(\{B(i)\}, Sdm(t), Imn(D, t), \{Ne(i)\})$$

$TRe z_3$  – час реалізації заходів  $Re z_3$ .

$$TR = Tre z_1 + Tre z_2 + Tre z_3$$

$Crit(Re z_1, Re z_2, Re z_3)$  – за результатами інструментального моніторингу прогнозування динаміки процесів у  $D$  та  $D^+$ , з урахуванням співвідношення вартості моніторингу до можливих збитків від несвоєчасного виявлення пошкоджень та аварій у  $\{Ne(i)\}$ .

$$Crit(Re z_1, Re z_2, Re z_3) \rightarrow \min_{\{Re z_i\}_{i=1,3}} = \{Crit^*(Re z_1, Re z_2, Re z_3)\}$$

Парето оптимальна область.

$$Tr \rightarrow \min_{\{Crit^*, CondFe\}}$$

Вибір варіанту системи інструментального моніторингу забудови, прилеглої до нового будівництва

$$\{Ob_k\} = \{B(j)\} \cup \{Ne(i)\}, k=1, 2, \dots, |J| + |I_{Ne}|$$

$KTC_{i,k}(Ob_k, t_i)$  – комплекс вимірювальних засобів для  $Ob_k$  в  $t_i$ .

$I_z(t_i, B(k, t_i), KTC_{i,k})$  – вимірювання в момент часу  $t_i$  на об'єкті  $B(k, t_i) \in \{Ob_k\}$ .

$\{I_z(t_i, B(k, t_i), KTC_{i,k})\}$  – технологія вимірювання в момент часу  $t_i$  на об'єкті  $B(k, t_i) \in \{Ob_k\}$ .

$\bigcup_i \{I_z(t_i, B(k, t_i), KTC_{i,k})\}$  – загальна технологія вимірювань на об'єкті  $Ob_k$

Нехай у момент часу  $t_i$  будівництво завершено у відповідності до проекту  $\{B\}$ ,  $B(\infty) = B(t_{end})$

Тому:

$(t, B(t), H(t, B(t))), \{I_z(t_i), B(t_i), KTC_{i,k}\}$  – представлення вимірювань на об'єкті будівництва як компонента технологій.

За припущення, що реалізація будівельного проекту  $B$  протікає без помилок у будівництві, задача побудови технології вимірювань зводиться до оптимізаційної задачі:

$$t_{end} \rightarrow \min_{\cup \{I_z(t_i), B(t_i), KTC_{i,k}\}}$$

Використовуючи критеріальну модель БОМ (базовий об'єкт моніторингу) п. 2, аналізуючи оптимізаційний функціонал, виділимо такі фактори:

–  $F_1$  – кількість і якість КТС (комплекс вимірювальних засобів), що використовується, та кваліфікацію персоналу, що його використовує;

–  $F_2$  – ступінь комп'ютеризації обробки даних;

–  $F_3$  – наявність технології та методики розпаралелювання геодезичних вимірювань;

–  $F_4$  – швидкість монтажу, демонтажу, логістики приладів КТС (комплекс вимірювальних засобів);

–  $F_5$  – ступінь взаємозаміщення та комплексності вимірювальних засобів.

Сукупність факторів утворює дві групи:  $G_1 \equiv \{F_1, F_4, F_5\}$ ,  $G_2 \equiv \{F_2, F_3\}$ , які можуть розглядатися як два групові фактори, перший з яких дає змогу мінімізувати сукупну кількість геодезичних вимірювань, а другий – мінімізувати витрати часу на реалізацію вимірювань.

Критичність системи в рамках всього технічного об'єкта, його функціональної структури є властивістю системи, що відображає можливість виникнення відмов та визначає ступінь впливу на працездатність системи в цілому для такого рангу наслідків.

Під час аналізу безпеки складних об'єктів значна увага приділяється питанням визначення критичності БОМ. Формально завдання ранжирування БОМ за ступенем критичності з урахуванням одного або сукупності критеріїв належить до класу задач визначення переваг багатовимірних альтернатив. Її рішення у кожному конкретному випадку залежить від типів систем, вибраних часткових показників критичності, експертної інформації, динамічних рядів:

$\{Спостережувані фактори, t, по відносній величині залишкового ресурсу, швидкості убування залишкового ресурсу, за$

вартістю збитків, за вартістю поточного ремонту}.

Тому у формуванні комплексу методів контролю різної фізичної природи виникає проблема оптимізації складу комплексу з урахуванням критеріїв їх ефективності і витрат ресурсів. З аналізу наявних характеристик впливає необхідність вирішення завдання вибору складу (комплексу) методів контролю як завдання в оптимізаційній постановці. Завдання формування комплексу різних методів контролю для виявлення сукупності можливих (найбільш небезпечних дефектів) у системі може бути сформульоване як оптимізаційна багаторівнева багатокритеріальна задача. Рішення завдання – оптимальне поєднання різних засобів і методів контролю, застосування яких найбільш ефективно під час експлуатації та аналізу ресурсу дорогих будівельних систем.

Характеристики комплексу технічних засобів вимірювальної техніки:

$KTC = \{SI_i\}_{i=1, \overline{N}}$  – комплекс технічних засобів вимірювальної техніки  $\{SI_i\}_{i=1, \overline{N}}$ . Для  $\{SI_i\}_{i=1, \overline{N}}$  визначено  $E(SI_i)$ ,  $D(SI_i)$ ,  $Pars(SI_i)$ ,  $Parf(SI_i)$

Також визначені:

– доступність  $SI_i \equiv DS(SI_i, T_j, M_i(B)) =$

$$= \begin{cases} 1, & t \in T_j, B \Leftrightarrow M_i(B) \neq \emptyset; \\ 0 & \end{cases}$$

$T_j$  – часовий інтервал експлуатації  $SI_i$ ;  
– вартість експлуатації  $P(SI_i) = K_i T_i$ ,  $K_i$  – коефіцієнт вартості;

– замінюваність  $Q(SI_i) = Q\{SI_{ij}\}$  – сукупність вимірювальних засобів для вимірювання тих же значень, що і  $SI_i$ ;

– розрахунки вимірюваних даних  $R(SI_i) = E(SI_i) - V - V_x$ ;

– дисципліна використання (обмеження)  $Cond(SI_i) = Det(SI_i) \cup M_R(SI_i) - D(SI_i)$ .

Висновки. Побудова будівельної інформаційної моделі комплексного процесу інструментального моніторингу прилеглої ущільненої забудови – оптимальне поєднання різних засобів і методів контролю, застосування яких найбільш ефективно під час експлуатації та аналізу ресурсу дорогих будівельних систем. Завдання формування комплексу різних методів контролю для виявлення сукупності можливих (найбільш небезпечних дефектів) у системі може бути сформульоване як оптимізаційна багаторівнева багатокритеріальна задача, рішення якої полягає в оптимальному поєднанні різних засобів і методів контролю.

Агрегація дослідженої інформаційної моделі дасть змогу автоматизувати побудови множини початкових даних для вирішення прикладних завдань, аналізу їх зумовленості, синтезувати розподілені бази даних і структури інформаційної платформи предметної галузі, що робить дослідження актуальним.

### Література

1. Гмурман В.Е. Теория вероятностей и математическая статистика : учебное пособие для вузов. Москва : «Высш. школа», 1977.
2. Григоровський П.Є. Будівельно-інформаційні моделі та методи формування організаційно-технологічних рішень інструментальних вимірювань у будівництві : монографія. Київ : ЦП «Компринт», 2019.
3. Стороженко Н.Р., Голева А.И. Математическая модель и алгоритм мониторинга параметров информационной системы. Омский научный вестник. 2018. № 6. С. 256–259.
4. ДБН А.2.1-1-2008. Вишукування, проектування і територіальна діяльність. Вишукування. Інженерні вишукування для будівництва. (Чинний від 2014-08-01). Київ : Мінрегіон України, 2014. 128 с. (Державні будівельні норми України).
5. ДБН А.3.1-5-2016. Організація будівельного виробництва. (Чинний від 2017-01-01). Київ : Мінрегіон України, 2016. 49 с. (Державні будівельні норми України).
6. ДБН В.1.3-2:2010. Система забезпечення точності геометричних параметрів у будівництві. Геодезичні роботи у будівництві. (Чинний від 2010-09-01). Київ : Мінрегіонбуд України, 2010. 70 с. (Державні будівельні норми України).

7. ДБН В.2.2-9-2009. Будинки і споруди. Громадські будинки та споруди. Основні положення. Київ : Мінрегіонбуд України, 2010. (Державні будівельні норми України).
8. ДБН В.2.1-10:2018 Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. Діє з 01.01.2019. Київ : Мінрегіон України, 2018. (Державні будівельні норми України).

### *References*

1. Gmurman, V.E. (1977). Teoriya veroyatnostey i matematicheskaya statistika : ucheb. posobiye dlya vuzov. Moskva: "Vyssh. Shkola".
2. Hryhorovskiy, P.Ye. (2019). Budivselno-informatsiini modeli ta metody formuvannya orhanizatsiino-tekhnologichnykh rishen instrumentalnykh vymiriuvan v budivnytstvi. Monohrafiia, Kyiv: TsP "Kompynt".
3. Storozhenko, N.R., Goleva, A.I. (2018). Matematicheskaya model i algoritm monitoringa parametrov informatsionnoy sistemy. Omskiy nauchnyy vestnik. No. 6 Pp. 256–259.
4. DBN A.2.1-1-2008. Vyshukuvannya, proektuvannya i terytorialna diialnist. Vyshukuvannya. Inzhenerni vyshukuvannya dlia budivnytstva. [Chynnyi vid 2014-08-01]. Kyiv: Minrehion Ukrainy, 2014. 128 s. (Derzhavni budivselni normy Ukrainy).
5. DBN A.3.1-5-2016. Orhanizatsiia budivselnoho vyrobnytstva. (Chynnyi vid 2017-01-01). Kyiv: Minrehion Ukrainy, 2016. 49 s. (Derzhavni budivselni normy Ukrainy).
6. DBN V.1.3-2:2010. Systema zabezpechennia tochnosti heometrychnykh parametrov u budivnytstvi. Heodezychni roboty u budivnytstvi. (Chynnyi vid 2010-09-01). Kyiv: Minrehionbud Ukrainy, 2010. 70 s. (Derzhavni budivselni normy Ukrainy).
7. DBN V.2.2-9-2009. Budyanky i sporudy. Hromadski budyanky ta sporudy. Osnovni polozhennia. Kyiv: Minrehionbud Ukrainy, 2010. (Derzhavni budivselni normy Ukrainy).
8. DBN V.2.1-10:2018 Osnovy i fundamenti budivel ta sporud. Osnovni polozhennia. Diie z 01.01.2019. Kyiv: Minrehion Ukrainy, 2018. (Derzhavni budivselni normy Ukrainy).

## **INFORMATION MODELLING OF THE COMPLEX PROCESS OF INSTRUMENTAL MONITORING OF ADJACENT SEALED BUILDINGS**

*During the construction and operation of new buildings, deformations occur, which lead to the partial destruction of existing buildings that have fallen into the area of influence of the construction object. Ensuring the proper operational condition of buildings in the area of influence of new construction is possible through the use of an effective system of timely detection of boundary deformations and prevention of damage to existing buildings. The correct approach to the assessment of the situation that arises during construction, allows not only to take the necessary measures to protect buildings, but also to save money, avoiding unreasonable costs for the protection of buildings. Determining the main factors influencing nearby houses during new construction in a dense urban development will rationally determine the composition of monitoring systems and reduce labor costs for obtaining information to make and implement decisions to ensure their operational suitability*

*The article considers the formation of information modeling methods for the selection of effective instrumental monitoring systems in order to obtain information about the condition of adjacent buildings in the area of influence of new construction. The use of information modeling methods to obtain information about the degree of impact on adjacent buildings will optimize the process of determining the technical condition of buildings in order to take timely measures to prevent their destruction.*

*The aggregation of the studied information model will automate the construction of a set of initial data to solve applied problems, analyze their conditionality, synthesize distrib-*

*uted databases and the structure of the information platform of the subject area, which makes the study relevant.*

***Key words: comparated buildings, impact of new construction, information process models, deformations, monitoring.***

**Hrihorovskyi P.Ye.**

Doctor of Technical Sciences, Senior Research Officer,  
State Enterprise “Scientific Research Institute of Building Production”, Kyiv

**Murasova O.V.**

State Enterprise “Scientific Research Institute of Building Production”, Kyiv

**Gorda O.V.**

Ph.D, Assistant Professor at the Department of Information Technology Design and  
Applied Mathematics,

Kyiv National University of Construction and Architecture, Kyiv

УДК 624.012.45

DOI <https://doi.org/10.32782/2664-0406.2020.38.3>

**Азизов Т.Н.**

д.т.н., професор,

Уманський державний педагогічний університет імені Павла Тьчины,

г. Умань, Черкасская область

**Орлова О.М.**

преподаватель,

Уманський державний педагогічний університет імені Павла Тьчины,

г. Умань, Черкасская область

## ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ ПРИ КРУЧЕНИИ ДВУТАВРОВОГО ЭЛЕМЕНТА С НОРМАЛЬНЫМИ ТРЕЩИНАМИ ИНЖЕНЕРНЫМ МЕТОДОМ

***Анотація.** Завдання визначення жорсткості елемента двотаврового перерізу складається з трьох етапів розрахунку. Спочатку умовно розтинається поздовжня арматура в місці, де розташована нормальна тріщина, і визначається взаємне зміщення берегів тріщини. На другому етапі визначається нагельна сила в поздовжній арматурі. Знаючи величину нагельної сили, неважко визначити крутильну жорсткість елемента (третій етап завдання). Перший етап завдання є основним і найбільш складним. Стаття присвячена вирішенню складної частини завдання – визначенню взаємного переміщення берегів нормальної тріщини елемента двотаврового перерізу з розсіченою арматурою.*

*Згідно із запропонованою методикою реальний елемент з нормальною тріщиною замінений елементом з різними твердостями по ділянках. Розглянуто загальний випадок, коли висоти нормальних тріщин у межах одного блоку різні. При цьому висота зони без тріщин може перебувати як у межах ребра двотаврової балки, так і в її полицях.*

*На ділянці за нормальної тріщиною прийнята гіпотеза, що висота перерізу елемента змінюється від висоти, що дорівнює висоті зони над тріщиною, до повної висоти перерізу. Причому зміна висоти відбувається за законом прямої лінії. Ця лінія нахилена під деяким кутом до горизонталі. Показано, що якщо прийняти кут нахилу цієї лінії рівним 45 градусів, то результати виходять досить точними. Еквівалентна висота перерізу визначена як середнє значення між висотою над тріщиною і повною висотою перерізу. Еквівалентна крутильна жорсткість елемента на ділянці похилої лінії приймається рівною жорсткості елемента з умовно постійною жорсткістю при постійній висоті, рівній еквівалентній. Наведено порівняння розрахунків за запропонованою методикою з даними розрахунку в програмі Ліра із застосуванням об'ємних кінцевих елементів. Порівняння показало хороший збіг даних. Середнє значення похибки склало 6,9 відсотка, а коефіцієнт варіації 0,45%.*

*Запропонована методика розрахунку дозволяє визначити переміщення в нормальній тріщині без використання програмних комплексів із застосуванням об'ємних кінцевих елементів. Будучи абсолютно простою, методика має достатню для інженерних розрахунків точність.*

**Ключові слова:** двотавровий елемент, нормальна тріщина, крутильна жорсткість, момент інерції при крученні, еквівалентна жорсткість.



**Постановка проблеми.** Определению напряженно-деформированного состояния двутавровых балок при изгибе уделено достаточно много внимания. В то же время исследованию НДС таких балок при действии крутящих моментов посвящено ограниченное количество работ [3]. Прочности и деформативности железобетонных балок при кручении посвящено достаточно много работ [6; 7]. Однако в этих работах рассматриваются только элементы со спиральными трещинами. Однако особенные проблемы встречаются при расчете перемещений при кручении двутавровых балок с нормальными трещинами. Существующие методы расчета на кручение предполагают равномерное распределение крутящего момента по всему сечению [4]. А в случае нормальной трещины крутящий момент передается только через часть сечения. Использование метода конечных элементов в таких случаях не всегда является приемлемым и удобным [1].

**Анализ исследований.** Известно [1; 5], что пространственная работа накладывает существенный отпечаток на напряженно-деформированное состояние плоских перекрытий, мостов, балочных клеток и других плитно-ребристых систем. Кроме того, при опирании перекрытия не только торцами, но и продольными сторонами эффект пространственной работы проявляется даже если все перекрытие загружено равномерно распределенной нагрузкой. Известно также

[1; 2; 5], что на пространственную работу ребристой системы существенное влияние оказывают изгибные и крутильные жесткости отдельных балок. В ребристых системах главные балки могут иметь тавровое, двутавровое, коробчатое сечение.

В работе [3] представлена методика аналитического расчета перемещений при кручении железобетонных двутавровых балок с нормальными трещинами. Однако эта методика дает погрешность при больших толщинах полков и стенки двутаврового элемента. Учитывая, что железобетонные двутавровые балки достаточно часто имеют большие толщины полков и ребра, необходима разработка инженерных методик расчета, позволяющих перемещения в нормальной трещине при кручении не зависимо от толщин элементов балки.

В связи с вышесказанным **целью настоящей статьи** является разработка инженерного метода расчета перемещений при кручении железобетонного двутаврового элемента с нормальной трещиной.

**Результаты исследований.** Известно [2; 9], что для расчета перемещений в нормальной трещине следует сначала рассмотреть перемещение в трещине с условно рассеченной арматурой. Эта задача является наиболее сложной в общей задаче определения жесткости железобетонного элемента с нормальной трещиной.

На рис. 1 представлена схема такого элемента с уже рассеченной арматурой. Основной задачей при этом является

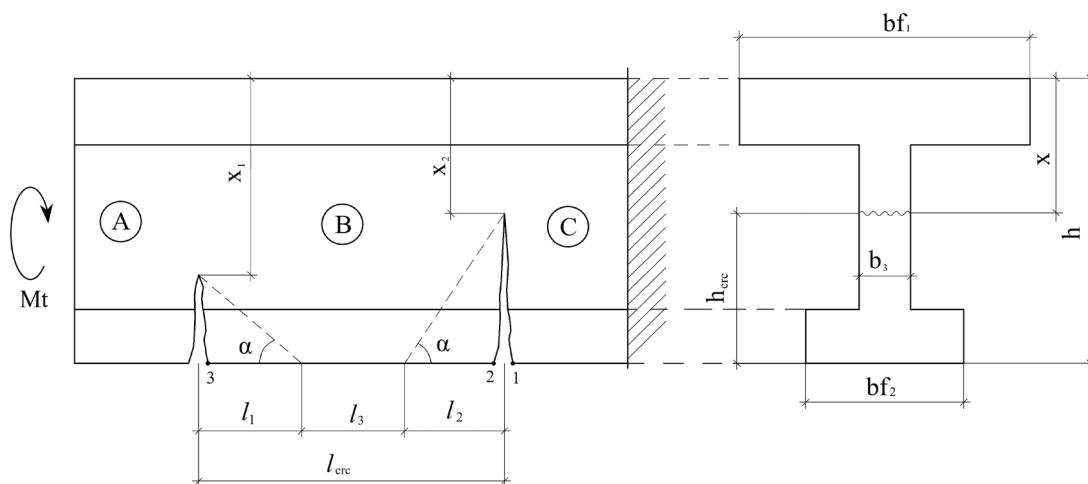


Рис. 1. Схема кручения двутаврового элемента с нормальными трещинами

определение взаимного смещения точек 1 и 2 в трещине при действии крутящего момента  $M_t$ .

В общем случае высота зоны над нормальной трещиной  $x_1$  с левой стороны блока В и высота  $x_2$  с правой стороны этого блока не равны. При этом высота зоны без трещин может находиться как в пределах ребра двутавровой балки, так и в ее полках.

Крутящий момент от блока А к блоку В передается через часть сечения. В месте наличия трещины жесткость сечения (как изгибная, так и крутильная) резко изменяется. В работе [2] было показано, что в таком случае элемент можно рассчитывать как условный элемент с сечением, высота которого изменяется по некоторой кривой. Представим, что в нашем случае высота элемента изменяется по закону прямой линии как это сделано в [8] для расчета железобетонных балок при изгибе. При этом она изменяется от малой величины  $x_1$  (для блока В на рис. 1 слева направо) до полной высоты  $h$ . Аналогично с правой стороны блока В линия изменения расчетной высоты сечения будет изменяться от  $x_2$  до  $h$ . Обозначим через  $\alpha$  угол наклона этих линий к горизонтали.

На длине  $l_3 = l_{crc} - l_1 - l_2$  элемент имеет полную высоту сечения, а, следовательно, и полную жесткость. Длину блока В между нормальными трещинами обозначим через  $l_{crc}$ , что является расстоянием между

наклонными трещинами, которое может быть определено любым из известных методов [8], в том числе по нормативным документам.

В сечении с трещиной слева от блока В момент инерции при кручении  $J_{crc,1}$  будет равен моменту инерции таврового элемента высотой  $x_1$  и полкой в верхней зоне; в сечении справа от этого блока момент инерции при кручении  $J_{crc,2}$  будет равен моменту инерции тавра с высотой сечения  $x_2$ .

Учитывая принятое предположение о линейном изменении высоты, мы можем представить двутавровую балку в виде элемента со ступенчато изменяемой высотой (рис. 2).

При этом высота сечения на длине  $l_1$  и на длине  $l_2$  соответственно будет определяться по естественным формулам из геометрических построений:

$$h_{ekv,1} = \frac{x_1 + h}{2}; h_{ekv,2} = \frac{x_2 + h}{2} \quad (1)$$

Крутильные жесткости элементов на участках длиной  $l_1$  и  $l_2$  будут определяться как для тавровых элементов с соответствующей высотой сечения  $h_{ekv,1}$  и  $h_{ekv,2}$ , а на участке длиной  $l_3 = l_{crc} - l_1 - l_2$  — как для двутаврового элемента с полной высотой сечения  $h$ .

Длины  $l_1$  и  $l_2$  легко определяются из геометрических построений при известном угле наклона  $\alpha$  (см. рис. 1). Зная высоты  $h_{ekv,1}$  и  $h_{ekv,2}$ , а также длины  $l_1$  и  $l_2$ , не труд-

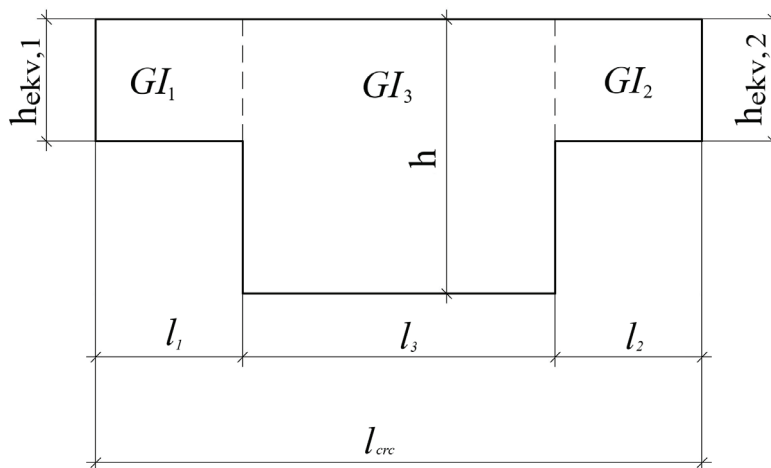


Рис. 2. Схема представления элемента со ступенчатым изменением высоты

но вычислить все моменты инерции при кручении  $J_1, J_2$  и  $J_3$ , а, следовательно, и жесткости на этих соответствующих участках  $GJ_1, GJ_2$  и  $GJ_3$ .

Для решения основной задачи определения крутильной жесткости элемента с нормальными трещинами нужно знать взаимное смещение точек 1 и 2 на рис. 1.

Для этого следует от угла поворота между точками 1 и 3 отнять угол поворота между точками 2 и 3, т.е.:

$$\phi_{1-2} = \phi_{1-3} - \phi_{2-3} \quad (2)$$

Угол поворота между точками 2 и 3 определяется известными методами сопро-

тивления материалов [10] для двутаврового элемента с полной высотой сечения  $h$ :

$$\phi_{2-3} = \frac{M_l l_3}{GJ_3} \quad (3)$$

А угол поворота между точками 1 и 3 (см. рис. 1) с учетом представления элемента с трещинами по рис. 1 как элемент со ступенчатым изменением высоты сечения по рис.2 будет определен из выражения:

$$\phi_{1-3} = \frac{M_l}{G} \left( \frac{l_1}{J_1} + \frac{l_2}{J_2} + \frac{l_3}{J_3} \right). \quad (4)$$

**Таблица 1.** Сравнение перемещений, определенных по разработанной методике и по программе Лира с применением объемных конечных элементов

№ п/п	bf <sub>1</sub> (м)	hf <sub>1</sub> (м)	bf <sub>2</sub> (м)	hf <sub>2</sub> (м)	t (м)	h <sub>3</sub> (м)	h <sub>сrc</sub> (м)	l <sub>сrc</sub> (м)	Δ <sub>теор</sub> (мм)	Δ <sub>Лира</sub> (мм)	Погрешность δ %
1	0.30	0.03	0.09	0.05	0.03	0.15	0.110	0.30	80.65	87.81	8.15
2	0.30	0.03	0.09	0.05	0.03	0.15	0.123	0.30	84.37	91.80	8.09
3	0.30	0.03	0.09	0.05	0.03	0.15	0.174	0.30	102.37	106.64	4.00
4	0.30	0.03	0.09	0.05	0.03	0.15	0.142	0.30	90.48	97.69	7.38
5	0.30	0.03	0.09	0.05	0.03	0.15	0.045	0.30	65.72	70.00	6.11
6	0.30	0.03	0.09	0.05	0.03	0.15	0.058	0.30	68.22	74.73	8.72
7	0.20	0.03	0.09	0.05	0.03	0.15	0.110	0.30	105.88	111.22	4.80
8	0.20	0.03	0.09	0.05	0.03	0.15	0.123	0.30	112.09	117.69	4.76
9	0.20	0.03	0.09	0.05	0.03	0.15	0.174	0.30	143.00	143.56	0.39
10	0.20	0.03	0.09	0.05	0.03	0.15	0.142	0.30	122.42	127.58	4.04
11	0.20	0.03	0.09	0.05	0.03	0.15	0.045	0.30	81.56	83.78	2.66
12	0.20	0.03	0.09	0.05	0.03	0.15	0.058	0.30	85.55	90.55	5.52
13	0.30	0.04	0.09	0.05	0.03	0.14	0.110	0.30	43.92	49.02	10.41
14	0.30	0.04	0.09	0.05	0.03	0.14	0.123	0.30	45.08	50.28	10.35
15	0.30	0.04	0.09	0.05	0.03	0.14	0.174	0.30	50.48	54.21	6.88
16	0.30	0.04	0.09	0.05	0.03	0.14	0.142	0.30	46.99	52.01	9.66
17	0.30	0.04	0.09	0.05	0.03	0.14	0.045	0.30	39.12	43.53	10.14
18	0.30	0.04	0.09	0.05	0.03	0.14	0.058	0.30	39.95	45.31	11.84
Среднее значение %											6.9
коэффициент вариации %											0.45

где  $J_1$  и  $J_2$ , как было сказано выше, это моменты инерции при кручении тавров с высотой соответственно  $h_{ekv,1}$  и  $h_{ekv,2}$ , а  $J_3$  – момент инерции двутаврового (полного) сечения с полной высотой  $h$  (см. рис. 2).

Если расстояние между трещинами  $l_{crc}$  таково, что  $l_3 = l_{crc} - l_1 - l_2 \leq 0$ , то в формуле (4) член, содержащий момент инерции  $J_3$  будет отсутствовать, а моменты инерции  $J_1$  и  $J_2$  будут равны моментам инерции элемента с высотами соответственно:

$$h_{ekv,1} = \frac{x_1 + h_{sr}}{2}; h_{ekv,2} = \frac{x_2 + h_{sr}}{2} \quad (5)$$

где через  $h_{sr}$  обозначена высота от верхней грани элемента до точки пересечения наклонных прямых слева и справа (см. рис. 1).

Следует отметить, что если величина эквивалентной высоты  $h_{ekv,1}$  или  $h_{ekv,2}$  будет такой, что  $h_{ekv} > h - h_{f1}$  (где  $h_{f1}$  – толщина верхней полки двутавра), то момент инерции  $J_1$  (или  $J_2$ ) будет уже определяться как для двутаврового сечения с нижней полкой, толщина которой равна  $h - h_{ekv}$ .

Для проверки достоверности и точности методики расчета было проведено сравнение расчетов по приведенной методике с расчетами в программе Лира с использованием объемных конечных элементов. Ниже в таблице 1 приведены данные такого сравнения. Рассматривалась двутавровая балка с полной высотой сечения  $h=220$  мм. Варьировались ширина  $bf_1$  верхней полки и ее толщина  $hf_1$ ; ширина и толщина нижней полки  $bf_2$  и  $hf_2$ ; высота  $h_3$  и толщина  $t$  стенки. Кроме того варьировалась высота трещины  $h_{crc}$  и рас-

стояние между трещинами  $l_{crc}$ . Угол  $\alpha$  в расчетной схеме по рис. 1 был принят равным  $45^\circ$ .

В таблице приведены перемещения от взаимного поворота между точками 1 и 3 (см. рис. 1), вычисленные по предложенной методике и в программе Лира.

Данные таблицы свидетельствуют о достаточной точности предложенного инженерного метода. Следует отметить, что при проведении расчетов по предложенной методике крутильные жесткости тавровых элементов определялись как сумма жесткостей прямоугольников, составляющих тавр. Если жесткость тавров определять по точной методике [4], то совпадение результатов с данными расчетом по программе Лира будет еще большим.

#### Выводы и перспективы исследований.

Перемещение в нормальной трещине при кручении железобетонного двутаврового элемента определяется представлением такого элемента в виде элемента со ступенчатым изменением высоты сечения. Показано, что если принять угол наклона изменения высоты сечения от нормальной трещины равным  $45^\circ$  результаты расчетов по предложенной методике имеют хорошее совпадение с расчетами по программе Лира с применением объемных конечных элементов. При этом предложенная методика обладает простотой и может быть применена в практике проектирования при расчете деформаций при кручении железобетонного двутаврового элемента с нормальными трещинами.

В перспективе предполагается распространение методики на расчет с учетом нелинейных свойств материалов.

#### Литература

1. Азізов Т.Н. Просторова робота залізобетонних перекриттів. Теорія та методи розрахунку : автореф. дисс. ... докт. техн. наук : 05.23.01 ; Полтавський національний технічний університет. Полтава, 2006. 35 с.
2. Азізов Т.Н., Мельник А.В., Парамонов Д.Ю. НДС и прочность железобетонных балок с нормальными трещинами при кручении. *Зб. наук. праць. Серія «Галузеве машинобудування, будівництво»*, вип. 3(25). Том 3. Полтава : ПолтНТУ, 2009. С. 9–13.
3. Азізов Т.Н., Орлова О.М. Визначення взаємного переміщення берегів нормальної тріщини при крученні залізобетонних елементів двотаврового перерізу. *Вчені записки Таврійського національного університету імені В.І. Вернадського Серія: Технічні науки*. Том 31 (70) № 2 2020. Частина 2. С. 189–197.

4. Арутюнян Н.Х., Абрамян Б.Л. Кручение упругих тел. Москва : Физматгиз, 1963. 688 с.
5. Дроздов П.Ф. Конструирование и расчёт несущих систем многоэтажных зданий и их элементов. Москва : Стройиздат, 1977. 223 с.
6. Карпенко Н.И. Теория деформирования железобетона с трещинами. Москва : Стройиздат, 1976. 208 с.
7. Коуэн Г. Дж. Кручение в обычном и предварительно напряженном железобетоне. Москва : Изд-во литературы по строительству, 1972. 104 с.
8. Кочкарёв Д.В. Нелінійний опір залізобетонних елементів і конструкцій силовим впливам. Рівне : О. Зень, 2015. 384 с.
9. Срібняк Н.М. Крутильна жорсткість залізобетонних елементів перекриттів з нормальними тріщинами:автореф. дис. .... канд. техн. наук 05.23.01; Одеська державна академія будівництва та архітектури. Одеса, 2009. 23 с.
10. Феодосьев В.И. Сопротивление материалов. Москва : Наука, 1970. 544 с.

### References

1. Azizov T.N. Prostorova robota zalizobetonnykh perekryttiv. Teoriia ta metody rozrakhunku: Avtoref. dyss. ... dokt. tekhn. nauk: 05.23.01 / Poltavskiy natsionalnyi tekhnichnyi universytet. – Poltava, 2006. – 35 s.
2. Azyzov T.N., Melnyk A.V, Paramonov D.Iu. NDS y prochnost zhelezobetonnykh balok s normalnymy treshchynamy pry kruchenyy // Zb. nauk. prats. Seriiia «Haluzeve mashynobuduvannia, budivnytstvo», vyp. 3 (25) – Том 3. Poltava: PoltNTU, 2009. – S. 9-13.
3. Azizov T.N., Orlova O.M. Vyznachennia vzaiemnoho peremishchennia berehiv normalnoi trishchyny pry kruchenni zalizobetonnykh elementiv dvotavrovoho pererizu// Vcheni zapysky Tavriiskoho natsionalnoho universytetu imeni V.I. Vernadskoho Seriiia: Tekhnichni nauky Tom 31 (70) № 2 2020. Chastyna 2. – S. 189-197.
4. Arutiunian N.Kh., Abramian B.L. Kruchenyeupruhykh tel.. M.: Fyzmathyz, 1963. – 688 s.
5. Drozdov P.F. Konstruyrovanye y raschët nesushchykh system mnogoetazhnykh zdanyi y ykh elementov. – M.: Stroiyzdat, 1977. – 223 s.
6. Karpenko N.Y. Teoryia deformatyrovaniya zhelezobetona s treshchynamy. M.: Stroiyzdat, 1976. – 208 s.
7. Коуэн, Н.Дж. Кручение в обычном и предварительно напряженном железобетоне: Пер. с англ. / Н.Дж. Коуэн; – М.: Yzd-vo lyteratury po stroytelstvu, 1972. – 104 s.
8. Kochkarov D.V. Neliniinyi opir zalizobetonnykh elementiv i konstruktsii sylovym vplyvam. – Rivne: O. Zen, 2015. – 384 s.
9. Sribniak, N.M. Krutylna zhorstkist zalizobetonnykh elementiv perekryttiv z normalnymy trishchynamy: avtoref. dys. ... kand. tekhn. nauk 05.23.01 / Sribniak Nataliia Mykolaivna; Odeska derzhavna akademiia budivnytstva ta arkhitektury. – O., 2009. – 23 s.
10. Feodosev V.Y. Soprotivlenye materyalov. – M.: Nauka, 1970. – 544 s.

## DETERMINATION OF THE DISPLACEMENT DURING TORSION OF I-BEAM ELEMENT WITH NORMAL CRACKS BY ENGINEERING METHOD

**Abstract.** *The problem of determining the torsional stiffness of I-beam element consists of three stages of calculation. First, the longitudinal reinforcement is conventionally cut at the place where the normal crack is located and the mutual displacement of the crack edges is determined. At the second stage, pin force in the longitudinal reinforcement is determined. Knowing the magnitude of the thrust force, it is easy to determine the torsional stiffness of the element (third stage of the problem). The first stage of the task is the main and the most difficult one. The article is devoted to solving this most difficult part of the problem – determining the mutual displacement of the sides of a normal crack of the I-beam element with sheared reinforcement.*

*According to the proposed technique, a real element with a normal crack is replaced by an element with different stiffness in sections. The general case is considered when the heights of normal cracks within one block are different. In this case, the height of the zone without*

*cracks can be located both within the ribs of the I-beam and in its flanges.*

*In the area within a normal crack, there is a hypothesis that the height of the section of the element changes due to the height of the zone above the crack to the full height of the section. Moreover, the change in height occurs according to the law of a straight line. This line is inclined at some angle to the horizontal. It is shown that if we take the angle of inclination of this line equal to 45 degrees, then the results are quite accurate. The equivalent section height is defined as the average between the height above the crack and the total section height. The equivalent torsional stiffness of the element in the section of the inclined line is taken to be equal to the stiffness of the element with a conditionally constant stiffness at a constant height equal to the equivalent. The comparison of calculations by the proposed method with the data of calculation in the Lira program using volumetric finite elements is presented. The comparison showed good agreement between the data. The average error was 6.9 percent and the coefficient of variation was 0.45%.*

*The proposed calculation method makes it possible to determine displacements in a normal crack without using software systems using volumetric finite elements. Being completely simple, the technique has sufficient accuracy for engineering calculations.*

***Key words: I-beam, normal crack, torsional stiffness, moment of inertia during torsion, equivalent stiffness.***

**Azizov T.N.**

Doctor of Technical Science, Professor,  
Pavlo Tychyna Uman State Pedagogical University,  
Uman, Cherkasy region

**Orlova O.M.**

Teacher,  
Pavlo Tychyna Uman State Pedagogical University,  
Uman, Cherkasy region

УДК 624.072.2.012.35:539.374

DOI <https://doi.org/10.32782/2664-0406.2020.38.4>**Павліков А.М.**

д.т.н., професор,

завідувач кафедри залізобетонних і кам'яних конструкцій та опору матеріалів,  
Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»,  
м. Полтава**Гарькава О.В.**

к.т.н., доцент,

доцент кафедри залізобетонних і кам'яних конструкцій та опору матеріалів,  
Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»,  
м. Полтава**Баріляк Б.А.**аспірант кафедри залізобетонних і кам'яних конструкцій та опору матеріалів,  
Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»,  
м. Полтава**РОЗРАХУНОК НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ  
КОЛОН БЕЗБАЛКОВИХ КАРКАСІВ**

***Анотація.** У статті розглянуто характер роботи колон безбалкових каркасів будівель, наведено обґрунтування їх косоного деформування та названі фактори, що спричиняють це явище. Висвітлено сучасний стан методів розрахунку несучої здатності залізобетонних елементів в умовах косоного стикання та запропоновані напрями їх удосконалення. Розглянутий метод розрахунку несучої здатності косостиснутих залізобетонних колон, розроблено на основі рекомендацій Єврокоду 2. З метою спрощення розрахунку, без суттєвих впливів на його точність, застосовано рівномірне розподілення напружень в бетоні стиснутої зони, а зв'язок між напруженнями і деформаціями в арматурі описано дволінійною діаграмою, в якій верхня її частина – горизонтальна. В якості критерію міцності прийнято деформаційний критерій. Для визначення кута нахилу нейтральної лінії використано теорему про розташування зовнішніх і внутрішніх сил в одній площині, яка в загальному випадку утворює кут з вертикальною віссю інерції перерізу. На основі умов граничної рівноваги отримані аналітичні вирази для визначення всіх параметрів напружено-деформованого стану при розрахунку несучої здатності косостиснутих колон, а саме: кута нахилу нейтральної лінії до горизонтальної осі інерції перерізу, висоти стиснутої зони перерізу та значення руйнівної сили при заданих ексцентриситетах її прикладання. Розроблений метод розрахунку несучої здатності залізобетонних колон при косому стиску базується на фізичних та геометричних законах і не містить спрощень, які могли б суттєво вплинути на результат розрахунку. При виведенні розрахункових формул розглянуто таке положення нейтральної лінії в прямокутному перерізі косостиснутих колон, за якого форма стиснутої зони бетону має форму трапеції. Як показують експериментальні та теоретичні дослідження, саме така форма стиснутої зони є найбільш поширеною при косому стисканні колон. Отримані залежності можуть бути використані*

*як для перевірки несучої здатності косостиснутих колон, так і для визначення необхідної площі арматури, що підтверджує узагальненість прийнятої розрахункової моделі. Сформований аналітичний апарат простий і може бути реалізований в будь-якому комп'ютерному середовищі.*

**Ключові слова:** залізобетон, колона, косий стиск, несуча здатність, розрахунок.

**Постановка проблеми.** Одним із напрямків розв'язання проблеми будівництва ресурсоекономних будівель є вдосконалення процесу їх зведення за рахунок впровадження нових технічних рішень та ефективних конструктивних систем. Останнім часом у сучасному житловому будівництві широко застосовуються безбалкові каркасні конструктивні системи будівель, які характеризуються як мінімальною кількістю збірних елементів, так і високими темпами прискорення будівництва за рахунок вдосконалення технології зведення будівель. Прикладом такої каркасної конструктивної системи, що широко використовується в житловому будівництві, може слугувати вдосконалена безконсольно-безкапітельно-безбалкова конструктивна система [1]. Упровадження цієї конструктивної системи будівель сприяє розв'язанні проблеми підвищення їх енергоефективності шляхом застосування в огорожувальних конструкціях спеціально розроблених багатопланових залізобетонних блоків з високим опором теплопередачі.

Для залізобетонних колон безконсольно-безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель, як і інших безбалкових каркасних конструктивних систем, характерним видом деформування є косий стиск. В крайніх кутових колонах цей вид деформування є очевидним, зважаючи на несиметричність розташування вантажної площі відносно центра ваги перерізу колони. При цьому середні колони безбалкових каркасів також будуть косостиснутими через прикладання навантаження на них між площинами інерції перерізу колони при різних схемах завантаження. Додатковими чинниками, що спричиняють виникнення косоного стискання колон безбалкових каркасних будівель, можуть

бути фактори технологічного та експлуатаційного характеру [2]. Таким чином, можна стверджувати, що колони безбалкових каркасних будівель переважно експлуатуються в умовах косоного стиску. Але незважаючи на це, косостиснуті колони розраховують на плоский позacentровий стиск, оскільки методи розрахунку залізобетонних конструкцій на складні види деформацій потребують удосконалення.

**Аналіз останніх досліджень.** Сучасні підходи до розв'язання задач несучої здатності косостиснутих залізобетонних елементів базуються на основі нелінійної деформаційної моделі з повною криволінійною діаграмою деформування бетону стиснутої зони [2–3] та з використанням дволінійних діаграм деформування бетону й арматури [4]. Застосовуються також чисельні методи [5–6] при розрахунку несучої здатності косостиснутих елементів у загальному вигляді для перерізів різних форм. У роботах [8–11] запропоновано використовувати спрощення в розрахунку несучої здатності у вигляді експериментально отриманих графіків та діаграм, котрі в деяких випадках є дуже наближеними. З одного боку, методики розрахунку, націлені на використання емпіричних результатів дослідження для інженерного застосування, складні та позбавляють проєктувальника розуміння сутності розрахунку, унеможлижуючи його контроль, а з іншого боку, надмірні спрощення можуть привести до значних похибок у кінцевому результаті. Таким чином, для інженерів-проєктувальників існує необхідність у розробці спрощеної методики розрахунку несучої здатності колон на косий стиск, яка б разом із цим забезпечувала необхідну точність результатів обчислень.

**Мета роботи** – розроблення спрощеної методики розрахунку несучої здатності



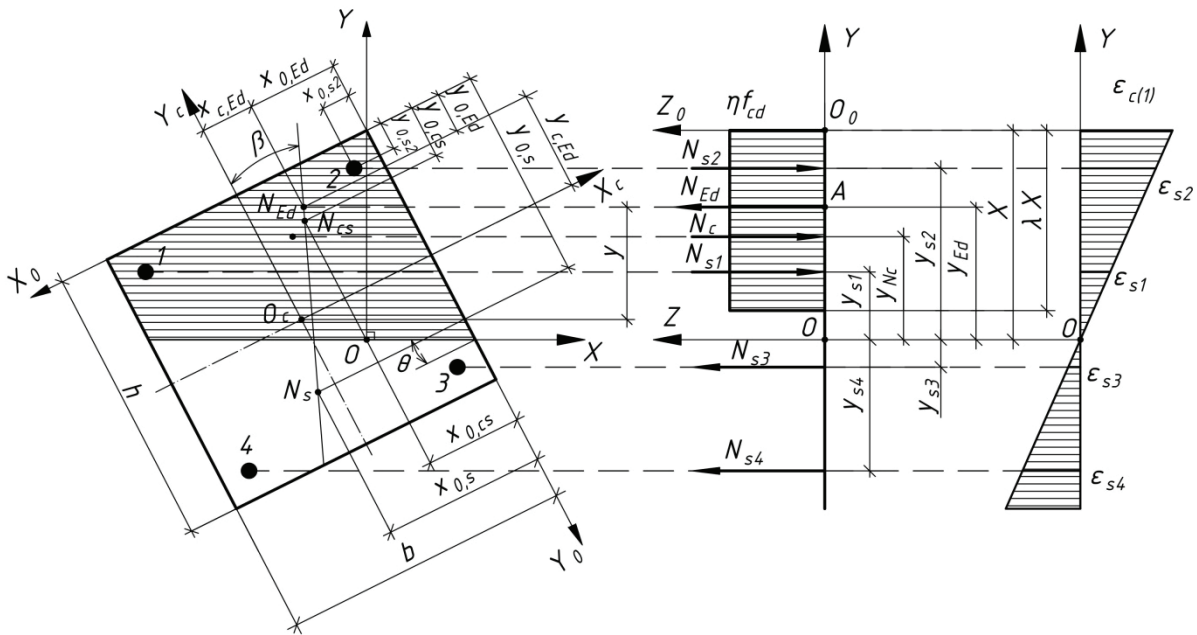


Рисунок 1. Розрахункова схема несучої здатності в нормальному перерізі косостиснутої залізобетонної колони з трапецієподібною формою стиснутої зони

залізобетонних колон безбалкових каркасів, які зазнають косо́го стиску.

**Викладення основного матеріалу дослідження.** Розрахунок виконується з метою визначення несучої здатності косостиснутих колон із трапецієподібною формою стиснутої зони бетону. Розрахункова схема наведена на рисунку 1.

В основу теоретичних досліджень покладено передумови розрахунку за нормами [10]. При цьому у стиснутому бетоні прийнято рівномірний характер розподілу напружень за [10, рис. 3.5]. Зв'язок між напруженнями і деформаціями в арматурі описується дволінійною діаграмою з горизонтальною верхньою гілкою за [10, рис. 3.10]. Розрахункові рівняння рівноваги з урахуванням прийнятих передумов у площині координатної осі Y, перпендикулярної до нейтральної лінії, записані в такому вигляді:

$$\sum Z = 0: N_{Ed} + \sum_{i=1}^n N_{si} - N_c = 0; \quad (1)$$

$$\sum M_A = 0: N_c(y_{Ed} - y_c) + \sum_{i=1}^n N_{si}(y_{Ed} - y_{si}) = 0, \quad (2)$$

де  $N_c$  – рівнодійна напружень в бетоні стиснутої зони;

$N_{si}$  – зусилля в і-тому арматурному стрижні;

$n$  – кількість арматурних стрижнів у перерізі;

$N_{Ed}$  – поздовжня сила від зовнішнього навантаження;

$y_{Ed}$  – координата точки прикладання сили  $N_{Ed}$ ;

$y_c$  – координата точки прикладання зусилля  $N_c$ ;

$y_{si}$  – координата точки прикладання зусилля  $N_{si}$ .

Вирази для рівнодійної  $N_c$  та координати ус її прикладання в координатній площині  $XOY$  при трапецієподібній формі стиснутої зони бетону (рис. 1.) мають такий вигляд:

$$N_c = \frac{\eta f_{cd} b}{\cos \theta} \left( \lambda x - \frac{b \sin \theta}{2} \right); \quad (3)$$

$$y_c = \frac{3X^2(2\lambda - \lambda^2) - b_{eff} \sin \theta (3X - b_{eff} \sin \theta)}{3(2\lambda X - b_{eff} \sin \theta)}, \quad (4)$$

де  $X$  – висота стиснутої зони;

$\theta$  – кут нахилу нейтральної лінії до горизонтальної осі інерції перерізу.

Визначення рівнодійних  $N_{si}$  відповідно до дволінійної діаграми деформування арматури здійснюється за умовами:

$$N_{si} = E_s \frac{y_{si} \varepsilon_{c(1)}}{X} A_{si} \text{ при } 0 < \varepsilon_{si} = \frac{y_{si} \varepsilon_{c(1)}}{X} \leq \varepsilon_{s0} = \frac{f_{yd}}{E_s}; \quad (5)$$

$$N_{si} = f_{yd} A_{si} \text{ при } \varepsilon_{s0} = \frac{f_{yd}}{E_s} < \varepsilon_{si} = \frac{y_{si} \varepsilon_{c(1)}}{X} \leq \varepsilon_{ud} \quad (6)$$

де  $A_{si}$  – площа поперечного перерізу  $i$ -го стрижня арматури;

$\varepsilon_c(1)$  – відносні деформації бетону найбільш стиснутого ребра колони.

Для визначення фібрових відносних деформацій бетону  $\varepsilon_c(1)$  у момент руйнування застосовується деформаційний критерій міцності. Вказаний критерій визначає настання руйнування залізобетонного елемента при досягненні граничного значення деформацій в бетоні у найвіддаленішій від нейтральної лінії точці, тобто при:

$$\varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_{cu3,cd}. \quad (7)$$

Координати точок прикладання сили  $N_{Ed}$  та зусиль  $N_{si}$  в арматурних стрижнях у прямокутному перерізі колони при трапецієподібній формі стиснутої зони бетону (рис. 1) визначаються так:

$$y_{Ed} = X + y - 0,5b \sin \theta - 0,5h \cos \theta; \quad (8)$$

$$y_{si} = X - x_{0,si} \sin \theta - y_{0,si} \cos \theta; \quad (9)$$

де  $y = x_c \sin \theta + y_c \cos \theta$ ;

$x_c, y_c$  – координати прикладання сили  $N_{Ed}$  в системі координат  $X_c O_c Y_c$ , початок якої розташований в геометричному центрі ваги перерізу колони, чисельно рівні ексцентриситетам прикладання сили  $N_{Ed}$  відносно вертикальної та горизонтальної осей інерції перерізу колони відповідно;

$x_{0,si}, y_{0,si}$  – координати  $i$ -того арматурного стержня в системі координат  $X_0 O_0 Y_0$ .

Після підстановки залежностей (3) – (9) у рівності (1) – (2) отримано два рів-

няння з трьома невідомими, а саме:  $X, \theta, N_{Ed}$ . Для аналітичного розв'язання задачі необхідно ввести додаткову умову для визначення кута  $\theta$  нахилу нейтральної лінії.

Використовуючи теорему про розташування внутрішніх та зовнішніх сил в одній площині, можна записати дві залежності для кута  $\beta$  нахилу силової площини до вертикальної осі інерції перерізу в системі координат  $X_0 O_0 Y_0$ :

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{x_{0,s} - x_{0,cs}}{y_{0,s} - y_{0,cs}} = \frac{x_{0,s} - x_{0,Ed}}{y_{0,s} - y_{0,Ed}}; \quad (10)$$

де  $x_{0,Ed}, y_{0,Ed}$  – координати точки прикладання сили  $N_{Ed}$  в системі координат  $X_0 O_0 Y_0$ ;

$x_{0,si}, y_{0,si}$  – координати точки прикладання рівнодійної  $N_{si}$  зусиль в розтягнутих арматурних стержнях в системі координат  $X_0 O_0 Y_0$ , які визначаються за наступними формулами:

$$x_{0,s} = \frac{\sum_{i=1}^k \sigma_{si} A_{si} x_{0i}}{\sum_{i=1}^k \sigma_{si} A_{si}}; \quad (11)$$

$$y_{0,s} = \frac{\sum_{i=1}^k \sigma_{si} A_{si} y_{0i}}{\sum_{i=1}^k \sigma_{si} A_{si}}, \quad (12)$$

де  $\sigma_{si}$  – напруження в  $i$ -тому розтягнутому арматурному стержні;

$A_{si}$  – площа перерізу  $i$ -того розтягнутого арматурного стержня;

$x_{0,si}, y_{0,si}$  – координати розташування  $i$ -того розтягнутого арматурного стержня у системі координат  $X_0 O_0 Y_0$ ;

$k$  – кількість розтягнутих арматурних стержнів;

$x_{0,cs}, y_{0,cs}$  – координати точки прикладання рівнодійної в бетоні трапецієподібної стиснутої зони та в стиснутих арматурних стержнях у системі координат  $X_0 O_0 Y_0$ ;

$$x_{0,cs} = \frac{N_c x_{0,c} + N_{sc} x_{0,sc}}{N_c + N_{sc}}; \quad (13)$$

$$y_{0,cs} = \frac{N_c y_{0,c} + N_{sc} y_{0,sc}}{N_c + N_{sc}}, \quad (14)$$

де  $N_c, N_{sc}$  – рівнодійні зусиль відповідно в стиснутій зоні бетону та в стиснутих арматурних стержнях;

$x_{0,c}, y_{0,c}$  – координати точки прикладання рівнодійної в бетоні трапецієподібної стиснутої зони у системі координат  $XO_0Y_0$  можна обчислити за наступними формулами:

$$x_{0,c} = \frac{b(3X\lambda - 2b \sin \theta)}{3(2X\lambda - b \sin \theta)}, \quad (15)$$

$$y_{0,c} = \frac{3X\lambda(X\lambda - b \sin \theta) + b^2 \sin^2 \theta}{3 \cos \theta (2X\lambda - b \sin \theta)}. \quad (16)$$

$x_{0,sc}, y_{0,sc}$  – координати точки прикладання рівнодійної в стиснутих арматурних стержнях у системі координат  $X_oO_oY_o$ , що можуть визначатися за формулами (11) – (12), в яких  $k$  – кількість стиснутих арматурних стержнів.

Рівність (10) відображає в неявному вигляді функцію  $\theta = f(\beta)$  та дозволяє визначати кут  $\theta$  нахилу нейтральної лінії в перерізі.

Розв'язання рівнянь (1) і (2) з урахуванням залежностей (7) та (10) дає можливість обчислити всі невідомі параметри напружено-деформованого стану при руйнуванні косостиснутої залізобетонної колони в нормальному перерізі для випадку трапецієподібної форми стиснутої зони, тобто розв'язати задачу визначення її міцності.

**Висновки.** У результаті проведених теоретичних досліджень на основі застосування деформаційної моделі з прямокутним розподілом напружень в стиснутій зоні бетону отримані аналітичні залежності для розв'язання задач несучої здатності залізобетонних колон безбалкових будівель. Залежності можуть бути використані як під час перевірки несучої здатності косостиснутих колон, так і під час їх проектування.

### Література

1. Сучасні конструктивні системи будівель із залізобетону : монографія / Павліков А.М., Балясний Д.К., Гарькава О.В., Довженко О.О., Микитенко С.М., Пінчук Н.М., Федоров Д.Ф. ; За ред. А.М. Павлікова. Полтава : ТОВ «АСМІ», 2017. 155 с.
2. Павліков А.М. Нелінійна модель напружено-деформованого стану косозавантажених залізобетонних елементів у закритичній стадії : монографія. Полтава, 2007. 320 с.
3. Pavlikov A. Experimental and Theoretical Testing Results of Reinforced Concrete Columns under Biaxial Bending / A.M. Pavlikov, O.V. Harkava, Yu.O. Prykhodko, B.A. Baryliak. International Journal of Engineering & Technology, 7 (4.8). 2018. P. 145–151.
4. Павліков А.М. Розрахунок несучої здатності колон при їх косому деформуванні у складі безкапітельно-безконсольно-безбалкової конструктивної системи будівель. Ресурсоєкономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. праць. Рівне : НУВГП, 2016. Вип. 33. С. 191–199.
5. Клименко Е.В. Экспериментально-статистическое моделирование работы железобетонных колонн, поврежденных в процессе эксплуатации. Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. 2017. Вип. 67. С. 37–42.
6. Chen S.F. Design of biaxially loaded short composite columns of arbitrary section. Journal of Structural Engineering, 2001. Vol. 127(6). P. 678–685.
7. Bouzid T. Practical method for analysis and design of slender reinforced concrete columns subjected to biaxial bending and axial loads. Slovak journal of civil engineering. Bratislava : Slovak university of technology, 2011. Vol. 1. P. 24–32.
8. Hong H. Strength of Slender Reinforced Concrete Columns under Biaxial Bending. Journal of Structural Engineering. 2001. Vol. 127(7). P. 758–762.
9. Rodriguez J.A. Biaxial Interaction Diagrams for Short RC Columns of Any Cross Section. Journal of Structural Engineering, 1999. Vol. 125. Issue 6.
10. Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд: ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010. Київ : Мінрегіонбуд України, 2012. 312 с.

### References

1. Suchasni konstruktyvni systemy budivel iz zalizobetonu : Monohrafiia. / Pavlikov A.M., Baliasnyi D.K., Harkava O.V., Dovzhenko O.O., Mykytenko S.M., Pinchuk N.M., Fedorov D.F. ; Za red. A.M. Pavlikova. – Poltava: TOV «ASMI», 2017. – 155 s.
2. Pavlikov A.M. Neliniina model napruzhenno-deformovanoho stanu kosoavantazhenykh zalizobetonnykh elementiv u zakrytychnii stadii : monohrafiia / A.M. Pavlikov. – Poltava, 2007. – 320 s.
3. Pavlikov A. Experimental and Theoretical Testing Results of Reinforced Concrete Columns under Biaxial Bending / A.M. Pavlikov, O.V. Harkava, Yu.O. Prykhodko, B.A. Baryliak // International Journal of Engineering & Technology, 7 (4.8). – 2018. – P. 145 – 151.
4. Pavlikov A.M. Rozrakhunok nesuchoi zdatnosti kolon pry yikh kosomu deformuvanni u skladi bezkapitelno-bezkonsolno-bezbalkovoi konstruktyvnoi systemy budivel / A.M. Pavlikov, O.V. Harkava // Resursoekonomni materialy, konstruktsii, budivli ta sporudy : zb. nauk. prats. – Rivne : NUVHP, 2016. – Vyp. 33. – S. 191 – 199.
5. Klymenko E.V. Jeksperymentalno-statystycheskoe modelyrovanye raboty zhelezobetonnykh kolonn, povrezhdennykh v protsesse jekspluatatsyy / E.V. Klymenko, A. D. Dovhan, Zhelko Kos // Visnyk Odeskoi derzhavnoi akademii budivnytstva ta arkhitektury. – 2017. – Vyp. 67. – S. 37 – 42.
6. Chen S.F. Design of biaxially loaded short composite columns of arbitrary section / Chen S.F., Teng J.G., Chan S.L. // Journal of Structural Engineering, 2001. – Vol. 127(6). – P. 678 – 685.
7. Bouzid T. Practical method for analysis and design of slender reinforced concrete columns subjected to biaxial bending and axial loads / T. Bouzid, K. Demagh // Slovak journal of civil engineering . – Bratislava: Slovak university of technology, 2011. – Vol.1. – P. 24 – 32.
8. Hong H. Strength of Slender Reinforced Concrete Columns under Biaxial Bending / H. Hong // Journal of Structural Engineering, 2001. – Vol.127(7). – P. 758 – 762.
9. Rodriguez J.A. Biaxial Interaction Diagrams for Short RC Columns of Any Cross Section / J.A. Rodriguez, D.J. Aristizabal-Ochoa // Journal of Structural Engineering, 1999. – Vol. 125. – Issue 6.
10. Yevrokod 2. Proektuvannia zalizobetonnykh konstruktsii. Chastyna 1-1. Zahalni pravyla i pravyla dlia sporud: DSTU-N B EN 1992-1-1:2010. – K.: Minrehionbud Ukrainy, 2012. – 312 s.

### STRENGTH ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS OF FLAT SLAB FRAMES

**Abstract.** *The article considers the kind of work of the columns in the flat slab frame structural systems of buildings, provides justification for their complex deformation and names the factors that may be the cause. The current state of methods for biaxially bended reinforced concrete elements analysis and ways to improve them are highlighted. The strength analysis method for biaxially bended reinforced concrete columns is based on the recommendations of Eurocode 2. In order to simplify the calculation without significant consequences for its accuracy the rectangular distribution of stresses is adopted in compression concrete, and a two-line diagram with a horizontal top branch without strain limit is used to describe the stress-strain state in reinforcement. The deformation criterion is accepted as the strength criterion. To determine the angle of inclination of the neutral axis, the theorem on the location of external and internal forces in one plane, which forms an angle with the vertical axis of inertia of the section, is used. Based on the conditions of ultimate equilibrium, analytical expressions are obtained to determine all parameters of the stress-strain state when calculating the strength of biaxially bended columns, namely: the angle of the neutral axis inclination to the horizontal axis of inertia, the neutral axis depth and the value of destructive force at given eccentricities of its application. The developed method of the strength analysis of reinforced concrete columns under biaxial bending is based on clear physical and geometric laws and does not contain simplifications that could greatly affect the result of the calculation. In deriving the calculation formulas, the position of the neutral axis in the rectangular section of the biaxially bended columns is considered, at which the compressed concrete zone has the form of a trapezoid. Experimental and the-*

*oretical studies show that this form of the compressed zone is the most characteristic of biaxially bended columns. The obtained dependences can be used both to check the bearing capacity of biaxially bended columns, and to determine the required area of reinforcement, which confirms the generality of the accepted design model. The formed analytical apparatus is simple and can be implemented in any computer environment.*

***Key words: reinforced concrete, column, biaxial bending, strength, analysis.***

**Pavlikov A.M.**

ScD, Professor, Head of the Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures and Strength of Materials,  
National University “Yuri Kondratyuk Poltava Polytechnic”, Poltava

**Harkava O.V.**

PhD, Associate Professor, Associate Professor at the Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures and Strength of Materials,  
National University “Yuri Kondratyuk Poltava Polytechnic”, Poltava

**Barylyak B.A.**

Postgraduate Student at the Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures and Strength of Materials,  
National University “Yuri Kondratyuk Poltava Polytechnic”, Poltava

УДК 691.327:642.02.86

DOI <https://doi.org/10.32782/2664-0406.2020.38.5>

### **Постернак О.О.**

к.т.н., доцент, доцент кафедри залізобетонних конструкцій і транспортних споруд, Одеська державна академія будівництва та архітектури, м. Одеса

### **Кравченко С.А.**

к.т.н., доцент, доцент кафедри залізобетонних конструкцій і транспортних споруд, Одеська державна академія будівництва та архітектури, м. Одеса

### **Агаєва О.А.**

к.т.н., асистент кафедри залізобетонних конструкцій і транспортних споруд, Одеська державна академія будівництва та архітектури, м. Одеса

## **НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН І ПІДСИЛЕННЯ КОМБІНОВАНИХ СТИКІВ ПАНЕЛЬНИХ БУДИНКІВ**

***Анотація.** Одним зі способів вирішення житлової проблеми в Україні є підвищення доступності житла для широкого кола населення. Економічно вигідною є реконструкція великопанельних житлових будівель перших масових серій.*

*З аналізу останніх досліджень комбінованих стиків панелей виявлено, що руйнування може відбуватися за контактною і за платформною ділянкою стиків.*

*У роботі визначені найбільш вразливі зони комбінованих стиків і з'ясовані ефективні конструктивно-технологічні рішення їх підсилення, що дозволяє доцільно використовувати їх несучу здатність.*

*Дослідження виконувалися на моделях фрагментів комбінованого стику, з застосуванням програмного комплексу «Ліра».*

*Під час зміни будь-якого параметра контролю якості монтажу більш припустимою величини може виникати перерозподіл зусиль в стику між конструкціями будівлі, що може мати істотний вплив на несучу здатність стику і призвести до необхідності його підсилення.*

*Із проведених досліджень ряду вітчизняних і закордонних вчених видно, що руйнування стиків великопанельних будинків відбувалося зазвичай за розрахунковими зонами відриву, зсуву і роздавлювання. Збільшуючи зусилля опору руйнуванню однієї із цих зон, можна контролювати підсилення комбінованого стику залежно від діючих навантажень, міцності матеріалів і виявлених дефектів.*

*Встановлено, що напружено-деформований стан бетону стінових панелей у зоні стику практично не змінюється при кріпленні кутка або бетонного поясу низу плити перекриття у платформеній частині. Зниження напружень у платформеній частині нижньої стінової панелі під плитою перекриття свідчить про те, що даний варіант підсилення спрямований в основному на сприйняття додаткових зусиль від плити перекриття. Величина включення в роботу ширини елемента підсилення  $\Delta L_{loc}$  склала  $0,1h$ .*

*Було вивчено характер і ступень впливу при збільшенні ширини платформеної частини низу і зверху плити перекриття. Визначено, що ширина майданчика передачі зусиль  $\Delta L$  становить близько  $(0,5 - 0,7)h$ . При цьому величина  $\Delta L$  приймає значення не більше ширини елемента підсилення. Несуча здатність зразка при зміні розмірів залізобетонного поясу збільшувалася до 115% у порівнянні зі зразками без підсилення.*

*У результаті проведених теоретичних досліджень підібрані найбільш раціональні варіанти підсилення, які дозволяють використовувати повну несучу здатність комбінованого стику.*

*Отримано характер зміни напружено-деформованого стану зразків комбінованого стику відносно запропонованих варіантів підсилення.*

**Ключові слова:** *стики, підсилення, панельні будинки.*

**Постановка проблеми.** На теперішній час житлова проблема в Україні є однією з найбільш істотних. Серед способів вирішення цієї проблеми – підвищення доступності житла для широкого кола населення. Зрозуміло, що доступність житла у першу чергу залежить від його собівартості, на яку впливає індустріалізація будівництва, швидкість зведення і проектування, застосування типових рішень. При цьому реконструкцію великопанельних житлових будівель перших масових серій можна розглядати як одне з економічно вигідних рішень в області будівництва.

**Аналіз останніх досліджень.** Раніше були проведені дослідження комбінованих стиків, які представлені в роботах Б.С. Соколова, Р.П. Нікітіна, О.А. Гагаріна, І.Н. Драгільова та ін. На підставі проведених досліджень [1; 2] доведено, що руйнування комбінованих стиків може відбуватися як за контактною, так і за платформною ділянкою. Із поданих ними публікацій, пов'язаних із роботою стиків під навантаженням, можна зробити висновок, що в контактній зоні відбувається ущільнення бетону, під дією якого в панелях утворюються вертикальні тріщини, і руйнування відбувається від досягнення опору бетону відриву, зсуву і роздавлюванню. У платформеній частині руйнування бетону, як правило, відбувається від досягнення опору зсуву бетону.

**Мета роботи** полягала у визначенні найбільш вразливих зон комбінованих стиків і ефективного конструктивно-технологічного рішення підсилення цих стиків, що дозволить доцільно використовувати їхню несучу здатність.

**Об'єкти та методи досліджень.** Об'єктами досліджень були моделі фрагментів комбінованого стику.

Дослідження проводились у програмному комплексі «Ліра», з введенням основних фізико-механічних характеристик матеріалу з реальних зразків, які були досліджені в лабораторних умовах. Використовувались відомі методи підсилення стиків.

**Результати досліджень.** Згідно з [3] контрольованими параметрами при контролі якості монтажу стінових панелей і плит перекриття є:

1) геометрична точність розташування панелей відносно осьових ліній в плані;

2) відхилення по вертикалі в межах зсуву граней у нижньому перерізі відносно рисок;

3) з'єднання закладних деталей, їх антикорозійний захист;

4) замонолічування стикових з'єднань.

Контроль якості передбачає оцінку геометричних розмірів і стану збірних конструкцій, що доставляються на будівельний майданчик. Не допускаються відхилення від геометричних розмірів довжини, висоти і товщини панелей більше 5 мм і більше 50 мм на 1 м ребра, наявність тріщин шириною більше 0.2 мм та ін.

З цього випливає, що при зміні будь-якого параметра стику більш припустимої величини може виникати перерозподіл зусиль у стикі між конструкціями будівлі, що може призвести до непроектного рішення.

Проведений аналіз комбінованого стику, технології монтажу та можливих відхилень дає можливість визначити необхідні параметри, при зміні яких відбудеться істотний вплив на несучу здатність стику і виникне необхідність у підсиленні.

При проведенні оцінки технічного стану панельних будівель м. Одеси було виявлено велику кількість дефектів

у комбінованому стику, яка викликає необхідність у підсиленні стиків. Причиною для підсилення є:

- 1) пошкодження та дефекти, які отримані швидше за все внаслідок неякісного виготовлення, транспортування або монтажу;
- 2) використання матеріалів низької якості, які не відповідають стандартам;
- 3) перевищення величини відхилення, яка допускається при монтажі панелей;
- 4) неякісне заповнення розчинних швів;
- 5) невідповідний вибір герметизуючих матеріалів та ін.

Найбільша частина досліджень роботи горизонтальних стиків великопанельних будинків була проведена вітчизняними і закордонними вченими ЦНПЕП житла, ЦНДІБК ім. Кучеренко – Лишаком В.І., Камейко С.А., Драгільовим В.І., Цімблером В.Р., Горачеком Е., Пуме Д. Варіанти ремонту та підсилення горизонтальних стиків були запропоновані Віленським С.Б., Якубом О.Ю., Михайликом Ю.Н. Барковим Ю.В., Сендеровим Б.В. (влаштування вклеєних вкладок з арматури [4]); Академії комунального господарства ім. К.Д. Памфілова – Вавуло Н.М.; Є.П. Александряном (влаштування полімерармованих шпонок [5]); Шапіро Р.В., Вишняковим Ю.С. (підсилення стиків шляхом ін'єкції цементного розчину у вертикальні шви [6]); більшість з яких узагальнено в роботах Мальганова А.В., Плевкова В.С., Поліщука А.В. [7].

Із проведених досліджень ряду авторів видно, що руйнування відбувалося зазвичай за такими розрахунковими зонами: відриву, зсуву і роздавлювання. Збільшуючи зусилля опору руйнуванню однієї з цих зон, ми отримуємо можливість контролювати підсилення комбінованого стику залежно від діючих навантажень, міцності матеріалів і виявлених дефектів.

За результатами розрахунків встановлено, що напружено-деформований стан бетону стінових панелей у зоні стику

практично не змінюється при кріпленні кутка або бетонного поясу знизу плити перекриття у платформеній частині.

Слід відзначити зниження напружень у платформеній частині нижньої стінової панелі під плитою перекриття, що свідчить про те, що даний варіант підсилення спрямований в основному на сприйняття додаткових зусиль від плити перекриття (рис. 1). Величина включення в роботу ширини елемента підсилення  $\Delta L_{loc}$  склала  $0,1h$ .

Наступним етапом дослідження було вивчення характеру і ступеня впливу при збільшенні ширини платформеної частини знизу і зверху плити перекриття.

Метою даного розрахунку було встановлення впливу співвідношення розмірів елемента підсилення на несучу здатність елемента комбінованого стику, визначення відстані  $\Delta L$ , через яку передається навантаження від верхньої стінової панелі на нижню. Елементи підсилення для даного способу моделювалися за допомогою кінцевих елементів балки-стілки (рис. 2). Відстань  $\Delta L$  визначали за ізополями стискаючих напружень.

При проведенні досліджень було розглянуто вплив висоти і ширини елементів підсилення на величину  $\Delta L$  і несучу здатність зразка комбінованого стику. Результати для зміни величини  $\Delta L$  зведені у таблиці 1.

При проведенні аналізу табл. 1 видно, що ширина майданчика передачі зусилля  $\Delta L$  становить близько  $0,5-0,7$  від висоти елемента підсилення  $h$ .

При цьому величина  $\Delta L$  приймає значення не більше ширини елемента підсилення. Враховуючи клас бетону елемента підсилення С 16/20, величину  $\Delta L$  визначаємо з формули:  $\Delta L = h / \operatorname{tg} \alpha$ ,  $\operatorname{tg} \alpha = 0,25(11,5/0,9) - 1,56 = 1,63$ , тоді  $\Delta L = 0,6h$  що підтверджує результати проведених обчислень. Несуча здатність зразка при зміні розмірів залізобетонного поясу збільшувалася до 115% у порівнянні зі зразками без підсилення.



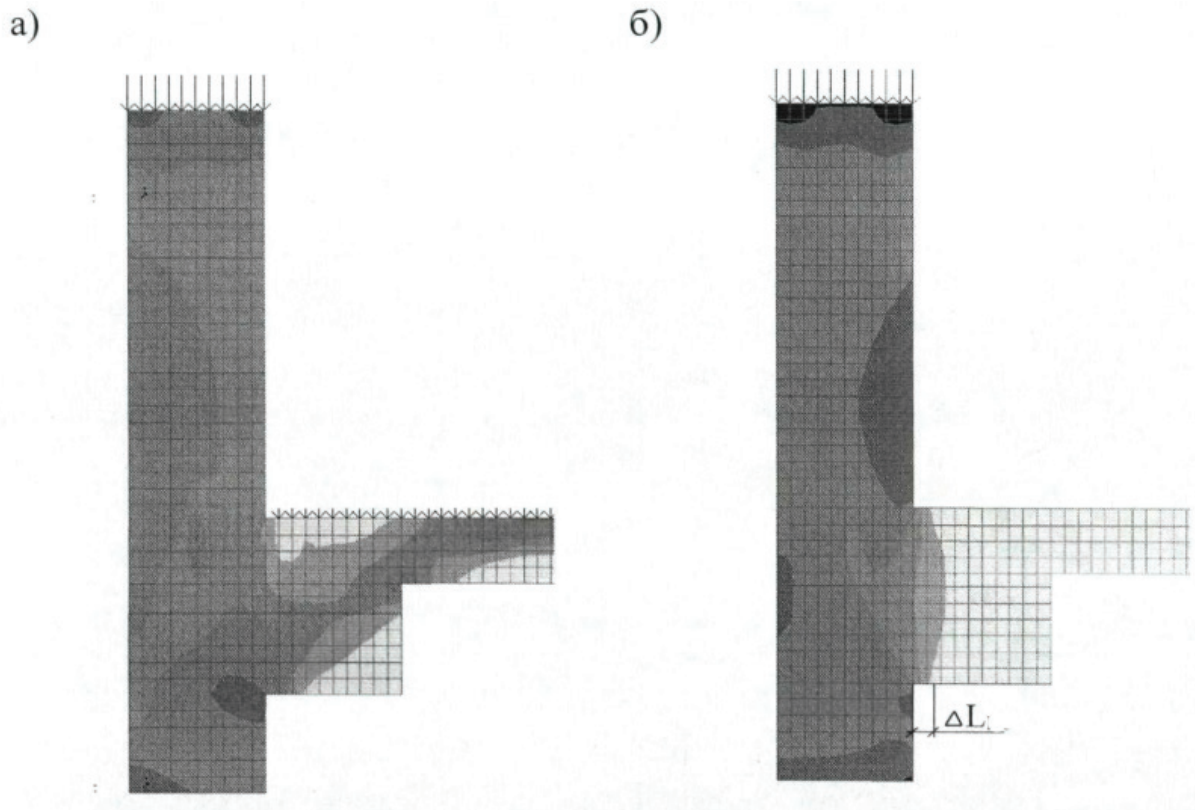


Рис. 1. Напружений стан зразка стику при підсиленні платформеної частини

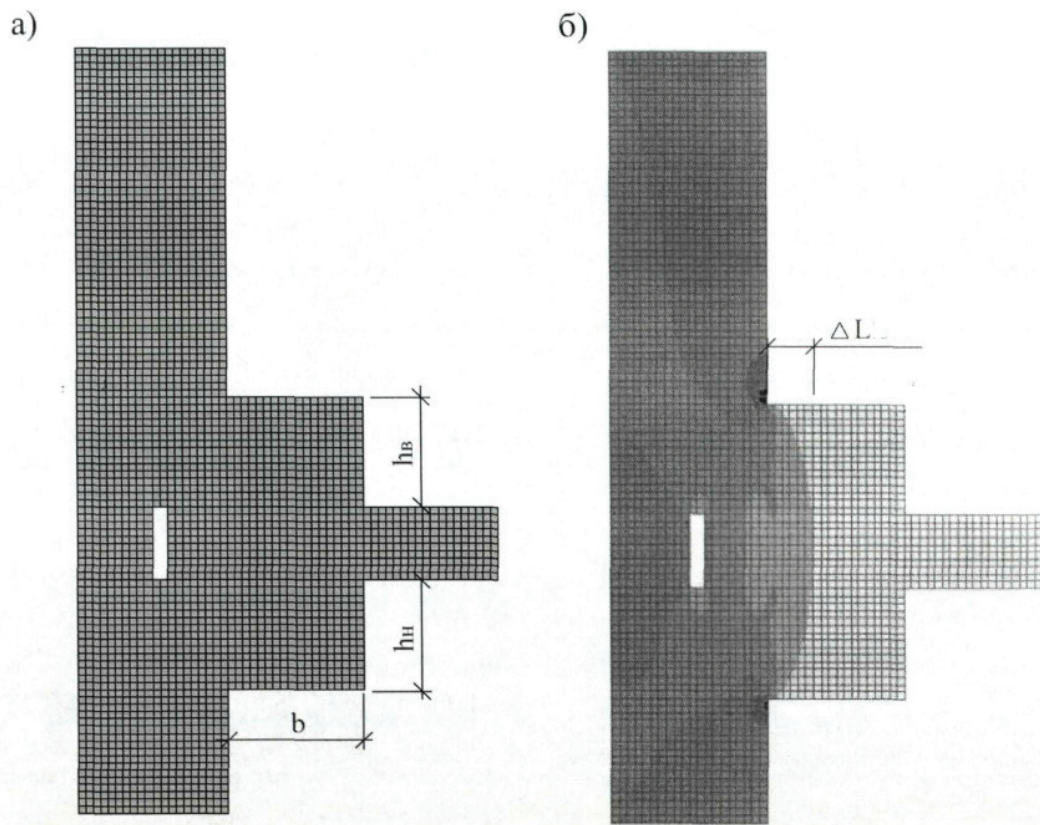


Рис. 2. Ізополя напружень: а) скінченно-елементна модель, б) розподіл стискаючих напружень у стику

**Таблиця 1.** Залежність ширини майданчика передачі зусилля  $\Delta L$  від висоти  $h$  та ширини  $b$  елемента підсилення

$h \setminus b$ , мм	220	440	660	880	1100	1120	1140	1160	1180	2200	2220	2240	2260	280	300
	$\Delta L$ , мм														
550	220	440	440	440	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550
1100	220	550	660	660	660	660	770	880	880	880	880	880	880	880	880
1150	220	440	660	880	880	880	990	990	1100	1110	1110	1110	1110	1120	1120
2200	220	440	660	880	990	1100	1100	1100	1110	1120	1120	1130	1140	1140	1140
2250	220	440	660	880	1100	1110	1120	1110	1110	1120	1130	1140	1140	1150	1160
3300	220	440	660	880	1100	1110	1120	1130	1140	1130	1130	1140	1140	1150	1160
3350	220	440	660	880	1100	1110	1130	1130	1120	1120	1130	1140	1140	1150	1160

**Висновки.** При проектуванні, будівництві, експлуатації, а також реконструкції панельних будинків виявлено утворення дефектів в стиках, які вимагають оцінки їх несучої здатності.

У результаті проведених теоретичних досліджень підібрані найбільш раціональні

варіанти підсилення, які дозволяють використовувати повну несучу здатність комбінованого стику.

Отримано характер зміни напружено-деформованого стану зразків комбінованого стику відносно запропонованих варіантів підсилення.

### Література

1. Никитин Г.П. Совершенствование методики расчета платформенных стыков панельных стен. Проект и реализация – гаранты безопасности жизнедеятельности: Труды общего собрания РААСН. Москва – Санкт-Петербург, 2006. Том 1. С. 226–231.
2. Гагарина А.А. Исследование напряженного состояния наружных и внутренних стен жилых зданий при действии вертикальных и горизонтальных нагрузок. Москва : Стройиздат, 1976.
3. Дроздов П.Ф., Себякин И.М. Проектирование крупнопанельных зданий. Москва : Стройиздат, 1968. 418 с.
4. Рекомендации по ремонту стыков панелей наружных стен полносборных домов. Москва : ЦНИИЭП жилища, 1987.
5. Рекомендации по восстановлению и усилению крупнопанельных зданий полимеррастворами. Тбилиси : Ротапринт ТбилЗНИИЭП, 1984. 112 с.
6. Шапиро Г.И., Вишняков Ю.В. Вариант усиления платформенных стыков. Жилищное строительство. Москва : Стройиздат, 2004. № 5.
7. Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. Атлас схем и чертежей. Томск : Томский межотраслевой ЦНТИ, 1990. 316 с.

### References

1. Nikitin G. P. Sovershenstvovanie metodiki rascheta platformennyh stykov panel'nyh sten/B. S. Sokolov, G. P. Nikitin // Proekt i realizaciya – garanty bezopasnosti zhiznedeyatel'nosti: Trudy obshchego sobraniya RAASN. Moskva – Sankt-Peterburg, 2006. Tom 1. S. 226-231.
2. Gagarina A. A. Issledovanie napryazhennogo sostoyaniya naruzhnyh i vnutrennih sten zhilyh zdaniy pri dejstvii vertikal'nyh i gorizonta'nyh zagruzok/A. A. Gagarina. – M.: Strojizdat, 1976.
3. Drozdov P. F., Sebyakin I. M. Proektirovanie krupnopanel'nyh zdaniy/ P. F. Drozdov, I. M. Sebyakin. – M.: Strojizdat, 1968. – 418 s.
4. Rekomendacii po remontu stykov panelej naruzhnyh sten polnosbornyh domov. – M.: CNIIEP zhilishcha, 1987.
5. Rekomendacii po vosstanovleniyu i usileniyu krupnopanel'nyh zdaniy polimerrastvorami. – Tbilisi: Rotaprint TbilZNIIEP, 1984,- 112 s.
6. SHapiro G. I., Vishnyakov YU. V. Variant usileniya platformennyh stykov. // ZHilishchnoe stroitel'stvo/G. I. SHapiro, YU. V. Vishnyakov. – M.: Strojizdat, 2004. – №5.
7. Mal'ganov A. I., Plevkov B. C., Polishchuk A. I. Vosstanovlenie i usilenie stroitel'nyh konstrukcij avarijnyh i rekonstruiruemyyh zdaniy. Atlas skhem i chertezhej / A. I. Mal'ganov, V. S. Plevkov, A. I. Polishchuk. – Tomsk: Tomskij mezhotraslevoj CNTI, 1990. –316 s.

### STRESS-STRAIN STATE AND REINFORCEMENT OF COMBINED JOINTS OF PANEL HOUSES

**Abstract.** *The improving housing affordability for a wide range of people is one of the ways to solve the housing problem in Ukraine. The reconstruction of the first mass series large-panel residential buildings is cost-effective.*

*The analysis of last researches of combined joints of panels revealed that destruction can occur by the contact and the platform section of joints.*

*In the work the most vulnerable zones of combined joints were identified and effective structural and technological solutions for their reinforcement were elucidated, that makes it possible to use their carrying capacity.*

*The research was carried out on models of the combined joint fragments, using the “Lira” software complex.*

*If any parameter of the installation quality control is changed to a more permissible value, there may be a redistribution of forces in the joint between the structures of the building, which can have a significant impact on the bearing capacity of the joint and lead to the need to strengthen it.*

*From the studies of domestic and foreign scientists, it can be seen that the destruction of the large-panel houses joints usually occurred in the settlement zones of separation, landslide and crush. By increasing the rupture resistance forces of one of these zones, the reinforcement of the combined joint can be controlled depending on the acting loads, the strength of the materials and the detected defects.*

*It was established that the stress-strain state of the concrete in wall panels in the joint zone practically does not change when fixing the corner or concrete belt below the floor slab in the platform part. The reduction of stresses in the platform part of the lower wall panel under the floor slab indicates that this reinforcement option is mainly aimed at perceiving additional forces from the floor slab. The amount of inclusion in the operation of the reinforcement element width  $\Delta L_{loc}$  was  $0,1h$ .*

*The character and degree of impact of an increasing width of the platform part from below and top of slab were studied.*

*There were defined that the width of efforts transmission platform and  $\Delta L$  is about  $(0,5 - 0,7)h$ . If the whole  $\Delta L$  value does not exceed gain element width. The bearing capacity of the sample when changing the dimensions of the reinforced concrete belt increased to 115% compared to samples without reinforcement.*

*As a result of theoretical studies, the most rational reinforcement options, which allow using the full bearing capacity of the combined joint, have been selected.*

*The character of samples stress-strain state change combined joint relative to proposed variants of reinforcement is obtained.*

***Key words: joints, reinforce, prefabricated buildings.***

**Posternak A.A.**

PhD in Engineering, Associate Professor, Associate Professor at the Department of Reinforced Concrete Structures and Transport Facilities, Odesa State Academy of Construction and Architecture, Odesa

**Kravchenko S.A.**

PhD in Engineering, Associate Professor, Associate Professor at the Department of Reinforced Concrete Structures and Transport Facilities, Odesa State Academy of Construction and Architecture, Odesa.

**Ahaieva O.A.**

PhD in Engineering, Assistant at the Department of Reinforced Concrete Structures and Transport Facilities, Odesa State Academy of Construction and Architecture, Odesa

УДК 666.972.16

DOI <https://doi.org/10.32782/2664-0406.2020.38.6>**Шептун С.Ю.**

к.т.н., доцент кафедри надійності, прочності і технічного сервісу машин імені В.Я. Аниловича,  
Харьковский национальный технический университет сельского хозяйства імені Петра Василенко, г. Харьков

## **ВЛИЯНИЕ МИКРОДИСПЕРСНЫХ НАПОЛНИТЕЛЕЙ ИЗ СЫРЬЯ ТЕХНОГЕННЫХ ОТХОДОВ НА АДГЕЗИОННУЮ ПРОЧНОСТЬ НАЛИВНЫХ ПОЛОВ**

***Анотація.** Упродовж багатьох років стоїть питання про ефективність застосування відходів промисловості у складах сухих будівельних сумішей. Після багаторічної роботи промислових підприємств залишено велику кількість відходів виробництва, які практично не використовуються. Особливо гострим є питання про використання відходів виробництва на підприємствах феросплавної промисловості. У статті приведені результати впливу відходів виробництва на адгезію до бетонної основи складів на цементній основі для улаштування наливних підлог.*

*Монолітні безшовні покриття в більшості випадків застосовуються в промислових, сільськогосподарських і громадських (спортивних, навчальних та ін.) будівлях. Підлоги промислових будівель повинні відповідати підвищеним вимогам на опір механічним впливам, а для деяких виробництв – бути хімічно- і теплостійкими і ін. Підлоги цивільних будинків повинні мати необхідну міцність, зносостійкість, пружність, гладку поверхню, невисоку теплопровідність, легко очищатися від забруднень, мати естетичний вигляд і відповідати дизайну інтер'єру.*

*На сьогодні ще немає загальноприйнятої теорії, яка повністю пояснює процес адгезії. У зв'язку з різноманітністю явищ, які відбуваються на різних етапах процесу зчеплення матеріалів, створення загальної теорії процесів адгезії значно ускладнене. Жодна з наявних теорій не є універсальною. Водночас не можна віддати перевагу жодній з цих теорій. Кожна з них вносить свій внесок у загальну теорію механізму склеювання.*

*Для вивчення адгезійних властивостей складу на цементному в'язкому були використані в якості наповнювачів відходи виробництва: шлам від мокрого газоочищення виробництва феросиліцію, шлам водопом'якшення Харківської ТЕЦ – 5 і керамзитовий пил. У результаті було виявлено позитивний та негативний вплив мікронаповнювачів на властивості сухих будівельних сумішей. У статті представлені порівняльні дані щодо міцності адгезії до бетонної основи при додаванні мікронаповнювачів трьох видів, які були вказані вище.*

***Ключові слова:** суха будівельна суміш, наливна підлога, мікронаповнювач, шлам, керамзитовий пил, адгезія, відходи виробництва.*

**Постановка проблеми.** В последние годы растет потребление таких материалов, как кладочные, выравнивающие и штукатурные составы для внутренних и наружных работ на цементном и гипсовом вяжущем, специальных материалов, таких как клеи, наполнители, армированные растворы, цветные шту-

атурные составы и др. Применение сухих строительных смесей заводского изготовления позволяет удовлетворить все более возрастающие требования к качеству и экономичности строительства [1, с. 5].

Применение сухих строительных смесей заводского изготовления для проведения строительных и ремонтных работ

значительно повышает их продуктивность [2, с. 28].

Пол гражданских и промышленных зданий – это основной элемент конструкций и интерьера здания, который воспринимает эксплуатационные воздействия, на котором осуществляется весь производственный процесс и жизнедеятельность людей.

Основными типами полов являются: бетонные, цементные, асфальтовые, асфальтобетонные, металлические, металлоцементные, мозаичные, каменные, керамические, деревянные и др.

В наше время в конструкции пола выделяют: основание, подстилающий слой [3, с. 20], звукоизоляция, теплоизоляция, стяжка, гидроизоляция, грунтовка, покрытие [4, с. 17].

Существуют следующие типы материалов для покрытий полов: монолитные бесшовные (цементно-бетонные, асфальтобетонные, полимерные мастичные, кислитолевые, земляные, глинобитные и др.); листовые и рулонные материалы (линолеум, синтетические ворсовые покрытия, сверхтвердые древесноволокнистые плиты и др.); штучные материалы (паркет, доски, керамическая плитка, бетонные и каменные плиты, металлические плиты и др.).

В производственных помещениях часто применяются монолитные покрытия из композиций на цементных вяжущих. Такие покрытия имеют хорошие эксплуатационные характеристики и сравнительно невысокую стоимость.

Полы должны обладать необходимой прочностью, износостойкостью, упругостью, гладкостью, невысокой теплопроводностью, легко очищаться от загрязнений, иметь эстетичный вид и соответствовать дизайну интерьера.

**Анализ последних исследований.** На сегодняшний день еще нет общепринятой теории, которая полностью объясняла процесс адгезии. В связи с разнообразностью явлений, которые происходят на разных этапах процесса сцепления материалов, создание общей теории процессов адгезии значительно усложняется.

Одной из первых теорий, которая была предложена для объяснения процесса склеивания, была гипотеза Мак-Бена, которая рассматривает этот процесс как механическое «заклинивание» клеящего вещества в порах материала. Однако, предположения Мак-Бена были опровергнуты в работе. Позже появились мнения про так называемую «специфическую» адгезию. Под адгезией принято понимать сцепление, которое возникает между двумя соприкасающимися материалами. При случае клеевых соединений адгезия – это сцепление между клеящим веществом и поверхностью, которая склеивается. При рассмотрении адгезионных явлений необходимо учитывать и когезию – сцепление в середине склеенных материалов. В настоящий момент наибольшее значение набирают адсорбционная, электрическая, диффузионная и химическая теория адгезии.

Адсорбционная теория адгезии рассматривает создание связи между клеящим веществом (адгезивом) и материалом (субстратом) как результат действия междумолекулярных сил. Впервые на значение адсорбционных явлений для процесса адгезии было указано [5] еще в 1926 г. Тем не менее основы адсорбционной теории адгезии были разработаны значительно позже Дебройном и Мак-Лареном.

В соответствии с представлениями Мак-Ларена образование клеящего шара происходит в две стадии. На первой стадии происходит перемещение (миграция) молекул адгезива к поверхности субстрата, и полярные группы молекул приближаются к полярным участкам субстрата, на второй стадии наблюдается сорбция. При достаточно близком расстоянии между молекулами адгезива и субстрата начинают действовать молекулярные силы (дисперсные, индукционные, электростатические), которые приводят к образованию разных связей (диполь-диполь, диполь-наведенный диполь, водородная связь и др.).

Электрическая теория адгезии, которую развили Б.В. Дерягин и Н.А. Крото-

ва, основывается на представлении про двойной электрический шар, который образуется при тесном контакте двух поверхностей.

В.В. Карасев, Н.А. Кротова и Б.В. Дерягин при отрыве клеящих пленок открыли явление электронной эмиссии, которая подтверждает электрическую теорию адгезии.

Электрическая теория адгезии не имеет универсального характера и имеет недостатки. К примеру, с точки зрения только этой теории тяжело объяснить увеличение адгезии в меру сближения природы материалов, которые соединяются один с другим. Если бы все зависело от образования двойного электронного шара, должна была наблюдаться обратная зависимость [6, с. 78].

В соответствии с химической теорией адгезия разных материалов обусловлена образованием химических связей.

Энергия связей наиболее высока в химических, меньшей степенью в водородных, электростатических, дисперсных и индуктивных связях.

Ни одна из представленных теорий не является универсальной. В то же время нельзя отдать предпочтение ни одной из этих теорий. Каждая из них вносит свой вклад в общую теорию механизма склеивания.

При формировании клеящей пленке происходят усадочные явления, которые приводят к возникновению внутренних напряжений, которые негативно влияют на прочность клеевых соединений.

Многими исследованиями установлено, что с уменьшением толщины клеящей пленки увеличивается прочность клеящего соединения. Тонкий клеящий шар прочней потому, что вероятность появления в нем дефектов меньше, чем в более толстом клеевом шаре. Влияние толщины клеящего шара на прочность связана с одновременным действием двух факторов – пластической текучести и внутренних напряжений [7, с. 28].

Наряду с введением полимерных добавок известен ряд способов улучше-

ния клеящей способности цементного камня. Один из них основан на концепции, которая рассматривает цементный камень как микробетон. В соответствии с этой концепцией рационально повышать дисперсность цементного клея, обеспечивая его полную гидратацию. Зерна цемента крупностью больше 40 мкм, которые практически не гидратируются, рационально заменить наполнителями. На этой концепции основываются технологии сухого и мокрого помола цемента вместе с песком и другими наполнителями, в результате чего получается коллоидный цементный клей. Помол цемента не получил распространения в связи с высокой энергоемкостью, несовершенной конструкцией помольных агрегатов и быстрой потерей активности [8, с. 61].

Значительное развитие получили исследования по активации цементного вяжущего, а также смеси цемента с наполнителями. К наполнителям относят порошкоподобные или волокнистые материалы, которые применяют для экономии вяжущего и регулирования физико-технических свойств композиционных материалов, в том числе строительных [9, с. 156].

Зола уноса активно влияет на всех стадиях гидратации и структурообразования цементных систем, формирование структуры композиционных строительных материалов, то есть последовательного перехода от коагуляционной структуры к образованию пространственного кристаллического каркаса. Введение золы-уноса в растворные смеси в качестве активного наполнителя является известным технологическим приемом, который направлен на снижение расхода цемента и извести [9, с. 157].

Введение карбонатного наполнителя увеличивает, как и зольный наполнитель, объем гидратных новообразований, что также позитивно влияет на величину адгезионной прочности растворов. Увеличение содержания карбонатной пыли до

15% от массы цемента приводит к увеличению адгезионной прочности на 16...33% во все сроки твердения [10, с. 89].

Дополнительным фактором, который способствует увеличению адгезионной прочности, служит увеличение дисперсности золы-уноса. Так, помол золы до удельной поверхности 390 м<sup>2</sup>/кг позволяет увеличить прочность сцепления раствора с основой в возрасте 7 суток на 14...26%, в возрасте 28 суток – на 13...18%. [10, с. 94].

**Цели работы.** Целью исследования является увеличение адгезии раствора сухой строительной смеси к бетону за счет использования отходов производства.

Использование отходов производства таких, как шлама от мокрого газоочистки производства ферросилиция и керамзитовой пыли, должно не только удешевить себестоимость смесей, но и способствовать решению экологических проблем.

**Результаты исследований.** На основе проведенного анализа можно предположить, что для улучшения физико-технических свойств сухих строительных смесей возможно использовать тонкодисперсные наполнители, в частности: шлам от мокрого газоочистки производства ферросилиция, керамзитовую пыль, получаемую при обжиге керамзитового гравия; шлам водоумягчения ТЭЦ – 5.

**Таблица 1.** Химический состав шлама

Наименование шлама	Содержание компонентов, %										
	SiO <sub>2</sub>	Fe <sub>3</sub> O <sub>4</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	MgO	K <sub>2</sub> O	Na <sub>2</sub> O	TiO	P <sub>4</sub> O <sub>10</sub>	MnO	п. п. п.
Более 20 лет хранения после производства	81,3	3,6	3,5	1,2	1,0	0,9	0,65	0,1	0,03	0,01	7,71

**Таблица 2.** Адгезионная прочность разработанных составов

Цемент ПЦ-500	33				
Песок	65				
Пластификатор Sika	0,5				
Мод цел Вермосолл	0,01				
Редиспергируемый порошок	1,49				
Шлам 25 лет % от цемента	15%	15%	15%	15%	15%
Керамзит % от цемента	-	-	-	5%	10%
Шлам ТЭЦ-5 % от цемента	-	5%	10%	-	-
Вода В/Ц	0,5	0,6	0,6	0,6	0,6
Прочность сцепления с бетонным основанием					
Здн (кгс/см <sup>2</sup> )	5,0	5,0	3,0	6,0	6,0
7дн (кгс/см <sup>2</sup> )	8,0	5,0	2,0	4,5	8,0
14дн (кгс/см <sup>2</sup> )	5,0	5,0	3,0	6,0	6,0
28дн (кгс/см <sup>2</sup> )	10,5	10,5	9,0	14,0	13,0



Шлам от мокрого газоочистки образуется при выплавке ферросилиция во время очистки исходящего ферросплавного газа от пыли по технологии мокрой газоочистки. В ходе этого процесса образуется пульпа, которая транспортируется по трубопроводам в шламонакопители.

Однако нельзя использовать шлам прямо из отвалов. На протяжении многих лет складирования он, под воздействием атмосферных явлений, набирался влаги и собирался в комья. Поэтому его необходимо измельчить. Измельчение шлама проводилось на дезинтеграторе после предварительной его сушки в электрическом сушильном шкафу. В результате измельчения был получен микронаполнитель со средней плотностью 180-250 кг/м<sup>3</sup> и удельной поверхностью 15000-25000 см<sup>2</sup>/г. Химический состав шлама от мокрых газоочисток производства ферросилиция представлен в таблице 1.

Керамзитовая пыль – отход керамзитового производства, получаемый при обжиге керамзитового гравия. Представляет собой мелкодисперсный коричневого цвета кремнеземсодержащий материал, обладающий свойствами активных минеральных добавок, плотностью 2,6 г/см<sup>3</sup> и удельной поверхностью 2500-4000 см<sup>2</sup>/г.

Ведение в сухую строительную смесь керамзитовой пыли способствует повышению пластичности растворной смеси, облегчает нанесение смесей на покрываемую поверхность и решает проблему утилизации техногенного отхода производства. На больших керамзитовых заводах ежедневно может образовываться до 7-8 тонн керамзитовой пыли, чаще всего, которая вывозится на свалку.

Минеральный модификатор в виде шлама водоумягчения Харьковской ТЭЦ – 5 благодаря своей дисперсности (более 2870 см<sup>2</sup>/г) и своеобразию структуры частиц позволяет значительно улучшить эффективность работы пластификато-

ра, модифицированной целлюлозы и диспергируемого сополимерного порошка. Химический состав шлама водоумягчения ТЭЦ – 5 следующий: CaCO<sub>3</sub> – 58,2 %, портландита – 33,4 %, остальное – примеси.

Составы сухих строительных смесей, на которых проводилась оценка влияния сочетаний шлама от мокрого газоочистки производства ферросилиция, керамзитовой пыли и шлама водоумягчения Харьковской ТЭЦ – 5 на адгезию, представлены в таблице 2.

Из полученных результатов видно, позитивное влияние совместного добавления шлама от мокрого газоочистки и керамзитовой пыли. Однако добавление шлама от мокрого газоочистки производства ферросилиция и шлама водоумягчения ТЭЦ не продемонстрировало положительных результатов.

Повышение адгезии цементного раствора к бетону образцов с содержанием керамзитовой пыли достигается за счет увеличения однородности цементного камня.

Введение шлама водоумягчения может иметь негативное влияние на сопротивление цементного раствора к истиранию в связи с тем, что кальцит имеет низкую твердость по сравнению с твердостью кварца (основного компонента шлама от мокрого газоочистки производства ферросилиция) в соответствии со шкалой Мооса. Поэтому ему сложнее противостоять истиранию.

**Выводы.** Благодаря использованию керамзитовой пыли прочность сцепления между бетонным основанием и разработанным составом покрытия пола возросла на 23-33%.

С добавлением керамзитовой пыли и шлама от мокрых газоочисток производства ферросилиция увеличивается контактная зона между заполнителем и цементным камнем. В результате чего увеличивается адгезионная прочность. Применение шлама водоумягчения Харьковской ТЭЦ – 5 не дало позитивного эффекта на прочность адгезии.

### Литература

1. Рекитар Я.А. Долговременные тенденции развития производства строительных материалов и инвестиционная политика в этой области. *Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века*. 2001 г. № 7. С. 4–6.
2. Макаревич М.С. Сухие строительные смеси для штукатурных работ с тонкодисперсными минеральными добавками : дис. на соиск. учен. степ. канд. техн. наук : спец. 05.23.05. Томск, 2005 г. 180 с.
3. Стасенко Ю.М. Современные напольные покрытия. *Строительные материалы, оборудование технологии XXI века*. 2004. № 1. С. 20–21.
4. Голенковская В.А. Устройство наливных полов с применением сухих строительных смесей. *Строительные материалы*. 2000. № 1. С. 16–17.
5. Bancroft M.D., Applied Colloid Chemistry, McGraw. Hill, New York, 1926. P. 81.
6. Москвин Н.И. Физико-химические основы процессов склеивания и прилипания. Изд. «Лесная промышленность», 1964. 248 с.
7. Калашников В.И. Баженов Ю.М., Демьянов В.С. Влияние СП на твердение цемента. *Строительные материалы, оборудование и технологии XXI века*. 2001. № 1. С. 28–29.
8. Соломатов В.И., Дворкин Л.И., Чудновский С.М. Пути активизации наполнителей композиционных строительных материалов. *Изв. вузов: Строительство и архитектура*. 1987. № 1. С. 60–63.
9. Соломатов В.И., Сецев В.П. Химическое сопротивление композиционных строительных материалов. Москва : Стройиздат, 1987. 264 с.
10. Дворкін Л.Й., Дворкін О.Л., Гарніцький Ю.В. Модифіковані золотмісні сухі будівельні суміші для мурувальних та клейових розчинів: монографія. Рівне : НУВГП, 2013. 219 с.

### References

1. Rekitar Ya. A. Dolgovremennyye tendentsii razvitiya proizvodstva stroitelnykh materialov i investitsionnaya politika v etoy oblasti. *Stroitelnyye materialy, oborudovaniye, tehnologii XXI veka*. 2001 g. №7. S. 4-6
2. Makarevich M. S. Suhie stroitelnyye smesi dlya shtukaturnykh rabot s tonkodispersnyimi mineralnyimi dobavkami: dis. na soisk. uchen. step. kand. tehn. nauk: spets. 05.23.05. Tomsk, 2005. 180 s.
3. Stasenko Yu. M. Sovremennyye napolnyye pokryitiya. *Stroitelnyye materialy, oborudovaniye tehnologii XXI veka*. 2004. №1. S. 20-21.
4. Golenkovskaya V. A. Ustroystvo nalivnykh polov s primeneniem sukhikh stroitelnykh smesey. *Stroitelnyye materialy*. 2000. №1. S. 16-17.
5. Bancroft M.D., Applied Colloid Chemistry, McGraw. Hill, New York, 1926. S.81.
6. Moskvina N.I. Fiziko-khimicheskiye osnovyye protsessov skleivaniya i prilipaniya. Izd. «Lesnaya promyshlennost», 1964. 248 s.
7. Kalashnikov V. I., Bazhenov Yu. M., Demyanov V. S. Vliyanie SP na tverdenie tsementa. *Stroitelnyye materialy, oborudovaniye i tehnologii XXI veka*. 2001, №1. S. 28–29.
8. Solomatov V.I., Dvorkin L.I., Chudnovskiy S. M. Puti aktivizatsii napolniteley kompozitsionnykh stroitelnykh materialov. *Izv. vuzov: Stroitelstvo i arhitektura*. 1987. N1. S. 60 – 63.
9. Solomatov V. I., Setsev V. P. Himicheskoe soprotivleniye kompozitsionnykh stroitelnykh materialov. Moskva: Stroyizdat, 1987. 264 s.
10. Dvorkin L. Y., Dvorkin O. L. Modyfikovani zolovmisni sukhi budivelni sumishi dlia muruvalnykh ta kleiovykh rozchyniv: monohrafiya. Rivne : NUVHP, 2013. 219 s.

## THE EFFECT OF MICRODISPERSION FILLERS FROM RAW MATERIALS OF INDUSTRIAL WASTE ON THE ADHESIVE STRENGTH OF SELF-LEVELLING FLOORS

***Abstract.** For many years, there has been a question about the possibility of using industrial waste in the composition of dry building mixtures. After many years industrial enterprises formed a large amount of production waste, which is practically not used in any way. Utilization of the production waste of the ferroalloy industry is especially acute. The article presents the results of the influence of production waste on the adhesive properties of cement-based compositions for the installation of self-levelling floors.*

*Monolithic seamless coatings in most cases are used in industrial, agricultural and public (sports, educational, etc.) buildings. The floors of industrial buildings must meet increased requirements for resistance to mechanical stress, and for some industries – for chemical resistance, heat resistance, etc. The floors of civil buildings must have the necessary strength, resistance, elasticity, smoothness, low thermal conductivity, be easy to clean from dirt, have an aesthetic appearance and match the interior design.*

*To date, there is still no generally accepted theory that fully explains the adhesion process. Due to the variety of phenomena that occur at different stages of the adhesion process of materials, the creation of a general theory of adhesion processes is significantly complicated. None of the existing theories are universal. Each of them contributes to the general theory of the adhesive mechanism.*

*To study the adhesive properties of the composition on a cement binder, production wastes were used as fillers: wet gas cleaning sludge from the production of ferrosilicon, sludge water softening of Kharkiv CHP – 5 and expanded clay dust. As a result, the positive and negative influence of microfillers on the properties of dry building mixtures was revealed. The article presents comparative data on the adhesion strength when adding microfillers of three types, which were mentioned above.*

***Key words:** dry mortar, self-leveling floor, adhesion, waste production.*

### **Sheptun S. Yu.**

Ph.D., Associate Professor at the Department of Reliability, Strength and Technical Service of Machines named after V.Ya. Anilovich, Kharkiv Petro Vasylenko National Technical University of Agriculture, Kharkiv

УДК 691.32

DOI <https://doi.org/10.32782/2664-0406.2020.38.7>**Шишкіна О.О.**

к.т.н., доцент кафедри технології будівельних виробів, матеріалів та конструкцій,  
Криворізький національний університет,  
м. Кривий Ріг, Дніпропетровська область

**Шишкін О.О.**

д.т.н., професор,  
завідувач кафедри технології будівельних виробів, матеріалів та конструкцій,  
Криворізький національний університет,  
м. Кривий Ріг, Дніпропетровська область

### ВПЛИВ ЗМІННИХ НАВАНТАЖЕНЬ І ТЕМПЕРАТУР НА АДГЕЗІЮ ГІПСОЦЕМЕНТНОГО БЕТОНУ

***Анотація.** У статті наведено результати досліджень міцності зчеплення гіпсоцементного бетону, модифікованого сполуками заліза, в умовах дії знакозмінних навантажень і знакозмінних температур. На основі аналізу літературних даних визначена мета досліджень, яка полягає в підвищенні міцності зчеплення гіпсоцементного бетону з поверхнею бетонних конструкцій в умовах дії знакозмінних навантажень та температур. Завдання: дослідити вплив комплексної добавки, що є системою «мінеральний комплекс на основі заліза – поліспирт» на величину адгезії гіпсоцементного бетону до бетонної поверхні в умовах дії знакозмінних навантажень і температур; визначити кількісні показники впливу означеної комплексної добавки. Основою досліджень стали відомі наукові положення. У роботі було вивчено вплив комплексної добавки до гіпсоцементного в'язучого, яка складається із суміші мінерального комплексу, що містить залізо і модифікатора – вищого спирту. Особливістю досліджень представлених в роботі є вивчення одночасного впливу мінерального комплексу, що містить залізо, та вищого спирту на зміну міцності зчеплення гіпсоцементного бетону з поверхнею бетонної конструкції. У процесі досліджень встановлено, що означені мінеральні комплекси, що містять залізо, та застосовані вищі спирти змінюють величину адгезії гіпсоцементних бетонів до бетонної поверхні та зменшують вплив на величину адгезії знакозмінних температур та навантажень. Характер зміни адгезії гіпсоцементного бетону під впливом застосованих мінеральних комплексів, що містять залізо, та вищих спиртів залежить від їх кількості в бетоні. Проведеними дослідженнями встановлено особливості впливу на величину адгезії гіпсоцементного бетону комплексної добавки, яка являє собою дисперсну систему «мінеральний комплекс на основі заліза – поліспирт» залежно від кількості вищого спирту і кількості мінерального комплексу, що містить залізо, в бетоні. Адгезія гіпсоцементного бетону, який містить комплексну добавку, яка являє собою дисперсну систему «мінеральний комплекс на основі заліза – поліспирт», підвищується на 120...190% у порівнянні з бетоном без добавок.*

***Ключові слова:** бетон, мінеральний комплекс, залізо, вищий спирт, міцність зчеплення.*

Постановка проблеми. Тривала експлуатація будівель і споруд більшості підприємств України зумовлює необхідність виконання робіт із відновлення їх експлуатаційних властивостей. Особливо складним є питання відновлення експлуатаційних властивостей бетонів конструкцій, які піддаються дії води або інших рідин.

При цьому важливе значення має напрямок руху цих рідин через тіло конструкції. Так, є значна кількість бетонних і залізобетонних конструкцій, які виконують захисну або огорожувальну роль, наприклад, конструкції підземних споруд (тунелів, гірничих виробок, метрополітенів та інші подібні до них).

Через тіло даних конструкцій, при втраті щільності бетоном в процесі експлуатації, починає просочуватися волога всередину споруди. Ліквідація даного явища питання досить складне і до теперішнього часу не вирішено остаточно.

Складність ремонту таких конструкцій полягає в тому, що зазвичай застосовується технічне рішення – нанесення шару монолітного бетону або покриття водонепроникними складами поверхні конструкцій, які влаштовуються з боку руху рідини, в даному випадку виконати практично неможливо. Оскільки це пов'язано з необхідністю забезпечення доступу до зовнішньої поверхні конструкції, а отже, до розкриття її. При неглибокому закладенні зазначених конструкцій це ще неможливо виконати, хоча призводить до значних, як фінансових, так і фізичних витрат, але при глибокому закладенні (гірничі виробки, метрополітени, тунелі під будівлями) це виконати неможливо.

Створення захисного шару на внутрішній поверхні таких конструкцій ускладнюється необхідністю обмеження його товщини через обмеження в можливості зменшення робочого простору споруди.

Тому захисні покриття для таких конструкцій повинні мати досить високу водонепроникність, для можливості мі-

німізації їх товщини і високою міцністю зчеплення з бетоном конструкцій.

Ще одним важливим фактором, який впливає на кінцеві властивості захисного покриття, особливо на міцність його зчеплення з бетоном конструкції, яку ремонтують, є знакозмінні навантаження, що виникають у цьому покритті в результаті роботи технологічного обладнання або вибухових робіт в прилеглих кар'єрах, що спостерігається в умовах Криворізького залізничного басейну.

Однак вплив знакозмінних механічних впливів при формуванні властивостей вказаних захисних покриттів на їх кінцеві властивості, зокрема на міцність зчеплення з бетоном ремонтіваних конструкцій, одного з найважливіших показників якості ремонтних складів, у даний час практично не вивчено.

У зв'язку із цим проблема управління властивостями водозахисних покриттів бетону в умовах формування цих властивостей під час дії знакозмінних механічних впливів в тому числі сейсмічних є в даний час актуальною.

**Аналіз останніх досліджень.** Бетон являє собою дисперсну систему «цемент – комплексна добавка – заповнювач – вода», яка, згідно з визначенням [1], являє собою систему «матриця – поверхня розділу – заповнювач», в якій матрицею є дисперсна система «цемент – комплексна добавка – вода», або продукт, який утворився в наслідок її гідратації.

У процесі твердіння даної системи утворюється композиційний матеріал, пружні деформації якого, під час дії зовнішнього навантаження, переважають над пластичними. Основною властивістю цього композиційного матеріалу, згідно з [1–4] і з урахуванням мети досліджень даної роботи є міцність зчеплення з основою, з якою цей конгломерат контактував під час тверднення.

Властивості бетону починають формуватися безпосередньо з моменту змішування його компонентів. Тому адгезія

цементного тесту до основи, на яку воно наноситься, є одним із факторів, що визначають кінцеву якість ремонтних бетонів і розчинів.

Відомі дослідження міцності зчеплення цементного тіста і інших захисних покриттів із бетонною поверхнею [4–7] виконувалися в умовах відсутності дії тиску рідини з тіла бетону. Дані ж про вплив на міцність зчеплення цементного тіста і інших захисних покриттів із бетонною поверхнею знакозмінних механічних впливів практично відсутні, що і зумовило необхідність виконання таких досліджень.

Аналіз літературних даних [4; 8; 9] показав, що в даних умовах найбільш раціонально використовувати системи на основі гіпсоцементного в'язучого, модифіковані комплексною добавкою, що представляє собою систему «мінеральний комплекс на основі заліза – поліспирт» із додатковим введенням у систему коригувальних добавок. Це дозволить забезпечити високу адгезію даної системи до матеріалів будівельних конструкцій за рахунок переведення значної кількості води в бетоні у зв'язаний стан і створення значної кількості контактів між компонентами цього бетону і матеріалом будівельної конструкції, а також утворенням продуктів взаємодії між іонами заліза і поліспиртів, що підвищують щільність бетону.

**Мета дослідження** – підвищити міцність зчеплення гіпсоцементного бетону з поверхнею бетонних конструкцій в умовах дії знакозмінних навантажень та температур для розширення галузі їх застосування в будівництві. Завдання: дослідити вплив комплексної добавки, що є системою «мінеральний комплекс на основі заліза – поліспирт», на величину адгезії гіпсоцементного бетону до бетонної поверхні в умовах дії знакозмінних навантажень і температур; визначити кількісні показники впливу означеної комплексної добавки.

### **Об'єкти та методи дослідження.**

У першій групі експериментів досліджувалася міцність зчеплення модифікованого гіпсоцементного тіста з бетонною поверхнею в залежності від часу додатки і тривалості знакозмінних навантажень.

Змінними параметрами даної системи були: утримання в гіпсоцементному тісті поліспиртів, залізвмісних речовин, час початку додавання та тривалість дії знакозмінних механічних впливів. Вихідним параметром – міцність зчеплення гіпсоцементного тіста з бетонною основою.

Цементне тісто готувалося на портландцементі М 400 (ПАТ «Хайдельберг цемент Кривий Ріг»), дрібний заповнювач – відходи збагачення залізних руд Новокриворізького гірничо-збагачувального комплексу ПАТ «Арселор Міттал Кривий Ріг» (Україна), що мають максимальний розмір часток 0,63 мм. У вищого спирту – пропандіол-1,2,3.

До портландцементу додавали гіпс і комплексну добавку «ЖПС», що є системою «мінеральний комплекс на основі заліза – поліспирт». Вміст мінерального комплексу на основі заліза в гіпсоцементному тісті, згідно з даними [4], у всіх випадках був прийнятим 19% від маси системи. Приготоване гіпсоцементне тісто наносили на поверхню спеціально підготовлених бетонних зразків – основи, і отриману систему піддавали дії знакозмінних температурних і механічних впливів.

Температуру гіпсоцементного тіста змінювали від  $(291 \pm 2) \text{K}$  до  $(263 \pm 2) \text{K}$  шляхом розташування системи «гіпсоцементне тісто – основа» в морозильній камері. Знакозмінні механічні навантаження створювали докладанням вібраційних навантажень частотою 3000 кол./хв. амплітудою 0,5 мм.

Результати досліджень. В умовах експерименту введення в гіпсоцементне тісто поліспирту (ПС) призводить до збільшення його адгезії до бетонної поверхні (табл. 1), при мінусовій температурі системи.

**Таблиця 1.** Адгезія цементного тесту до бетону при температурі системи (263±2)К

Вміст ПС, %	Величина адгезії, кПа, при вмісті добавки в цементі, %			
	0	0,2	0,4	0,6
0	0,20	0,28	0,34	0,36
0,1	1,69	1,92	2,15	1,85
0,15	2,38	2,45	2,49	2,35
0,20	1,61	2,12	2,12	1,86

Введення в гіпсоцементне тісто комплексної добавки «ЖПС» в умовах експерименту призводить до зниження впливу знакозмінних механічних впливів на міцність його зчеплення з бетонною основою (табл. 2).

В умовах заморожування гіпсоцементного тіста, після його нанесення на бетонну поверхню конструкції, збільшення часу до початку докладання знакозмінного навантаження до деякої величини призводить до збільшення міцності зчеплення гіпсоцементного тіста з основою (табл. 3).

**Таблиця 2.** Міцність зчеплення цементного тесту з основою

Наявність добавки	Міцність зчеплення, кПа, при часу до початку додатки знакозмінної навантаження, хв						
	0	10	30	50	70	100	150
1	2	3	4	5	6	7	8
без добавки	1,1	1,22	1,26	1,3	1,22	1,18	0,5

**Таблиця 3.** Міцність зчеплення гіпсоцементного тіста з основою при заморожуванні системи

Умови заморожування	Міцність зчеплення, кПа, при часу до початку докладання знакозмінного навантаження, хв							
	0	10	30	50	70	100	150	200
без заморожування	1,85	1,98	2,17	2,43	2,36	2,35	2,26	2,1
заморожування 20 хв.	-	-	1,78	1,91	2,6	2,2	1,93	1,85
Те саме 40 хв.	-	-	-	1,62	1,86	1,94	1,9	1,73
Те саме 60 хв.	-	-	-	-	1,76	1,93	2,4	1,87

Примітка: заморожування до температури (263±2)К

Продовження таблиці 2

1	2	3	4	5	6	7	8
хлористий кальцій 1%	1,32	1,35	1,37	1,34	1,20	1,10	0,6
Силикат натрія 1%	1,36	1,38	1,35	1,31	1,20	1,00	0,5
ЖПС 20%	1,85	1,98	2,17	2,43	2,36	2,35	2,26

Примітка: температура середовища твердіння (291±2)К

При цьому міцність зчеплення гіпсоцементного тіста з основою збільшується під час дії знакозмінного навантаження, якщо початок його застосування не перевищує часу початку тужавлення гіпсоцементного в'язучого (табл.4).

**Таблиця 4.** Оптимальний час докладання знакозмінного навантаження

Умови твердіння	Час початку тужавіння гіпсоцементного в'язучого, хв	Оптимальний час докладання знакозмінного навантаження, хв
1	2	3
Температура (291±2)К	30	22
Заморожування 20 хв.	50	42
Заморожування 40 хв.	100	95

Продовження таблиці 4

Заморожування 60 хв.	120	110
-------------------------	-----	-----

*Примітка:* заморожування до температури  $(263 \pm 2)K$

Збільшення часу дії знакозмінних навантажень у всіх випадках знижує міцність зчеплення гіпсоцементного тіста з основою (табл. 5), якщо час початку їх застосування перевищує час початку тужавіння гіпсоцементного в'язучого. І збільшує – якщо воно не перевищує час початку тужавіння гіпсоцементного в'язучого.

Якщо знакозмінні навантаження починають здійснювати вплив на систему «ремонтний бетон – конструкція, що ремонтується» після придбанням ремонтним бетоном певної міцності зчеплення з основою, їх вплив на властивості системи значно знижуються (табл. 6).

**Таблиця 5.** Вплив часу докладання знакозмінного навантаження на міцність зчеплення гіпсоцементного тіста з основою

Час початку докладання знакозмінного навантаження, хв	Міцність зчеплення, кПа, при часу докладання знакозмінного навантаження, хв.				
	0	20	40	60	120
0	1,85	1,98	2,24	2,3	2,27
20	1,85	1,92	1,98	2,10	2,12
70	1,45	1,43	1,40	1,36	1,33
120	1,30	1,34	1,30	1,24	1,22

*Примітка:* початок тужавіння гіпсоцементного в'язучого – 30 хв

**Таблиця 6.** Вплив часу докладання знакозмінного навантаження і початкової міцності гіпсоцементного каменю на міцність його зчеплення з бетонною поверхнею будівельної конструкції

Міцність цементного каменю, МПа	Міцність зчеплення, МПа, при тривалості дії знакозмінного навантаження, с.				
	0	20	40	60	120
1	2	3	4	5	6
0,5	2,1	1,9	1,86	1,82	1,75

Продовження таблиці 6

1	2	3	4	5	6
1,2	2,4	2,3	2,26	2,23	2,21
1,8	2,5	2,45	2,42	2,40	2,38

*Примітка:* температура твердіння  $(268 \pm 2)K$

При цьому чим вище міцність зчеплення бетону з основою в момент докладання знакозмінних навантажень, тим менше їх вплив.

Таким чином, вплив знакозмінних навантажень і температури навколишнього середовища на систему «ремонтний бетон – конструкція, що ремонтується» викликає зниження міцності зчеплення гіпсоцементного тіста ремонтного бетону з поверхнею будівельних конструкцій. При цьому значну роль відіграє час початку докладання та тривалість цих впливів на дану систему.

Висновки. Проведені дослідження дозволяють зробити такі висновки:

1. Знакозмінні температури і навантаження здійснюють значний вплив на міцність зчеплення гіпсоцементного каменю, а отже, і бетону з основою.

2. Збільшення часу впливу негативних температур і докладання знакозмінного навантаження призводить до зменшення міцності зчеплення ремонтного бетону з поверхнею ремонтної будівельної конструкції.

3. Зменшення впливу дії знакозмінних навантажень і температури навколишнього середовища на властивості системи «ремонтний бетон – конструкція, що ремонтується» здійснюється введенням в ремонтний бетон комплексної добавки, що представляє собою дисперсну систему «мінеральний комплекс на основі заліза – поліспирт», що сприяє поліпшенню якості ремонтних робіт за рахунок підвищення міцності контакту між елементами системи.

4. При цьому оптимальне співвідношення між компонентами комплексної добавки мінеральний комплекс на основі заліза: поліспирт становить 10: 0,5 при її загальному вмісті у кількості 20% від маси системи.



*Література*

1. Соломатов В.И., Выровой В.Н., Дорофеев В.С., Сиренко А.В. Композиционные строительные материалы и конструкции пониженной материалоемкости. Київ : Будивельник, 1991. 144 с.
2. Кузнецова Т.В., Кудряшов И.В., Тимашев В.В. Физическая химия вяжущих материалов. Москва : Высш.шк., 1989. 384 с.
3. Баженов Ю.М. Технология бетона. Москва : Высш.шк.,1978. 449 с.
4. Шишкин А.А. Специальные бетоны для усиления строительных конструкций, эксплуатирующихся в условиях действия агрессивных сред : дис. ... докт. техн. наук. Кривой Рог, 2003. 356 с.
5. Руденко Н.Н. Тяжелые бетоны с высокими эксплуатационными свойствами. Днепропетровск : Арт-Пресс, 1999. 260 с.
6. Пшінько О.М. Підводне бетонування та ремонт штучних споруд : монографія. Дніпропетровськ : Пороги, 2000. 411 с.
7. Большаков В.И., Деревянко В.Н. Дисперсно-армированные покрытия строительных конструкций и технологического оборудования. Днепропетровск : Gaudeamus, 2001. 231 с.
8. Миронов С.А. Теория и методы зимнего бетонирования. Москва : Стройиздат, 1975. 700 с.
9. Сизов В.Н. Строительные работы в зимних условиях. Москва : Гостеройиздат, 1951. 512 с.

*References*

1. Solomatov V.I., Vyirovoy V.N., Dorofeev V.S., Sirenko A.V. Kompozitsionnyie stroitelnyie materialy i konstruktsii ponizhennoy materialoemkosti. KiYiv: Budivelnik, 1991. 144.
2. Kuznetsova T.V., Kudryashov I.V., Timashev V.V. Fizicheskaya himiya vyazhuschih materialov. Moskva: Vyissh.shk., 1989. 384.
3. Bazhenov Yu.M. Tehnologiya betona. Moskva: Vyissh.shk.,1978. 449 s.
4. Shishkin A.A. Spetsialnyie betonyi dlya usileniya stroitelnyih konstruktsiy, ekspluatiruyuschih v usloviyah deystviya agressivnyih sred. Dis..... dokt. tehn. nauk. Krivoy Rog, 2003. 356.
5. Rudenko N.N. Tyazhelyie betonyi s vyisokimi ekspluatatsionnyimi svoystvami. Dnepropetrovsk: Art-Press, 1999. 260.
6. PshInko O.M. Pidvodne betonuvannya ta remont shtuchnih sporud: MonografIya. DnIpropetrovsk: Porogi, 2000. 411.
7. Bolshakov V.I., Derevyanko V.N. Dispersno-armirovannyye pokryitiya stroitelnyih konstruktsiy i tehnologicheskogo oborudovaniya. Dnepropetrovsk: Gaudeamus,2001. 231.
8. Mironov S.A. Teoriya i metody zimnego betonirovaniya. Moskva: Stroyizdat, 1975. 700.
9. Sizov V.N. Stroitelnyie raboty v zimnih usloviyah. Moskva: Gostroyizdat, 1951. 512.

**THE INFLUENCE OF CHANGING FORCES AND TEMPERATURES  
ON THE CONNECTING STRENGTH OF GYPSOCEMENT CONCRETE**

***Abstract.** The article presents the results of studies of the adhesion strength of gypsum-cement concrete modified with iron compounds under the conditions of alternating loads and alternating temperatures. Based on the analysis of literature data, the purpose of the research is determined, which is to increase the adhesion strength of gypsum-cement concrete to the surface of concrete structures under the conditions of alternating loads and temperatures. Objectives: to investigate the effect of a complex additive that is a system of “mineral complex based on iron – polyalcohol” on the value of the adhesion of gypsum-cement concrete to the concrete surface under conditions of alternating loads and temperatures; to determine quantitative indicators of the impact of the specified complex additive. The basis of research were known scientific positions. The effect of a complex additive to gypsum-cement binder, which consists of a mixture of a mineral complex containing iron and a modifier – higher alcohol, was studied. The peculiarity of the research presented in the work is the study of the simultaneous effect of a mineral complex containing iron and higher alcohol on the change in the strength of adhesion of gypsum-cement concrete to the surface of the concrete structure. In the course of research it was found that these mineral complexes containing iron and higher alcohols used change the amount*

*of adhesion of gypsum cement concrete to the concrete surface and reduce the impact on the amount of adhesion of alternating temperatures and loads. The nature of the change in the adhesion of gypsum cement concrete under the influence of the applied mineral complexes containing iron and higher alcohols depends on their amount in concrete. The research established the peculiarities of the influence of the complex additive on the value of adhesion of gypsum cement concrete, which is a dispersed system “mineral complex based on iron – polyalcohol”, depending on the amount of higher alcohol and the amount of mineral complex containing iron in concrete. The adhesion of gypsum-cement concrete, which contains a complex additive, which is a dispersed system of “mineral complex based on iron – polyalcohol”, increases by 120... 190% compared to concrete without additives.*

***Key words: concrete, mineral complex, iron, higher alcohol, adhesion strength.***

**Shishkina O.O.**

Candidate of Technical Sciences, Associate Professor at the Department of Technology of Building Products, Materials and Structures, Kryvyi Rih National University, Kryvyi Rih, Dnipropetrovsk region

**Shishkin O.O.**

Doctor of Technical Sciences, Professor, Head of the Department of Technology of Building Products, Materials and Structures, Kryvyi Rih National University, Kryvyi Rih, Dnipropetrovsk region

# ЗМІСТ

<b>Григоровський П.Є., Басанський В.О. МЕТОДИКА ДОСЛІДЖЕННЯ ОРГАНІЗАЦІЙНО-ТЕХНОЛОГІЧНИХ ПОКАЗНИКІВ ІНСТРУМЕНТАЛЬНОГО МОНІТОРИНГУ ЗАБУДОВИ ЗСУВОНЕБЕЗПЕЧНИХ ТЕРИТОРІЙ.....</b>	<b>3</b>
<b>Григоровський П.Є., Мурашова О.В., Горда О.В. ІНФОРМАЦІЙНЕ МОДЕЛЮВАННЯ КОМПЛЕКСНОГО ПРОЦЕСУ ІНСТРУМЕНТАЛЬНОГО МОНІТОРИНГУ ПРИЛЕГЛОЇ УЩІЛЬНЕНОЇ ЗАБУДОВИ.....</b>	<b>9</b>
<b>Азизов Т.Н., Орлова О.М. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ ПРИ КРУЧЕНИИ ДВУТАВРОВОГО ЭЛЕМЕНТА С НОРМАЛЬНЫМИ ТРЕЩИНАМИ ИНЖЕНЕРНЫМ МЕТОДОМ.....</b>	<b>16</b>
<b>Павліков А.М., Гарькава О.В., Баріляк Б.А. РОЗРАХУНОК НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОЛОН БЕЗБАЛКОВИХ КАРКАСІВ.....</b>	<b>23</b>
<b>Постернак О.О., Кравченко С.А., Агаєва О.А. НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНІЙ СТАН І ПІДСИЛЕННЯ КОМБІНОВАНИХ СТИКІВ ПАНЕЛЬНИХ БУДИНКІВ.....</b>	<b>30</b>
<b>Шептун С.Ю. ВЛИЯНИЕ МИКРОДИСПЕРСНЫХ НАПОЛНИТЕЛЕЙ ИЗ СЫРЬЯ ТЕХНОГЕННЫХ ОТХОДОВ НА АДГЕЗИОННУЮ ПРОЧНОСТЬ НАЛИВНЫХ ПОЛОВ.....</b>	<b>37</b>
<b>Шишкіна О.О., Шишкін О.О. ВПЛИВ ЗМІННИХ НАВАНТАЖЕНЬ І ТЕМПЕРАТУР НА АДГЕЗІЮ ГПСОЦЕМЕНТНОГО БЕТОНУ.....</b>	<b>44</b>

## CONTENTS

<b>Hrihorovskyi P.Ye., Basanskyi V.O. METHODOLOGY OF RESEARCH OF ORGANIZATIONAL AND TECHNOLOGICAL INDICATORS OF INSTRUMENTAL MONITORING OF LANDSIDE DANGEROUS AREAS.....</b>	<b>3</b>
<b>Hrihorovskyi P.Ye., Murasova O.V., Gorda O.V. INFORMATION MODELLING OF THE COMPLEX PROCESS OF INSTRUMENTAL MONITORING OF ADJACENT SEALED BUILDINGS.....</b>	<b>9</b>
<b>Azizov T.N., Orlova O.M. DETERMINATION OF THE DISPLACEMENT DURING TORSION OF I-BEAM ELEMENT WITH NORMAL CRACKS BY ENGINEERING METHOD.....</b>	<b>16</b>
<b>Pavlikov A.M., Harkava O.V., Barylyak B.A. STRENGTH ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS OF FLAT SLAB FRAMES.....</b>	<b>23</b>
<b>Posternak A.A., Kravchenko S.A., Ahaieva O.A. STRESS-STRAIN STATE AND REINFORCEMENT OF COMBINED JOINTS OF PANEL HOUSES.....</b>	<b>30</b>
<b>Sheptun S.Yu. THE EFFECT OF MICRODISPERSION FILLERS FROM RAW MATERIALS OF INDUSTRIAL WASTE ON THE ADHESIVE STRENGTH OF SELF-LEVELLING FLOORS.....</b>	<b>37</b>
<b>Shishkina O.O., Shishkin O.O. THE INFLUENCE OF CHANGING FORCES AND TEMPERATURES ON THE CONNECTING STRENGTH OF GYPSOCEMENT CONCRETE.....</b>	<b>44</b>

## Регламенти контролю якості виконання будівельних робіт

1. Регламент контролю якості **РОБІТ З УЛАШТУВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ**
2. Регламент контролю якості **УЛАШТУВАННЯ БУРОНАБИВНИХ ПАЛЬ**
3. Регламент контролю якості **ПРИ ЗВЕДЕННІ МОНОЛІТНИХ БЕТОННИХ І ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ**
4. Регламент контролю якості **ПРИ МОНТАЖІ ЗБІРНИХ БЕТОННИХ І ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ**
5. Регламент контролю якості **УЛАШТУВАННЯ КАМ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ**
6. Регламент контролю якості **МОНТАЖУ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ**
7. Регламент контролю якості **ВИКОНАННЯ ЗВАРЮВАЛЬНИХ РОБІТ ПРИ МОНТАЖІ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ**
8. Регламент контролю якості **УЛАШТУВАННЯ НЕПРОХІДНИХ КОМУНІКАЦІЙНИХ КАНАЛІВ**
9. Регламент контролю якості **УЛАШТУВАННЯ КОНСТРУКЦІЙ ФАСАДНОЇ ТЕПЛОІЗОЛЯЦІЇ**
10. Регламент контролю якості **УЛАШТУВАННЯ ПОКРІВЕЛЬ**
11. Регламент контролю якості **ОПОРЯДЖУВАЛЬНИХ РОБІТ**
12. Регламент контролю якості **УЛАШТУВАННЯ ПІДЛОГ**
13. Регламент контролю якості **РОБІТ З УЛАШТУВАННЯ ВІКОН І ДВЕРЕЙ**
14. Регламент контролю якості **МОНТАЖУ ВНУТРІШНІХ САНИТАРНО-ТЕХНІЧНИХ СИСТЕМ**
15. Регламент контролю якості **ВИКОНАННЯ ЕЛЕКТРОМОНТАЖНИХ РОБІТ**
16. Регламент контролю якості **РОБІТ ІЗ БЛАГОУСТРОЮ ТЕРИТОРІЇ**



# НОВІ ТЕХНОЛОГІЇ В БУДІВНИЦТВІ

*Науково-технічний журнал*

Випуск № 38

Підписано до друку 12.11.2020 р. Формат 64x90/8. Обл.-вид. арк. 3,63, ум.-друк. арк. 6,75.  
Папір офсетний. Цифровий друк. Наклад 200 примірників. Замовлення № 1020/294.

**Надруковано: Видавничий дім «Гельветика»**  
(Свідоцтво суб'єкта видавничої справи ДК № 4392 від 20.08.2018 р.)  
03150, м. Київ, вул. Велика Васильківська 74, оф. 7  
Тел. +38 (048) 709 38 69, +38 (095) 934 48 28, +38 (097) 723 06 08  
E-mail: [mailbox@helvetica.com.ua](mailto:mailbox@helvetica.com.ua)