Український державний університет залізничного транспорту Міністерство освіти і науки України

> Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису

Наджафов Ельшад Фаіг огли

УДК 691.328.4:624.07

ДИСЕРТАЦІЯ

БЕТОННІ ОПОРНІ КОНСТРУКЦІЇ З НЕМЕТАЛЕВИМ АРМУВАННЯМ ДЛЯ ЛЕП І КОНТАКТНИХ МЕРЕЖ

Спеціальність 192 – Будівництво та цивільна інженерія

Галузь знань 19 – Архітектура та будівництво

Подається на здобуття наукового ступеня доктора філософії

Дисертація містить результати власних досліджень. Використання ідей, результатів і текстів інших авторів мають посилання на відповідне джерело

_____ Е.Ф. Наджафов

Науковий керівник Плугін Дмитро Артурович, доктор технічних наук, професор

Харків – 2025

АНОТАЦІЯ

Наджафов Е.Ф. Бетонні опорні конструкції з неметалевим армуванням для ЛЕП і контактних мереж. Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня доктора філософії (PhD) за спеціальністю 192 – Будівництво та цивільна інженерія (19 Архітектура та будівництво). – Український державний університет залізничного транспорту, Україна, Харків, 2025.

В роботі піднімається коло актуальних питань, пов'язаних з надійністю, довговічністю, ресурсом опор контактної мережі залізниць із бетону, зокрема, кінетикою нейтралізації та інших видів корозії залізобетонних конструкцій кільцевого перерізу для прогнозування їх остаточного ресурсу, несучою здатністю опор із бетону з композитною арматурою як альтернативи уразливим для електрокорозії залізобетонним опорам.

Актуальність підкреслюється виконанням досліджень у складі держбюджетної науково-дослідної роботи МОН України «Теоретичні та експериментальні основи створення композиційних матеріалів на основі мінеральних в'яжучих для захисту від електрокорозії і ремонту споруд залізничного транспорту» (ДР № 0122U002125), грантової теми Університету Західної Шотландії і УкрДУЗТ «Integrated rail freight optimisation in Ukraine: Railway sleepers, rolling stock and logistics» (ДР № 0123U102700).

Метою дослідження є теоретичні та експериментальні основи підвищення надійності, довговічності та ресурсу опор контактної мережі залізниць із бетону.

Предмет дослідження – опори контактної мережі та ЛЕП залізниць із бетону з попередньо напруженою дротяною сталевою та композитною арматурою.

Об'єкт дослідження – процеси деградації бетону і сталевої арматури опор від атмосферних та електричних впливів, несуча здатність опор з дротяною сталевою та композитною арматурою. У вступі наведено загальну характеристику роботи, зокрема, доведено актуальність обраної теми, показано ї зв'язок з науковими програмами та планами, сформульовано мету, об'єкт і предмет дослідження, наведено завдання досліджень, викладено положення наукової новизни, обґрунтовано достовірність і практичне значення отриманих результатів, наведено дані про їх апробацію.

Розділі 1 містить результати аналізу, у т.ч. ретроспективного, конструкції, технології виробництва та умов експлуатації залізобетонних конічних центрифугованих опор контактної мережі залізниць. Встановлено, що вони характеризуються високими щільністю та міцністю бетону, а, отже, повільним просуванням фронту карбонізації. Проте через особливості конструкції і технології значна кількість опор мають значні коливання товщини захисного шару, а, отже, недостатню довговічність через втрату захисних властивостей бетону до арматури, її корозію та електрокорозію. Показано актуальність розробки методики прогнозування залишкового ресурсу експлуатованих залізобетонних опор контактної мережі як залізобетонних конструкцій кільцевого перерізу, що зазнають корозійних впливів. Висунута робоча гіпотеза: композитна арматура на відміну від сталевої не зазнає електрокорозії та атмосферної корозії, а в бетоні захищена від інсоляції та старіння, тому заміна в опорних конструкціях контактної мережі та ЛЕП сталевої дротяної арматури композитною попередить пошкодження опор від електрокорозії та корозії арматури та забезпечить збільшення їх ресурсу та довговічності. Проте відмінності фізико-механічних властивостей композитної арматури від сталевої арматури передбачає відмінність між характером роботи армованих ними бетонних конструкцій, що стосовно опор вимагає додаткових досліджень.

Для досягнення мети і доведення гіпотези було висунуто такі завдання досліджень: аналіз конструкції, технології виробництва та умов експлуатації залізобетонних конічних центрифугованих опор контактної мережі залізниць, аналітичний огляд літературних даних з обраної теми; термодинамічний аналіз, дослідження кінетики карбонізації бетону прискореним способом і натурними обстеженнями; визначення впливу чинників на залишковий ресурс опор статистичними методами; розроблення, апробація та впровадження методики прогнозування залишкового ресурсу залізобетонних конструкцій кільцевого перерізу, які зазнають впливу агресивних середовищ, у т.ч. експлуатованих залізобетонних опор контактної мережі; експериментальне дослідження модуля пружності та зчеплення з бетоном композитної та сталевою дротяною арматури; побудова скінчено-елементної моделі конічної кільцевого перерізу конструкції із бетону, армованої попередньо-напруженою композитною арматурою, аналіз її напружено-деформованого стану; розрахунковий і натурний експеримент з навантаженням спрощених моделей конструкції із бетону з попередньо напруженою композитною і сталевою дротяною арматурою; розробка конструкцій із бетону з композитною арматурою для електрифікованих ділянок залізниці; впровадження результатів досліджень.

У розділі 2 наведено матеріали і методи досліджень. Для оцінки можливості протікання реакцій карбонізації в рідкій або газоподібній фазі запропоновано застосувати термодинамічні розрахунки з оцінкою можливості протікання величинами їх вільної енергії Гіббса та константи рівноваги. Як основний параметр кінетики просування фронту карбонізації запропоновано ефективний коефіцієнт дифузії *CO*₂ в бетоні *D*′ та методику його прискореного визначення. Розроблено методику прогнозування залишкового ресурсу залізобетонних конструкцій кільцевого перерізу, що зазнають агресивного впливу. Розроблено методику порівняння несучої здатності опор контактної мережі залізниць із бетону, армованого композитною та сталевою арматурою, ШЛЯХОМ розрахункового експерименту з аналізом напружено-деформованого стану опор із застосуванням методу скінчених елементів і програмного комплексу ЛІРА-CAIIP. Розрахунковий експеримент передбачено шляхом моделювання приймальні випробувань жорсткість заводських опор на міцність, 1 тріщиностійкість. Для верифікації результатів розрахунків міцності, жорсткості та тріщиностійкості опор з композитною арматурою розроблено методику експериментальних досліджень на моделях у складі розрахункового та натурного експериментів. Розроблено методику порівняльного дослідження

зчеплення бетону з композитною і сталевою дротяною арматурою. Достовірність результатів досліджень забезпечена забезпечена обґрунтованим застосуванням методів розрахунків, зокрема за допомогою ліцензованого програмного забезпечення, стандартних та оригінальних методів досліджень та вимірювань, статистичною обробкою отриманих результатів, збіжністю теоретичних, розрахункових, експериментальних результатів. Обґрунтованість отриманих результатів обумовлена їх відповідністю фундаментальним положенням і закономірностям фізичної хімії, зокрема хімічної термодинаміки, колоїдної хімії та фізико-хімічної механіки дисперсних систем.

містить Розліл 3 результати теоретичних досліджень. Виконано термодинамічний аналіз можливих реакцій взаємодії вуглекислого газу, води, гідроксиду кальцію з утворенням кальциту. Встановлено, що нейтралізація $Ca(OH)_2$ вуглекислим газом відбувається без утворення іонів $CO_3^{2-}_{aq}$ через розчинення молекул СО₂, тому кінетика просування фронту карбонізації визначається дифузією цих молекул через поровий електроліт або повітря порового простору бетону. В результаті теоретичного аналізу процесу карбонізації та кінетики просування її фронту запропоновані рівняння, що грунтуються на законі Фіка. Показано, що для карбонізації щільного центрифугованого бетону реакційна здатність бетону визначається об'ємом доступних для води пор а, отже, водопоглинанням бетону, запропоновано нове рівняння для визначення реакційної здатності. Вперше отримано скінченоелементну модель конічної кільцевого перерізу конструкції із бетону, попередньо-напруженою армованого композитною арматурою, та закономірності розподілу в ній деформацій і напружень під час згину. Її практична значимість полягає V можливості конструювати стійкі ЛО електрокорозійних впливів опори контактної мережі залізниць. Виконано аналіз напружено-деформованого стану скінчено-елементних моделей. Встановлено, що за умови однакових із залізобетонним стояком перерізу арматури та натягу арматурного пакету стояк з композитною арматурою не забезпечує потрібну несучу здатність стояка через менший у 5,4 рази модуль пружності композитної арматури порівняно зі сталевою. Забезпечення потрібної несучої здатності є можливим за рахунок збільшення перерізу арматури та натягу її пакету.

У розділі 4 наведені результати експериментальних досліджень. В результаті досліджень кінетики карбонізації бетону опор контактної мережі прискореним методом отримано кінетичні залежності просування фронту карбонізації, встановлено, що величини ефективного коефіцієнту дифузії СО2 в бетоні D' складають $(0,46-0,61) \times 10^{-5}$ см²/с. За результатами натурних досліджень опор, що знаходились в експлуатації 50 років, величини D' уточнені та склали (0,29-0,35)×10⁻⁵ см²/с, отже, зменшились на 37-47 %, що свідчить про зниження дифузійної проникності бетону з часом за рахунок кольматації порового простору карбонатом кальцію. Для прогнозу довговічності опор запропоновано до визначених прискореним методом величин D' застосовувати поправочний коефіцієнт 0,6. В результаті статистичного аналізу встановлено, що найбільш впливовим фактором зі ступенем впливу 87 %, що визначає тривалість карбонізації захисного шару бетону та довговічність опор контактної мережі, є товщина захисного шару. Мінімальна товщина захисного шару бетону до робочої арматури, що гарантовано забезпечить нормований термін служби опор контактної мережі 50 років складає 5,3 мм, 100 років – 7,4 мм. В результаті дослідження фізико-механічних властивостей сталевої дротяної та композитної арматури встановлено, що величини їх модуля пружності Е складають: сталевої - 81301 МПа, композитної 14981 МПа, границі міцності на розтяг f: сталевої -1400 МПа; композитної – 540 МПа. Отже, модуль пружності композитної арматури у 5,4 рази менший, ніж модуль пружності високоміцного сталевого дроту, що матиме значний вплив на напружено-деформований стан моделей. В результаті розрахункового та натурного експериментів встановлено, що по мірі навантаження моделей як зі сталевою, так і композитною арматурою, їх деформування розвивається до руйнування стадіями: утворення тріщин в розтягнутій зоні, їх розвиток до утворення пластичного шарніру, повне руйнування. Характер тріщин в усіх моделях схожий – по мірі навантаження

відкривається по 2–3 перпендикулярні (посередині) та похилі (ближче до країв) тріщини в розтягнутій зоні, характер руйнування – різке збільшення прогину зі значним розкриттям похилих тріщин за рахунок проковзування арматури без руйнування стиснутої 30НИ. Ha BCI моменти, ЩО характеризують тріщиностійкість та міцність моделей, в більшому ступені впливає зусилля попереднього натягу арматури, в меншому – тип арматури. У моделях з композитною арматурою на всіх стадіях навантаження розтягнута зона більш широка, а стиснута зона вужча, що свідчить про її менші жорсткість і тріщиностійкість. Визначені розрахунком моменти утворення тріщин для всіх моделей на 30-58 % нижчі фактичних (експериментальних) величин. Визначені розрахунком руйнівні моменти відхиляються від фактичних величин не більше, ніж на 11 %. Запропоновані величини поправочних коефіцієнтів ЛО розрахункових величин моментів утворення тріщин і руйнування. Зчеплення з бетоном складає: сталевого дроту – 9,23 МПа, композитної арматури – 6,33 МПа. Таким чином, зчеплення з бетоном композитної арматури складає 0,69 від зчеплення сталевої дротяної арматури, або на 31 % менше за нього. Отже, композитна арматура в конструкціях попередньо напружених центрифугованих опор контактної мережі може вимагати спеціальних заходів із запобігання прослизання на кшталт її анкерування.

В результаті проведених теоретичних та експериментальних досліджень отримано нові наукові результати. Зокрема, Вперше встановлено, що нейтралізація $Ca(OH)_2$ вуглекислим газом відбувається через розчинення CO_2 , у поровому електроліті, кінетика просування фронту карбонізації визначається розчиненням і дифузією молекул CO_2 крізь нього, реакційна здатність щільного центрифугованого бетону визначається об'ємом доступних для води пор а, отже, водопоглинанням бетону, величини ефективного коефіцієнту дифузії CO_2 в бетоні D' з часом зменшуються за рахунок кольматації порового простору кальцитом.

Набули подальшого розвитку уявлення про вплив чинників на довговічність залізобетонних конструкцій, зокрема, встановлено, що для залізобетонних

центрифугованих опор контактної мережі найбільш впливовим чинником є товщина захисного шару.

Набули подальшого розвитку уявлення про напружено-деформований стан конструкцій із бетону, армованих композитною арматурою, зокрема, вперше отримано скінчено-елементну модель конічної кільцевого перерізу конструкції із бетону, армованого попередньо-напруженою композитною арматурою, та закономірності розподілу в ній деформацій і напружень від її згину. Встановлено, що за однакових із залізобетонною конструкцією перерізом арматури та натягом арматурного пакету конструкція з композитною арматурою має меншу несучу здатність за другою групою граничних станів.

Розділ 5 містить інформацію щодо впровадження результатів досліджень. розроблену Зокрема, методику прогнозування залишкового pecypcy залізобетонних конструкцій кільцевого перерізу, які зазнають впливу агресивних середовищ апробовано на залізобетонній трубі коксохімічного виробництва. Встановлено, що агресивне середовище впливає на конструкцію зсередини, його найбільш агресивними складовими є кислі гази, ступінь агресивної дії середньоагресивний до сильно агресивного, корозія бетону просувається концентричним фронтом від внутрішньої поверхні до зовнішньої зі швидкістю від 1,2 до 4,8 мм/рік. Кородований шар бетону втрачає міцність і захисні властивості до арматури. В результаті аналізу напружено-деформованого стану конструкції встановлені найбільш небезпечні зони конструкції та гранична допустима глибина просування фронту корозії, після якої ймовірність досягнення граничного стану стане високою. Здійснено прогноз залишкового ресурсу, рекомендовано заходи з ремонту. Розроблено та впроваджено на залізниці Азербайджану методику прогнозування залишкового pecypcy експлуатованих залізобетонних опор контактної мережі. Методика дозволяє визначати розподілу опор за строками, в які вони досягають граничного стану та підлягають заміні, для організації своєчасної заміни та унеможливлення загроз безпеці руху. На основі результатів досліджень розроблено конструкцію із бетону з композитною арматурою для електрифікованих ділянок залізниці,

зокрема, конструкцію шпали, та спосіб її виготовлення. На основі результатів досліджень розроблено конструкцію і технологію установлення оцинкованих металевих телескопічних опор контактної мережі на буронабивних фундаментах із бетону з композитною арматурою. Зазначена конструкція включена в проєкт державних будівельних норм України ДБН В.2.1-ХХ:200Х Залізниці колії 1435 мм. Норми проектування. Впровадження результатів досліджень забезпечує соціально-економічний ефект від збільшення ресурсу (довговічності) опор контактної мережі залізниць, підвищення їх надійності та забезпечення безпеки руху.

Впровадження результатів досліджень забезпечує соціально-економічний ефект від збільшення ресурсу (довговічності) опор контактної мережі залізниць, підвищення їх надійності та забезпечення безпеки руху. Результати досліджень впроваджено у навчальний процес Українського державного університету залізничного транспорту. Показано практичне значення отриманих результатів, яке забезпечується розробленою методикою прогнозування залишкового ресурсу залізобетонних конструкцій кільцевого перерізу, які зазнають впливу агресивних середовищ, у т.ч. опор контактної мережі на залізниці Азербайджану, а також розробленням і включенням в проект держаних будівельних норм України конструкції роздільної металевої опори контактної мережі на буронабивному фундаменті із бетону з композитною арматурою.

У загальних висновках підсумовано виконання завдань досліджень і констатовано досягнення мети, а у додатках наведені додаткові матеріали.

Проведене дисертаційне дослідження дозволило сформулювати основні наукові результати:

1. Вперше встановлено, що нейтралізація $Ca(OH)_2$ вуглекислим газом відбувається через розчинення CO_2 , у поровому електроліті, кінетика просування фронту карбонізації визначається розчиненням і дифузією молекул CO_2 крізь нього, реакційна здатність щільного центрифугованого бетону визначається об'ємом доступних для води пор а, отже, водопоглинанням бетону, величини

ефективного коефіцієнту дифузії *CO*₂ в бетоні *D*' з часом зменшуються за рахунок кольматації порового простору кальцитом.

2. Набули подальшого розвитку уявлення про вплив чинників на довговічність залізобетонних конструкцій, зокрема, встановлено, що для залізобетонних центрифугованих опор контактної мережі найбільш впливовим чинником є товщина захисного шару.

3. Набули подальшого розвитку уявлення про напружено-деформований стан конструкцій із бетону, армованих композитною арматурою, зокрема, вперше отримано скінчено-елементну модель конічної кільцевого перерізу конструкції із бетону, армованого попередньо-напруженою композитною арматурою, та закономірності розподілу в ній деформацій і напружень від її згину. Встановлено, що за однакових із залізобетонною конструкцією перерізом арматури та натягом арматурного пакету конструкція з композитною арматурою має меншу несучу здатність за другою групою граничних станів.

Практичне значення отриманих результатів полягає у розробці методики прогнозування залишкового ресурсу залізобетонних конструкцій кільцевого перерізу, які зазнають впливу агресивних середовищ, у т.ч. опор контактної мережі на залізниці Азербайджану, а також розробці і включенні в проект держаних будівельних норм України конструкції роздільної металевої опори контактної мережі на буронабивному фундаменті із бетону з композитною арматурою, а також у наданні відповідних знань майбутнім фахівцям галузі шляхом впровадження в начальний процес.

Ключові слова: бетон, композитна арматура, технологія, електрифікована залізниця, опора контактної мережі, фундамент, несуча здатність, тріщиностійкість, напружено-деформований стан, модуль пружності, корозія, корозійна стійкість, термодинамічний аналіз, енергія Гіббса.

СПИСОК ОПУБЛІКОВАНИХ ПРАЦЬ ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ

Наукові праці, в яких опубліковані основні наукові результати дисертації:

1. Наджафов Е.Ф., Чженьхуа Є., Плугін Д.А., Плугін А.А., Дудін О.А. Кінетика карбонізації захисного шару бетону залізобетонних опор контактної залізниць. Збірник наукових праць Українського мережі державного 87-103. залізничного 210 (2024)університету транспорту, https://doi.org/10.18664/1994-7852.210.2024.320835

2. Наджафов Е. Ф., Плугін Д. А., Плугін А. А., Лобяк О.В. Несуча здатність опор контактної мережі залізниць із бетону, армованого композитною арматурою. Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика, 26 (2024) 54–62. <u>https://doi.org/10.15802/bttrp2024/315300</u>

3. Плугін А.А., Жван В.Д., Лобяк О.В., Назаренко О.М., Наджафов Е.Ф., Березовська А.О. Прогнозування залишкового ресурсу залізобетонної димової труби коксохімічного виробництва. Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту, 208 (2024) 51-67. https://doi.org/10.18664/1994-7852.208.2024.308146

4. Плугін А.А., Муригін М.А., Крикун О.П., Наджафов Е.Ф., Зінченко В.В. Експериментальні дослідження впливу електричних потенціалів на корозійні процеси в залізобетонних шпалах. Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту, 207 (2024) С. 38-51. https://doi.org/10.18664/1994-7852.207.2024.301944

5. Andrii Plugin, Olena Kaliuzhna, Oleksii Lobiak, Dmytro Plugin, El'shad Faih Ohly Nadzhafov, Markus Lagler. Regarding the replacement of steel reinforcement in prestressed concrete sleepers with composite rebars. AIP Conf. Proc. 3064, 060003 (2024) https://doi.org/10.1063/5.0199575

Наукові праці, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації:

6. Плугін А.А., Панченко С.В., Муригін М.А., Плугін Д.А., Наджафов Е.Ф., Лобяк О.В. Порівняльні дослідження моделей бетонних конструкцій, армованих

попередньо напруженою сталевою та композитною арматурою. Тези доповідей 10 Міжнародної конференції «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд і будівель на залізничному транспорті» (ТрансБуд-2024), УкрДУЗТ, Харків (20-22.11.2024), С. 45-48.

https://kart.edu.ua/wp-content/uploads/2024/09/tezi-transbud-2024-2.pdf

7. Наджафов Е.Ф., Плугін Д.А., Плугін А.А., Лобяк О.В., Слепченко С.В. Опорні конструкції контактної мережі залізниць із бетону, армованого композитною арматурою. Збірник тез міжнар. наук.-техн. конфер. «Структуроутворення та руйнування композиційних будівельних матеріалів та конструкцій», ОДАБА, Одеса, 23.04.2024. С. 96-99.

https://drive.google.com/file/d/1jI7vWluCtPrF4HO4P4BpNs-_at6XPvwR/view

8. Плугін А.А., Калюжна О.В., Муригін М.А., Наджафов Е.Ф., Плугін Д.А. Перспективи застосування композитної арматури в шпалах із бетону. Міжнар. наук.-техн. конфер. «Органічні і мінеральні в'яжучі та дорожні бетони на їх основі». ХНАДУ. Харків. 08-09.11.2022. С. 107-113.

https://rcf.khadi.kharkov.ua/fileadmin/user_upload/Збірник_тез - Редакція_.pdf

Наукові праці, які додатково відображають наукові результати дисертації:

9. Плугін А.А., Чайка В.М., Мусієнко С.М., Наджафов Е.Ф. Особливо дрібнозернистий бетон із відходів ГЗК для будівельних виробів. Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту, 208 (2024) С. 79-91. <u>https://doi.org/10.18664/1994-7852.208.2024.308196</u>

10. Спосіб виготовлення шпал із бетону з попередньо напруженою арматурою. МПК Е01В 3/34, Е04G 21/12. УкрДУЗТ. Плугін А.А., Плугін Д.А., Муригін М.А., Панченко С.В., Чжи В, (Zhu W.), Лобяк О.В., Муригін А.В., Плугін О.А., Калюжна О.В., Муригіна Н.О., Дудін О.А., Наджафов Е.Ф.о. Заявка на видачу патенту на винахід № а 2023 06180. Заявл. 18.12.2023.

11. Спосіб виготовлення шпал із бетону з попередньо напруженою арматурою. МПК Е01В 3/34, Е04G 21/12. УкрДУЗТ. Плугін А.А., Плугін Д.А.,

Муригін М.А., Панченко С.В., Чжи В, (Zhu W.), Лобяк О.В., Муригін А.В., Плугін О.А., Калюжна О.В., Муригіна Н.О., Дудін О.А., Наджафов Е.Ф.о. Заявка на видачу патенту на корисну модель u202306182. Заявл. 18.12.2023.

ABSTRACT

Najafov E.F. Concrete supporting structures with non-metallic reinforcement for power lines and contact networks. Qualifying scientific work on manuscript rights.

Dissertation for Obtaining a Scientific Doctor of Philosophy in Specialty 192 – Construction and Civil Engineering (19 Architecture and Construction). – Ukrainian State University of Railway Transport, Ukraine, Kharkiv, 2025.

The work raises a number of topical issues related to the reliability, durability, and service life of concrete railway contact network poles, in particular, the kinetics of neutralization and other types of corrosion of reinforced concrete structures of circular cross-section to predict their final service life, and the bearing capacity of concrete supports with composite reinforcement as an alternative to reinforced concrete supports vulnerable to electrocorrosion.

The relevance of the research is determined by the implementation of the research in the composition of the state budgetary research work of the Ministry of Education and Science of Ukraine. «Theoretical and experimental foundations of the creation of composite materials based on mineral binders for protection against electrocorrosion and repair of railway transport structures» (State Registration No. 0122U002125), a grant topic of the University of the West of Scotland and UkrSURT «Integrated rail freight optimisation in Ukraine: Railway sleepers, rolling stock and logistics» (State Registration No. 0123U102700).

The aim of the research is to develop theoretical and experimental foundations for increasing the reliability, durability and service life of concrete railway contact network poles.

The subject of the research is concrete railway contact network poles with prestressed steel wire and composite reinforcement.

The object of the research is the processes of degradation of concrete and steel reinforcement of poles from atmospheric and electrical influences, the bearing capacity of supports with steel wire and composite reinforcement.

A general description of the work was presented **at the introduction**, in particular, the relevance of the chosen topic was proved, the connection with scientific programs and plans was shown, the purpose, object and subject, research objectives was formulated, sets out the provisions of scientific novelty, substantiates the reliability and practical significance of the results, data on their approbation was given.

Section 1 contains the results of the analysis, including retrospective, of the design, production technology and operating conditions of reinforced concrete conical centrifuged poles of the railway contact network. It was established that they are characterized by high density and strength of concrete, and, consequently, slow advancement of the carbonization front. However, due to the peculiarities of the design and technology, a significant number of poles have significant fluctuations in the thickness of the protective layer, and, consequently, insufficient durability due to the loss of the protective properties of concrete to the reinforcement, its corrosion and electrocorrosion. The relevance of developing a method for predicting the residual resource of operated reinforced concrete poles of the contact network as reinforced concrete structures of a circular cross-section that are subject to corrosive influences is shown. It is assumed that replacing steel wire reinforcement in the poles of the contact network with non-conductive composite reinforcement will allow increasing their electrical resistance even if the requirements for crack resistance are reduced and the pre-tensioning force is reduced or its abandonment is avoided. However, the differences in the physical and mechanical properties of composite reinforcement from steel reinforcement imply a difference in the nature of the operation of concrete structures reinforced with them, which, in relation to supports, requires additional research.

To achieve the purpose and prove the hypothesis, the following research tasks were put forward: analysis of the design, production technology and operating conditions of reinforced concrete conical centrifuged poles of the railway contact network, analytical review of literature data on the selected topic; thermodynamic analysis, study of the kinetics of concrete carbonization by accelerated method and full-scale surveys; determination of the influence of factors on the residual resource of poles by statistical methods; development, testing and implementation of a methodology for predicting the residual resource of reinforced concrete structures of a circular section that are exposed to aggressive environments, including operated reinforced concrete poles of the contact network; experimental study of the modulus of elasticity and adhesion to concrete of composite and steel wire reinforcement; construction of a finite element model of a conical circular section of a structure made of concrete reinforced with pre-stressed composite reinforcement, analysis of its stressstrain state; calculation and full-scale experiment with loading of simplified models of concrete structures with prestressed composite and steel wire reinforcement; development of concrete structures with composite reinforcement for electrified railway sections; implementation of research results.

Section 2 contains the materials and methods of research. To assess the possibility of carbonation reactions in the liquid or gaseous phase, it is proposed to apply thermodynamic calculations with an assessment of the possibility of their occurrence by the values of their Gibbs free energy and equilibrium constants. The effective diffusion coefficient of CO_2 in concrete D' and a method for its accelerated determination are proposed as the main parameter of the kinetics of the carbonation front advancement. A method for predicting the residual resource of reinforced concrete structures of a ring section that are exposed to aggressive influences has been developed. A method for comparing the bearing capacity of poles of the contact network of railways made of concrete reinforced with composite and steel reinforcement has been developed by means of a calculation experiment with the analysis of the stress-strain state of the poles using the finite element method and the LIRA-SAPR software complex. The calculation experiment is provided by modeling

factory acceptance tests of poles for strength, stiffness and crack resistance. To verify the results of calculations of strength, stiffness and crack resistance of poles with composite reinforcement, a methodology for experimental research on models as part of calculation and full-scale experiments has been developed. A methodology for comparative research of the adhesion of concrete to composite and steel wire reinforcement has been developed. The reliability of the research results is ensured by the justified application of calculation methods, including using licensed software, standard and original research and measurement methods, statistical processing of the obtained results, and the convergence of theoretical, calculation and experimental results. The validity of the obtained results is due to their compliance with the fundamental provisions and laws of physical chemistry, including chemical thermodynamics, colloidal chemistry and physicochemical mechanics of dispersed systems.

Section 3 contains the results of theoretical studies. A thermodynamic analysis of possible reactions of the interaction of carbon dioxide, water, and calcium hydroxide with the formation of calcite was performed. It was established that the neutralization of $Ca(OH)_2$ by carbon dioxide occurs without the formation of $CO_3^{2-}aq$ ions due to the dissolution of CO_2 molecules, therefore the kinetics of the carbonation front advancement is determined by the diffusion of these molecules through the porous electrolyte or air of the pore space of concrete. As a result of the theoretical analysis of the carbonation process and the kinetics of its front advancement, equations based on Fick's law were proposed. It was shown that for the carbonation of dense centrifuged concrete, the reactivity of concrete is determined by the volume of pores accessible to water and, consequently, by the water absorption of concrete; a new equation was proposed to determine the reactivity. For the first time, a finite element model of a conical annular cross-section of a concrete structure reinforced with prestressed composite reinforcement and the regularities of the distribution of deformations and stresses in it during bending were obtained. Its practical significance lies in the possibility of designing poles of the railway contact network that are resistant to electro-corrosion effects. An analysis of the stress-strain state of finite element models

was performed. It was established that under the conditions of the same reinforcement cross-section and tension of the reinforcement package as the reinforced concrete poles, the poles with composite reinforcement does not provide the required bearing capacity of the riser due to the 5.4 times lower modulus of elasticity of the composite reinforcement compared to the steel one. Ensuring the required bearing capacity is possible by increasing the reinforcement cross-section and tension of its package.

Section 4 contains the results of experimental studies. As a result of studies of the kinetics of carbonization of concrete of overhead line supports by the accelerated method, kinetic dependences of the advance of the carbonization front were obtained, it was established that the values of the effective diffusion coefficient of CO_2 in concrete D' are $(0.46-0.61) \times 10^{-5}$ cm²/s. According to the results of field studies of poles that have been in operation for 50 years, the values of D' were refined and amounted to $(0.29-0.35)\times 10^{-5}$ cm²/s, therefore, they decreased by 37-47%, which indicates a decrease in the diffusion permeability of concrete over time due to clogging of the pore space with calcium carbonate. To predict the durability of poles, it is proposed to apply a correction factor of 0.6 to the values of D' determined by the accelerated method. As a result of statistical analysis, it was established that the most influential factor with a degree of influence of 87 %, which determines the duration of carbonization of the protective layer of concrete and the durability of contact network poles, is the thickness of the protective layer. The minimum thickness of the protective layer of concrete to the working reinforcement, which is guaranteed to ensure the standardized service life of the contact network poles of 50 years, is 5.3 mm, 100 years -7.4 mm. As a result of the study of the physical and mechanical properties of steel wire and composite reinforcement, it was established that the values of their modulus of elasticity E are: steel – 81301 MPa, composite – 14981 MPa, tensile strength f: steel - 1400 MPa; composite - 540 MPa. Therefore, the modulus of elasticity of composite reinforcement is 5.4 times smaller than the modulus of elasticity of high-strength steel wire, which will have a significant impact on the stress-strain state of the models. As a result of calculation and field experiments, it was established that as the models with

both steel and composite reinforcement are loaded, their deformation develops to failure in stages: the formation of cracks in the tension zone, their development to the formation of a plastic hinge, and complete failure. The nature of the cracks in all models is similar – as the load increases, 2–3 perpendicular (in the middle) and inclined (closer to the edges) cracks open in the tension zone, the nature of the failure is a sharp increase in deflection with a significant opening of inclined cracks due to the slipping of the reinforcement without failure of the compressed zone. All moments characterizing the crack resistance and strength of the models are influenced to a greater extent by the pre-tensioning force of the reinforcement, to a lesser extent by the type of reinforcement. In models with composite reinforcement, at all stages of loading, the tension zone is wider, and the compressed zone is narrower, which indicates its lower stiffness and crack resistance. The calculated cracking moments for all models are 30-58 % lower than the actual (experimental) values. The calculated failure moments deviate from the actual values by no more than 11%. The proposed values of correction factors for the calculated values of cracking and failure moments. The adhesion to concrete is: steel wire - 9.23 MPa, composite reinforcement - 6.33 MPa. Thus, the adhesion to concrete of composite reinforcement is 0.69 of the adhesion of steel wire reinforcement, or 31% less than it. Therefore, composite reinforcement in the structures of prestressed centrifugal poles of the contact network may require special measures to prevent slipping, such as its anchoring.

As a result of theoretical and experimental studies, new scientific results were obtained. In particular, it was first established that the neutralization of $Ca(OH)_2$ by carbon dioxide occurs through the dissolution of CO_2 in a porous electrolyte, the kinetics of the carbonation front advancement is determined by the dissolution and diffusion of CO_2 molecules through it, the reactivity of dense centrifuged concrete is determined by the volume of pores accessible to water and, consequently, by the water absorption of concrete, the values of the effective diffusion coefficient of CO_2 in concrete D' decrease over time due to the clogging of the pore space with calcite. The understanding of the influence of factors on the durability of reinforced concrete structures has been further developed, in particular, it has been established that for

reinforced concrete centrifugal poles of the contact network, the most influential factor is the thickness of the protective layer. The idea of the stress-strain state of concrete structures reinforced with composite reinforcement was further developed, in particular, for the first time a finite element model of a conical annular cross-section of a concrete structure reinforced with prestressed composite reinforcement and the regularities of the distribution of deformations and stresses from its bending in it were obtained. It was established that with the same cross-section of the reinforcement and the tension of the reinforcement package as in the reinforced concrete structure, the structure with composite reinforcement has a lower bearing capacity according to the second group of limit states.

Section 5 contains information on the implementation of the results of research. In particular, the developed methodology for predicting the residual resource of reinforced concrete structures of circular cross-section, which are exposed to aggressive environments, was tested on a reinforced concrete pipe of coke chemical production. It was established that the aggressive environment affects the structure from the inside, its most aggressive components are acid gases, the degree of aggressive action is medium to highly aggressive, concrete corrosion progresses along a concentric front from the inner surface to the outer at a speed of 1.2 to 4.8 mm/year. The corroded concrete layer loses its strength and protective properties to the reinforcement. As a result of the analysis of the stress-strain state of the structure, the most dangerous zones of the structure and the maximum permissible depth of the corrosion front advancement were established, after which the probability of reaching the limit state will be high. The residual resource was forecasted, repair measures were recommended. A methodology for predicting the residual resource of operated reinforced concrete poles of the contact network was developed and implemented on the Azerbaijan Railways. The methodology allows determining the distribution of poles by the time they reach their limit state and are subject to replacement, to organize timely replacement and eliminate threats to traffic safety. Based on the research results, a concrete structure with composite reinforcement for electrified sections of the railway was developed, in particular, the sleeper structure, and the method of its manufacture.

Based on the research results, a design and technology for installing galvanized metal telescopic poles of the contact network on bored foundations made of concrete with composite reinforcement were developed. The specified design is included in the draft state construction standards of Ukraine DBN V.2.1-XX:200X Railways with a gauge of 1435 mm. Design standards. The implementation of the research results provides a socio-economic effect of increasing the resource (durability) of the poles of the contact network of railways, increasing their reliability and ensuring traffic safety.

The implementation of the research results provides a socio-economic effect from increasing the resource (durability) of the poles of the railway contact network, increasing their reliability and ensuring traffic safety. The research results have been implemented in the educational process of the Ukrainian State University of Railway Transport. The practical significance of the results obtained is shown, which is ensured by the developed methodology for predicting the residual resource of reinforced concrete structures of a circular cross-section that are exposed to aggressive environments, including the poles of the contact network on the railways of Azerbaijan, as well as by developing and including in the draft of the state building standards of Ukraine the design of a separate metal pole of the contact network on a bored foundation made of concrete with composite reinforcement.

The general conclusions that summarized the performance of the research tasks and state the achievement of the goal and additional materials are given in the annexes.

The conducted dissertation research has allowed for the formulation of the **key** scientific outcomes:

1. For the first time, it has been established that the neutralization of $Ca(OH)_2$ by carbon dioxide occurs through the dissolution of CO_2 in the pore electrolyte. The kinetics of the carbonation front advancement are determined by the dissolution and diffusion of CO_2 molecules through it. The reactivity of dense centrifuged concrete is determined by the volume of pores accessible to water and, consequently, by the water absorption of the concrete. The values of the effective diffusion coefficient of CO_2 in concrete (D') decrease over time due to the clogging of the pore space with calcite. 2. Further development has been made in understanding the factors affecting the durability of reinforced concrete structures. In particular, it has been established that for centrifuged reinforced concrete contact network poles, the most influential factor is the thickness of the protective layer.

3. Further development has been made in understanding the stress-strain state of concrete structures reinforced with composite reinforcement. In particular, for the first time, a finite element model of a conical ring cross-section of a concrete structure reinforced with prestressed composite reinforcement has been obtained, along with the patterns of strain and stress distribution under bending. It has been established that, with the same reinforcement cross-section and prestressing force as a reinforced concrete structure, a structure with composite reinforcement has a lower load-bearing capacity in terms of the second group of limit states.

The practical significance of the obtained results lies in the development of a methodology for predicting the residual service life of reinforced concrete structures with a ring cross-section exposed to aggressive environments, including contact network poles on the Azerbaijan railway. Additionally, it includes the development and incorporation into the draft state building codes of Ukraine of a design for a separate metal contact network pole on a bored pile foundation made of concrete with composite reinforcement. Furthermore, the results contribute to the education of future industry specialists through their integration into the training process.

Keywords: concrete, composite reinforcement, technology, electrified railway, contact network poles, foundation, bearing capacity, crack resistance, stress-strain state, modulus of elasticity, corrosion, corrosion resistance, thermodynamic analysis, Gibbs energy.

LIST OF PUBLISHED WORKS ON THE DISSERTATION TOPIC

Scientific works in which the main scientific results were published:

1. Najafov E.F., Zhenhua Ye., Plugin D.A., Plugin A.A., Dudin O.A. Kinetika karbonizatsiyi zakhysnoho sharu betonu zalizobetonnykh opor kontaktnoyi merezhi

zaliznyts. Zbirnyk naukovykh prats Ukrayins'koho derzhavnoho universytetu zaliznychnoho transportu., 210 (2024) P. 87–103. <u>https://doi.org/10.18664/1994-7852.210.2024.320835</u>

2. Najafov E. F., Plugin D. A., Plugin A. A., Lobyak O. V. Nesucha zdatnisť opor kontaktnoyi merezhi zaliznyts iz betonu, armovanoho kompozytnoyu armaturoyu. Mosty ta tuneli: teoriya, doslidzhennya, praktyka., 26 (2024) P. 54–62. <u>https://doi.org/10.15802/bttrp2024/315300</u>

3. Plugin A. A., Zhvan V. D., Lobyak O. V., Nazarenko O. M., Najafov E. F., Berezovska A. O. Prohnozuvannya zalyshkovoho resursu zalizobetonnoji dymovoji truby koksohimichnoho vyrobnytstva. Zbirnyk naukovykh prats Ukrayins'koho derzhavnoho universytetu zaliznychnoho transportu., 208 (2024) P. 51-67. https://doi.org/10.18664/1994-7852.208.2024.308146

4. Plugin A. A., Muryhin M. A., Krykun O. P., Najafov E. F., Zinchenko V. V. Eksperymental'ni doslidzhennya vplyvu elektrychnykh potentsialiv na koroziyni protsesy v zalizobetonnykh shpalah. Zbirnyk naukovykh prats Ukrayins'koho derzhavnoho universytetu zaliznychnoho transportu., 207 (2024) P. 38-51. https://doi.org/10.18664/1994-7852.207.2024.301944

5. Andrii Plugin, Olena Kaliuzhna, Oleksii Lobiak, Dmytro Plugin, El'shad Faih Ohly Nadzhafov, Markus Lagler. Regarding the replacement of steel reinforcement in prestressed concrete sleepers with composite rebars. AIP Conf. Proc. 3064, 060003 (2024) <u>https://doi.org/10.1063/5.0199575</u>

Published works of an approbation nature:

6. Plugin A. A., Panchenko S. V., Muryhin M. A., Plugyn D. A., Najafov E. F., Lobyak O. V. Porivnyal'ni doslidzhennya modeley betonnykh konstruktsiy, armovanykh poperedn'o napruzhenoyu stalevoyu ta kompozytnoyu armaturoyu. Tezy dopovidey 10 Mizhnarodnoyi konferentsiyi «Problemy nadiynosti ta dovhovichnosti inzhenernykh sporud i budivel' na zaliznychnomu transporti» (TransBud-2024), UkrDUZT, Kharkiv. (20-22.11.2024) P. 45-48. <u>https://kart.edu.ua/wpcontent/uploads/2024/09/tezi-transbud-2024-2.pdf</u> 7. Najafov E. F., Plugin D. A., Plugin A. A., Lobyak O. V., Slepchenko S. V. Oporni konstruktsiyi kontaktnoyi merezhi zaliznyts iz betonu, armovanoho kompozytnoyu armaturoyu. Zbirnyk tez mizhnarodnoyi naukovo-tekhnichnoyi konferentsiyi «Strukturoutvorennya ta ruyvnennya kompozytsiynykh budivel'nykh materialiv ta konstruktsiy», ODABA, Odesa., 23.04.2024. P. 96-99.

https://drive.google.com/file/d/1jI7vWluCtPrF4HO4P4BpNs-_at6XPvwR/view

8. Plugin A. A., Kalyuzhna O. V., Muryhin M. A., Najafov E. F., Plugin D. A. Perspektyvy zastosuvannya kompozytnoyi armatury v shpalah iz betonu. Mizhnarodna naukovo-tekhnichna konferentsiya «Orhanichni i mineral'ni vyazhuchi ta dorozhni betony na yikh osnovi», KhNADU, Kharkiv. 08-09.11.2022. P. 107-113.

https://rcf.khadi.kharkov.ua/fileadmin/user_upload/Збірник_тез - Редакція .pdf

Scientific works additionally reflecting the scientific results of the dissertation:

9. Plugin A. A., Chaika V. M., Musiyenko S. M., Najafov E. F. Osoblyvo dribnozernystyy beton iz vidkhodiv HZK dlya budivel'nykh vyrobiv. Zbirnyk naukovykh prats Ukrayins'koho derzhavnoho universytetu zaliznychnoho transportu., 208 (2024) P. 79-91. https://doi.org/10.18664/1994-7852.208.2024.308196

10. Sposib vyhotovlennya shpal iz betonu z poperedn'o napruzhenoyu armaturoyu. MPK E01B 3/34, E04G 21/12. UkrDUZT. Plugin A. A., Plugin D. A., Muryhin M. A., Panchenko S. V., Zhi W. (Zhu W.), Lobyak O. V., Muryhin A. V., Pluhin O. A., Kalyuzhna O. V., Muryhina N. O., Dudin O. A., Najafov E. F. Zayavka na vydachu patentu na vynakhid № a 2023 06180, zayavl. 18.12.2023.

11. Sposib vyhotovlennya shpal iz betonu z poperedn'o napruzhenoyu armaturoyu. MPK E01B 3/34, E04G 21/12. UkrDUZT. Plugin A. A., Plugin D. A., Muryhin M. A., Panchenko S. V., Zhi W. (Zhu W.), Lobyak O. V., Muryhin A. V., Pluhin O. A., Kalyuzhna O. V., Muryhina N. O., Dudin O. A., Najafov E. F. Zayavka na vydachu patentu na korysnu model' u202306182, zayavl. 18.12.2023.

3MICT

ВСТУП	28
РОЗДІЛ 1 АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД ЛІТЕРАТУРНИХ ДЖЕРЕЛ З ПИТАНЬ	
ЕКСПЛУАТАЦІЇ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ОПОР КОНТАКТНОЇ МЕРЕЖІ	
ЗАЛІЗНИЦЬ ТА НЕМЕТАЛЕВОГО АРМУВАННЯ БЕТОНІВ	35
1.1 Конструкція та особливості умов експлуатації залізобетонних опор	
контактної мережі залізниць	35
1.2 Корозія бетону і довговічність залізобетонних конструкцій	47
1.3 Армування конструкцій із бетону неметалевою арматурою	51
1.4 Завдання досліджень	54
ВИСНОВКИ ЗА РОЗДІЛОМ 1	55
РОЗДІЛ 2 МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕНЬ І МАТЕРІАЛИ	56
2.1 Методи дослідження параметрів кінетики карбонізації бетону	
захисного шару	56
2.1.1 Оцінка можливості протікання реакцій карбонізації	
термодинамічним аналізом	56
2.1.2 Дослідження кінетики карбонізації за даними натурних	
обстежень	57
2.1.3 Експериментальне дослідження кінетики карбонізації	58
2.2 Розробка методики прогнозу остаточного ресурсу залізобетонної	
конструкції кільцевого перерізу, що зазнає агресивного впливу	60
2.3 Розрахунковий експеримент з порівняння несучої здатності опор	
контактної мережі залізниць із бетону, армованого композитною та	
сталевою арматурою	63
2.4 Експериментальні дослідження з верифікації результатів розрахунків	
напружено-деформованого стану методом скінчених	
елементів	64
2.4.1 Моделі та схема їх випробування	65
2.4.2 Матеріали для експериментальних досліджень	65

2.4.3 Оснащення для виготовлення моделей	67
2.4.4 Експериментальні дослідження деформативних властивостей та	
показників міцності композитної та дротяної арматури	71
2.4.5 Натягування арматури	73
2.4.6 Формування і твердіння моделей	77
2.4.7 Властивості бетону	78
2.4.8 Випробування моделей навантаженням	78
2.5 Порівняльне дослідження зчеплення бетону з композитною і сталевою	
дротяною арматурою	79
ВИСНОВКИ ЗА РОЗДІЛОМ 2	81
РОЗДІЛ З ТЕОРЕТИЧНІ ОСНОВИ ПІДВИЩЕННЯ НАДІЙНОСТІ,	
ДОВГОВІЧНОСТІ ТА РЕСУРСУ ОПОР КОНТАКТНОЇ МЕРЕЖІ	
ЗАЛІЗНИЦЬ ІЗ БЕТОНУ	82
3.1 Втрата бетоном захисних властивостей до арматури	82
3.1.1 Термодинамічний аналіз реакції нейтралізації бетону захисного	
шару вуглекислим газом	82
3.1.2 Теоретичний аналіз процесу карбонізації та кінетики просування	
ії фронту	84
3.2 Порівняльний аналіз напружено-деформованого стану попередньо	
напружених опор контактної мережі із бетону, армованих сталевою	
дротяною та композитною арматурою	87
ВИСНОВКИ ЗА РОЗДІЛОМ 3	95
РОЗДІЛ 4 ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ	96
4.1 Експериментальне дослідження впливу факторів на кінетику	
карбонізації та довговічність опор контактної мережі	96
4.2 Експериментальні дослідження з верифікації результатів розрахунків	
напружено-деформованого стану методом скінчених елементів	106

	4.2.1 Дослідження фізико-механічних властивостей сталевої дротяної	
	та композитної арматури	106
	4.2.2 Розрахунковий експеримент – аналіз напружено-деформованого	
	стану моделей	108
	4.2.3 Експериментальні дослідження з навантаженням моделей	110
	4.2.4 Порівняння результатів розрахункового та натурного	
	експериментів	115
	4.3 Порівняльне дослідження зчеплення бетону з композитною і сталевою)
	дротяною арматурою	122
B	ИСНОВКИ ЗА РОЗДІЛОМ 4	123
P	ОЗДІЛ 5 ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕНЬ	125
	5.1 Апробація і впровадження методики прогнозування залишкового	
	ресурсу залізобетонних конструкцій кільцевого перерізу, які зазнають	
	агресивних впливів	125
	5.2 Розробка методики прогнозування залишкового ресурсу	
	залізобетонних опор контактної мережі залізниць	142
	5.2.1 Загальна послідовність прогнозування залишкового ресурсу опор)
	контактної мережі на електрифікованій ділянці	143
	5.2.2 Вивчення виконавчої та/або експлуатаційної документації	143
	5.2.3 Натурне обстеження ділянки	144
	5.2.4 Відбір зразків бетону для лабораторних досліджень	144
	5.2.5 Лабораторні дослідження зразків бетону	146
	5.2.6 Розрахунок залишкового ресурсу опор контактної мережі	147
	5.3 Розробка конструкції із бетону з композитною арматурою для	
	електрифікованих ділянок залізниці	147
	5.4 Конструювання роздільної металевої опори контактної мережі на	
	буронабивному фундаменті із бетону з композитною арматурою	155
	5.5 Оцінка соціально-економічної ефективності	158
	5.6 Використання результатів досліджень у навчальному процесі	158

ВИСНОВКИ ЗА РОЗДІЛОМ 5	159
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	161
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ	164
ДОДАТКИ	176
ДОДАТОК А Результати дослідження фізико-механічних властивостей сталевої дротяної та композитної арматури ДОДАТОК Б Результати розрахункового експерименту з дослідження	177
напружено-деформованого стану моделей із бетону, армованих композитною та сталевою дротяною арматурою ДОДАТОК В Методика прогнозування залишкового ресурсу опор	186
контактної мережі	203
ДОДАТОК Г Заявки на видачу патентів на винахід і корисну модель	221
ДОДАТОК Д Акти впровадження результатів досліджень	223
ДОДАТОК Е Список публікацій здобувача за темою дисертації	225

вступ

Перша електрифікована ділянка на залізницях колишнього радянського з'явилась В Азербайджані. Ділянка Баку Сабунчі простору _ була електрифікована постійним струмом 1,2 кВ у 1926 р., а контактна мережа на перегонах підвішена на дерев'яних опорах. Проте масова електрифікація розпочалась лише у 1955–1956 рр. Як опори контактної мережі спочатку застосовували металеві гратчасті або трубчасті стояки, які встановлювали в котловани, заповнювані бетоном. Але така конструкція була визнана надто металомісткою, тому майже одразу почалось застосування залізобетонних опор. Одним із розповсюджених типів опорних конструкцій контактної мережі стали залізобетонні конічні центрифуговані опори. Проте за майже сім десятирічь масової експлуатації залізобетонних опор з'ясувалось, що на ділянках, електрифікованих постійним струмом, вони зазнають інтенсивного електрокорозійного впливу з пошкодженням переважно сталевої арматури їх підземної частини. Тому розробка альтернативних конструкцій опор, зокрема, бетонних з корозійностійкою композитною арматурою, та оцінка їх несучої здатності є актуальним завданням.

Разом з тим в експлуатації залишається значна кількість залізобетонних опор. Великий досвід їх експлуатації дозволив мінімізувати електрокорозійний вплив постійних струмів витоку за допомогою ізоляції підземної частини, комбінованого армування попередньо-напруженим високоміцним дротом і ненапруженою стержневою арматурою, ізолюючими деталями. Проте пошкодженням різного характеру піддається і надземна частина опор. Одним із розповсюджених типів пошкоджень залізобетонних конструкцій, які знижують їх довговічність, є корозія арматури внаслідок карбонізації (нейтралізації) захисного шару бетону. В основному таких пошкоджень зазнають конструкції із бетону невисокої щільності. Проте, незважаючи на високу щільність бетону центрифугованих опор, у них також відзначались такі пошкодження. Тому дослідження кінетики карбонізації бетону опор контактної мережі є актуальним завданням, розв'язання якого сприятиме підвищенню їх надійності, довговічності та ресурсу.

Корозійних впливів аналогічним чином зазнають схожі на опори конічні залізобетонні конструкції кільцевого перерізу інших галузей господарства. В паливно-енергетичному комплексі, виробництві булівельних металургії, матеріалів більшість технологічних процесів забезпечуються горінням палив, що є окисленням сполук вуглецю киснем повітря. Підведення повітря та відведення продуктів горіння забезпечується природною тягою, створюваною за допомогою залізобетонних димових труб. Інтенсивність тяги пропорційна висоті труби, тому труби потужних підприємств повинні бути капітальними довговічними спорудами. Через недостатню корозійну стійкість бетону на портландцементі довговічність залізобетонних труб забезпечується футеруванням зсередини керамічною цеглою і виконанням цегляного оголовку та у випадку пошкодження (обвалення) футерування може суттєво знизитись. Терміни служби футерування менше ніж несучої конструкції труби, тому впродовж експлуатації стан футерування та залізобетонної конструкції в місцях його обвалення вимагає постійного моніторингу, який ускладнюється безперервністю технологічних процесів, що забезпечує труба. Через порівняно нетривалий у порівнянні з економічно обґрунтованою довговічністю досвід будівництва та експлуатації залізобетонних димових труб (переважно з 1970-х рр.) та різноманітний хімічний сумішей, багато аспектів моніторингу газодимових склад ïχ стану, прогнозування довговічності та раціонального розподілу ресурсів на поточні та капітальні ремонти, як і для залізобетонних пор контактної мережі, залишаються невивченими.

Отже, в роботі піднімається коло актуальних питань, пов'язаних з надійністю, довговічністю, ресурсом опор контактної мережі залізниць із бетону, зокрема, кінетикою нейтралізації та інших видів корозії залізобетонних конструкцій кільцевого перерізу для прогнозування їх остаточного ресурсу, несучою здатністю опор із бетону з композитною арматурою як альтернативи уразливим для електрокорозії залізобетонним опорам.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Робота виконувалась на кафедрі будівельних матеріалів, конструкцій та споруд Українського державного університету залізничного транспорту у складі держбюджетної науково-дослідної роботи МОН України «Теоретичні та експериментальні основи створення композиційних матеріалів на основі мінеральних в'яжучих для захисту від електрокорозії і ремонту споруд залізничного транспорту» (ДР № 0122U002125), грантової теми Університету Західної Шотландії і УкрДУЗТ «Integrated rail freight optimisation in Ukraine: Railway sleepers, rolling stock and logistics» (ДР № 0123U102700).

Метою роботи є теоретичні та експериментальні основи підвищення надійності, довговічності та ресурсу опор контактної мережі залізниць із бетону.

Предмет дослідження – опори контактної мережі залізниць із бетону з попередньо напруженою дротяною сталевою та композитною арматурою.

Об'єкт дослідження – процеси деградації бетону і сталевої арматури опор від атмосферних та електричних впливів, несуча здатність опор з дротяною сталевою та композитною арматурою.

Завдання досліджень:

1. Аналіз конструкції, технології виробництва та умов експлуатації залізобетонних конічних центрифугованих опор контактної мережі залізниць, аналітичний огляд літературних даних з обраної теми.

2. Термодинамічний аналіз, дослідження кінетики карбонізації бетону прискореним способом і натурними обстеженнями.

3. Визначення впливу чинників на залишковий ресурс опор статистичними методами.

4. Експериментальне дослідження модуля пружності та зчеплення з бетоном композитної та сталевою дротяною арматури.

5. Побудова скінчено-елементної моделі конічної кільцевого перерізу конструкції із бетону, армованої попередньо-напруженою композитною арматурою, аналіз її напружено-деформованого стану.

 Розрахунковий і натурний експеримент з навантаженням спрощених моделей конструкції із бетону з попередньо напруженою композитною і сталевою дротяною арматурою.

7. Розробка та апробація методики прогнозування залишкового ресурсу залізобетонних конструкцій кільцевого перерізу, які зазнають впливу агресивних середовищ.

8. Розроблення та впровадження на залізниці Азербайджану методики прогнозування залишкового ресурсу експлуатованих залізобетонних опор контактної мережі.

9. Розробка конструкцій із бетону з композитною арматурою для електрифікованих ділянок залізниці.

10. Впровадження результатів досліджень.

Методи дослідження. В роботі використано комплексний підхід до вирішення поставлених задач, зокрема: – для оцінки можливості протікання реакцій карбонізації в рідкій або газоподібній фазі застосовано термодинамічні розрахунки з оцінкою можливості протікання величинами їх вільної енергії Гіббса та константи рівноваги; – як основний параметр кінетики просування фронту карбонізації запропоновано ефективний коефіцієнт дифузії СО2 в бетоні *D'* та методику його прискореного визначення; – розроблено методику прогнозування залишкового ресурсу залізобетонних конструкцій кільцевого перерізу, що зазнають агресивного впливу; – розроблено методику порівняння несучої здатності опор контактної мережі залізниць із бетону, армованого композитною та сталевою арматурою, шляхом розрахункового експерименту з аналізом напружено-деформованого стану опор із застосуванням методу скінчених елементів і програмного комплексу ЛІРА-САПР; – для верифікації результатів розрахунків міцності, жорсткості та тріщиностійкості опор з композитною арматурою розроблено методику експериментальних досліджень на моделях у складі розрахункового та натурного експериментів; – розроблено методику порівняльного дослідження зчеплення бетону з композитною і сталевою дротяною арматурою.

Достовірність отриманих результатів забезпечена обґрунтованим застосуванням методів розрахунків, зокрема за допомогою ліцензованого програмного забезпечення, стандартних та оригінальних методів досліджень та вимірювань, статистичною обробкою отриманих результатів, збіжністю теоретичних, розрахункових, експериментальних результатів.

Обґрунтованість отриманих результатів обумовлена їх відповідністю фундаментальним положенням і закономірностям фізичної хімії, зокрема хімічної термодинаміки, колоїдної хімії та фізико-хімічної механіки дисперсних систем.

Наукова новизна отриманих результатів:

Вперше встановлено, що нейтралізація $Ca(OH)_2$ вуглекислим газом відбувається через розчинення CO_2 , у поровому електроліті, кінетика просування фронту карбонізації визначається розчиненням і дифузією молекул CO_2 крізь нього, реакційна здатність щільного центрифугованого бетону визначається об'ємом доступних для води пор а, отже, водопоглинанням бетону, величини ефективного коефіцієнту дифузії CO_2 в бетоні D' з часом зменшуються за рахунок кольматації порового простору кальцитом.

Набули подальшого розвитку уявлення про вплив чинників на довговічність залізобетонних конструкцій, зокрема, встановлено, що для залізобетонних центрифугованих опор контактної мережі найбільш впливовим чинником є товщина захисного шару.

Набули подальшого розвитку уявлення про напружено-деформований стан конструкцій із бетону, армованих композитною арматурою, зокрема, вперше отримано скінчено-елементну модель конічної кільцевого перерізу конструкції із бетону, армованого попередньо-напруженою композитною арматурою, та закономірності розподілу в ній деформацій і напружень від її згину. Встановлено, що за однакових із залізобетонною конструкцією перерізом арматури та натягом арматурного пакету конструкція з композитною арматурою має меншу несучу здатність за другою групою граничних станів.

Практичну значущість має розроблена методика прогнозування

залишкового ресурсу залізобетонних конструкцій кільцевого перерізу, які зазнають впливу агресивних середовищ, у т.ч. опор контактної мережі на залізниці Азербайджану, а також розроблена і включена в проект держаних будівельних норм України конструкція роздільної металевої опори контактної мережі на буронабивному фундаменті із бетону з композитною арматурою.

Особистий внесок здобувача. Дисертація є самостійною науковою працею, в якій висвітлені власні ідеї і розробки автора, що дозволили вирішити поставлені завдання. Робота містить теоретичні та методичні положення і висновки, сформульовані дисертантом особисто. Використані в дисертації ідеї, положення, гіпотези інших авторів мають відповідні посилання і використані лише для підкріплення ідей здобувача.

У спільних наукових публікаціях, наведених у додатку Е, здобувачеві належить наступний внесок: розрахунки кінетики карбонізації, порівняння їх результатів з результатами натурних досліджень на залізниці Азербайджану [1]; порівняльний аналіз результатів розрахунків методом скінчених елементів опор контактної мережі, армованих сталевим дротом і композитною арматурою [2]; аналіз агресивного впливу з розрахунком показників кінетики просування фронту корозії в конструкції кільцевого перерізу [3]; участь в аналізі результатів впливу постійного та пульсуючого односпрямованого струму на бетон і арматуру зразків [4]; аналітичний огляд літературних джерел з питань армування бетонних виробів композитною арматурою [5, 8]; обробка результатів експериментальних досліджень, побудова діаграм деформування зразків [6]; аналіз досвіду експлуатації залізобетонних опор контактної мережі на залізниці [7]: обґрунтуванні Азербайджану **участь** В теоретичному складу дрібнозернистого бетону із заданими властивостями [9]; участь у розробці технологічного рішення попереднього натягу композитної арматури [10, 11].

Апробація результатів. Результати дисертаційного дослідження апробовані на 3-х міжнародних конференціях у 2022–2024 рр.:

 – 10 Міжнародній науково-технічній конференції «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд і будівель на залізничному транспорті» (TransBud, Харків) 2024;

 Міжнародній науково-технічній конференції «Структуроутворення та руйнування композиційних будівельних матеріалів та конструкцій» (Одеса), 2024;

– Міжнародній науково-технічній конференції «Органічні і мінеральні в'яжучі та дорожні бетони на їх основі» (Харків), 2022.

Публікації. Матеріали дисертації опубліковані у 11 роботах: 4 статті у фахових виданнях України категорії Б, 1 стаття у виданні, що індексуються НМБД Scopus, 1 додаткова стаття у фаховому виданні України категорії Б, 2 описи до заявок на видачу патентів на корисну модель та винахід і 3 апробаційні публікації за матеріалами міжнародних науково-технічних конференцій.

Структура та обсяг дисертації. Дисертаційна робота складається з анотації двома мовами, вступу, п'яти розділів, загальних висновків, списку використаних джерел, додатків. Загальний обсяг роботи становить 227 сторінок, у т. ч. основний текст займає 120 сторінок. Робота містить 85 рисунків, 34 таблиці та 6 додатків. Список використаних джерел налічує 98 найменувань.

РОЗДІЛ 1

АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД ЛІТЕРАТУРНИХ ДЖЕРЕЛ З ПИТАНЬ ЕКСПЛУАТАЦІЇ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ОПОР КОНТАКТНОЇ МЕРЕЖІ ЗАЛІЗНИЦЬ ТА НЕМЕТАЛЕВОГО АРМУВАННЯ БЕТОНІВ

1.1 Конструкція та особливості умов експлуатації залізобетонних опор контактної мережі залізниць

Перша електрифікована ділянка на залізницях колишнього радянського простору з'явилась в Азербайджані. Ділянка Баку – Сабунчі була електрифікована на постійному струмі напругою 1,2 кВ у 1926 р., а контактна мережа на перегонах підвішена на дерев'яних опорах [1].

Проте масова електрифікація розпочалась лише у 1955–56 рр. спочатку на постійному струмі напругою 3 кВ, а з 1970-хх років – на змінному струмі напругою 27 кВ. Як опори контактної мережі на перегонах спочатку застосовували металеві гратчасті або трубчасті стояки, які встановлювали в котловани, заповнювані бетоном [2, 3]. Але така конструкція була визнана надто металомісткою, тому для облаштування контактної мережі на перегонах майже одразу почалось застосування залізобетонних опор.

Перший тип залізобетонних опор контактної мережі залізниць з абревіатурою ЖБД (ЗалізоБетонні Двотаврові) – двотаврові відкритого профілю з отворами у стінці, виготовляли із віброваного бетону без попереднього напруження арматури (рис. 2.1, *a*) [3, 4]. Вібрований бетон та ненапружена арматура в цих умовах експлуатації не забезпечували надійність і довговічність опор, які швидко пошкоджувались за рахунок морозного руйнування бетону, та корозії арматури, тому майже одразу розпочалось застосування конічних трубчастих центрифугованих опор типу ЖБК (ЗалізоБетонні Конічні, рис. 2.1, *б*) [3, 4]. Вершина опори вже після її розпалублення забивалась заглушкою із бетонної суміші, ущільненої штикуванням.



Рис. 1.1 – Залізобетонні опори контактної мережі залізниць: *а* – двотаврові [5]; *б* – конічні центрифуговані; *в* – контактна мережа на дільниці Ваки – Вöyük
Кәзік Азербайджанської залізниці з конічними центрифугованими опорами [3]; *г* – подовжні тріщини в залізобетонних центрифугованих опорах
Центрифугований бетон за рахунок відтиснення зайвої води та зниження В/Ц мав більші міцність та щільність, ніж вібрований бетон опор ЖБД, а також був набагато одноріднішим. Якість та однорідність віброваного бетону, як і цементних будівельних розчинів, дуже залежить від реологічних властивостей сумішей, які залежать від витрати води, а отже, й В/Ц, і у виробничих умовах складно регулюються і коливаються у широких межах [6, 7], тоді як у центрифугованому бетоні за будь-якої витрати води остаточне В/Ц визначається лише режимом центрифугування. Через це нейтралізація захисного шару та корозія арматури через неї у центрифугованому бетоні стала набагато повільнішою, ніж у віброваному бетоні. Але впровадження центрифугованого бетону не вирішило повністю проблему недостатньої довговічності опор. В надземній частині центрифугованих опор більш пізніх конструкцій досі продовжують виявляти тріщини від корозії подовжньої арматури (рис. 1.1, c) у т.ч. через нейтралізацію захисного шару бетону. Тому центрифуговані опори також не набули економічно виправданої довговічності.

З 1957 р. центрифуговані опори почали виготовляти з попередньо напруженою спочатку стержневою Ø6 i Ø12 мм, потім із високоміцного вуглецевого дроту переважно Ø5 мм (в кресленнях було передбачено i Ø6 мм) із вуглецевої сталі та поперечною спіральною арматурою із холоднотягнутого дроту Ø3 мм (рис. 1.2) [4, 5, 8]. В серіях робочих креслень по мірі цих змін позначення типу опор послідовно змінювалось: УЖБК (Посилені ЗалізоБетонні Конічні), ГК, СЖБК (Стояки ЗалізоБетонні Конічні), СК (Стояки Консольні) [4], СКУ (Стояки Консольні Посилені) [5]. СКП (Стояки Консольні Центрифуговані), С (Стояки) [8, 9, 10], СО [10, 11], СС [12]. Кожний тип опор включає лінійку типорозмірів за несучою здатністю – нормативним згинальним моментом 44 (4,5), 59 (6), 78 (8), 98 (10) кН·м (Тс·м) на рівні умовного обрізу фундаменту, регульованим кількістю робочої арматури та зусиллям її попереднього напруження. Типорозмір 98 кН-м має збільшені кількість арматури, величину попереднього натягу, товщини стінки (до 70 мм) і практично не випускається. Основним є типорозмір 78 кН·м, в інші – 44 і 59 кН·м в основному понижували опори 78 кН·м у разі обриву дротин арматури і зниження натягу під час виготовлення.

В попередньо напружених опорах поперечні тріщини були усунуті, проте одразу після передачі натягу арматури з форми на бетон почали утворювались подовжні тріщини від попереднього напруження арматури, тому наступним удосконаленням опор стало встановлення у вершині підсилювальних кілець із стержневої арматури (рис. 1.2, a) або згущення спіралі (рис. 1.2, δ), що дозволило майже усунути тріщини у вершині опор.



Рис. 1.2 – Конструкція залізобетонних конічних центрифугованих опор контактної мережі довжиною 13,5 м: *a* – типу СКУ [5]; б – типу СКЦ, С [8]

Для запобігання корозії арматури та морозного руйнування бетону внизу опори розпочали влаштовувати заглушку, а на комлеву частину на висоту до 1 м вище умовного обрізу фундаменту наносити ізоляційне покриття із петролатуму, бітумної мастики, сланцевого лаку (кукерсолі) тощо. Пізніше від нижньої заглушки відмовились і почали наносити ізоляційне покриття ванним просоченням на зовнішню і внутрішню поверхню стінок опор. Для усунення умов, що сприяють морозному руйнуванню бетону та корозії арматури, в стінках опор починаючи з типу СКЦ почали влаштовувати вентиляційні отвори (рис. 1.2, б).

Проте під час експлуатації залізобетонних опор з'ясувалось, що на ділянках, електрифікованих постійним струмом, вони зазнають інтенсивного електрокорозійного впливу [14, 15, 16]. Особливо інтенсивно пошкоджується попередньо напружений дріт [2, 17–20].

Це змусило для ділянок, електрифікованих постійним струмом, впровадити опори типу СКЦо, СО з комбінованим армуванням – попередньо напруженим із високоміцного дроту по всій висоті опори і додатковим ненапруженим стержневим в нижній частині. Стержнева арматура істотно збільшує площу стікання корозійного струму з арматури в бетон і далі в землю та, отже, знижує густину струму стікання, уповільнюючи електрокорозію. Наявність ненапруженої стержневої арматури, крім того, забезпечило контрольоване в межах оглядів нахилення опори по мірі розвитку ушкодження замість її раптового обрушення.

Більша частина застосовуваних в Азербайджані та Україні опор контактної мережі є нероздільними, які встановлюються у попередньо виритий котлован. Оскільки зворотна засипка котловану не відтворює природний стан ґрунту, опори, на які впливають підвищені згинальні моменти – в кривих, анкерні, а також встановлені на укосах насипів, у слабких ґрунтах, схильні до нахилення. Для таких випадків починаючи з перших типів на додаток до нероздільних були впроваджені роздільні опори – укорочені, встановлювані у збірні залізобетонні фундаменти стаканного типу (рис. 1.3) [5] з двотавровим (рис. 1.3, *a*), а потім трьохпроменевим перерізом нижньої частини (типу TC, рис. 1.3, б), а також впроваджували їх вібраційне занурення.

Для зведення таких фундаментів були впроваджені спеціальні агрегати віброзанурювачі АВСЕ, які забезпечували занурення фундаменту у ґрунт вібрацією [21]. Занурений таким чином фундамент ущільнює ґрунт навколо себе і за рахунок цього, а також свого розвинутого перерізу набагато краще, ніж комель опори кільцевого перерізу, опирається згинальним моментам.



Рис. 1.3 – Роздільні залізобетонні опори контактної мережі залізниць: а – опора на фундаменті двотаврового перерізу [5]; б – трьохпроменевий фундамент [8]

деталей вдвічі більша кількість Проте обумовлювала i більшу трудомісткість зведення опорної конструкції, тому у 1983 р. було запропоновано цікаве конструктивно-технологічне рішення, яке мало на меті поєднати зазначені переваги нероздільних опор і віброзанурених фундаментів – опори виготовляли зі зворотною конічністю нижньої – комлевої частини типу СОК (рис. 1.4) [22], а агрегат АВСЕ оснастили металевим штампом такої ж форми. Котлован у ґрунті виштамповували і встановлена опора самоущільнювалась в ньому під власною вагою. Таке подвійне ущільнення ґрунту мало забезпечити підвищену здатність опиратись нахилу від згинального моменту.



Рис. 1.4 – Опори зі зворотною конічністю нижньої частини (*a*) та схема їх установлення (б) [22]

На жаль, низка проблем того часу зробила таке конструктивно-технологічне рішення тупиковим. Значна кількість котлованів не піддавалась якісному виштамповуванню через неоднорідність ґрунту, наявність в ньому кам'янистих включень, кореневої системи рослин тощо і значну частину цих опор на дослідних ділянках вимушені були встановлювати традиційним способом –

встановленням у відриті котловани зі зворотною засипкою. Природно, що стійкість таких опор в ґрунті виявилась ще гіршою, ніж у традиційних конічних по всій довжині опор. Можливо, цю проблему могло б розв'язати застосування георадарів, але до їх впровадження ще були десятки років.

виникли і в технології виготовлення [23. Проблеми опор 241. Центрифуговані опори формують у формах, що збираються із двох півформ. На стенд укладають нижню півформу, армують простір над нею і заповнюють бетонною сумішшю, одягають верхню півформу і стягують півформи бовтами. Зібрану форму переставляють на центрифугу і центрифугують. Бетонна суміш розподіляється по внутрішній поверхні форми, ущільнюється, зайва вода відтискається і за рахунок конічності виводиться із форми в бік комлевої частини. Після центрифугування форму поміщують в пропарювальну камеру і піддають тепловологісній обробці. У перших конічних опор з ненапруженою арматурою каркас збирали на кондукторі, обв'язували бетонними фіксаторами захисного шару і поміщували у форму. Це забезпечувало надійне дотримання вимог до захисного шару бетону.

Для переходу на попередньо напружене армування форми зробили силовими, а збиральний стенд сумістили з гідравлічною натяжною станцією. Спочатку на від'єднувані від стенда оголовки навішували попередньо намотаний на «мотовилі» пакет **i**3 безперервного дроту 24 обороти v (48 дротин), на який перед цим одягали підсилювальні кільця і бухту дроту для спірального армування, частково натягували пакет, розмотували та фіксували в'язальним дротом спіраль. Потім по роликам стенда підкочували під пакет нижню півформу, заповнювали бетонною сумішшю, одягали верхню півформу, скріплювали півформи відкидними бовтами, донатягували пакет і передавали його натяг на форму за допомогою упорних гвинтів між формою та оголовком. Незважаючи на те, що в технологічний документації були передбачені бетонні фіксатори захисного шару із випусками в'язального дроту (рис. 1.5) [22], фактично більшість з них збивалось під час підкочування нижньої півформи. Тому у попередньо напружених опорах виникали суттєві порушення товщини захисного шару, який не піддавався контролю існуючими електромагнітними приладами через нерегулярне розміщення подовжньої арматури (чередування окремих дротів та пучків по 2 і 3 дротини) і густу спіраль.



Рис. 1.5 – Бетонні фіксатори захисного шару [22]

В опорах зі зворотною конічністю комлевої частини в місці переламу встановлювалось розпірне кільце. Під час донатягу пакету вже у закритій формі кільце разом з усім арматурним пакетом зміщувалось вбік аж до торкання спіральною арматурою поверхні форми, захисний шар до робочої арматури неконтрольовано зменшувався до 3 мм. Це призвело до того, що на поверхні опор типу СОК через 1–2 роки після установлення з'являлись іржаві смуги над спіральною арматурою. Спеціальне тарування електромагнітних приладів ИЗС-10Н, виконане НДІБК у 1987 р., дозволило у 1987–88 рр. провести масштабні дослідження дотримання вимог до товщини захисного шару 9127 опор, виготовлених шістьома різними заводами [23]. Розподіл опор по товщині захисного шару наведено на рис. 1.6, *а*. Було встановлено, що захисний шар не відповідає нормативним вимогам у 80,2 % опор типу С і у 99,4 % опор типу СОК. Після впровадження низки організаційно-технічних заходів ці показники вдалось знизити для опор типу С до 50,8 % а для опор типу СОК лише до 84,1 %, через що вони були зняті з виробництва, частина з них демонтована. Отже, проблему порушення вимог до товщини захисного шару через недосконалість конструкції і технології виробництва опор після впровадження низки організаційно-технічних заходів вдалось розв'язати, але частково [24]. Схожий розподіл опор по товщині захисного шару спостерігається й на залізниці Азербайджану (рис. 1.6, б) [13], де у близько 42 % опор виготовлення 1960-х рр. товщина захисного шару не відповідає нормативним вимогам.



Рис. 1.6 – Гістограми розподілу опор за мінімальною товщиною захисного шару за даними: *a* – [23]; *б* – [13]

В теперішній час на залізницях Азербайджану та України експлуатуються переважно опори типу С і СО. Дослідженнями [13] показано, що після 50–60 років експлуатації на ділянці Ваки – Вöyük Kəsik Азербайджанської залізниці, електрифікованій постійним струмом (рис. 1.1, *в*), міцність бетону опор на стиск знаходиться в межах 41–62,5 МПа, середня складає 50,5 МПа, гарантована із забезпеченістю 95 % – 48 МПа. Товщина зовнішнього захисного шару складає 25–30 мм, глибина його карбонізації – 1–3 мм.

У 100 % опор виявлені пошкодження (рис. 1.7), у 89,3 % з яких вони незначні І і ІІ категорії (рис. 1.7, δ , ϵ , ϵ) і опори можуть бути залишені під наглядом або відремонтовані, у 10,7 % пошкодження ІІІ (і IV за нормами, які використовували автори) категорії у вигляді руйнування заглушок, відколів бетону, подовжніх тріщин розкриттям понад 2 мм та вони підлягають заміні. Близько 30 % опор відхиляються від вертикалі більше ніж на 2°.

Схожі пошкодження були виявлені у [25] навіть у опор, які були встановлені на перегоні на Південній залізниці, але через призупинення електрифікації не експлуатувались. За 13 років 12,8 % опор набули пошкоджень, з яких І і ІІ категорії – 8,8 %, ІІІ категорії – 4 % [26]. Як бачимо, в умовах експлуатації під впливом постійного електричного струму пошкоджень зазнали 100 % опор, або близько 1,8 % на рік, а в умовах тільки атмосферного впливу – 12,8 % або 1 % на рік.

Отже, виготовлення опор центрифугуванням забезпечило високу щільність та міцність бетону, а, отже, повільне просування фронту карбонізації. Проте особливості конструкції і технології виробництва цих опор обумовили значні коливання товщини захисного шару, а, отже, доволі значну кількість експлуатованих опор з недостатньою товщиною захисного шару та тривалістю його карбонізації.

Викладене дозволило визначити подальші напрямки розвитку конструкції, технології виготовлення і установлення опор, позбавлених недоліків існуючих опор та відповідних сучасним умовам. За аналогією з [27] припущено, що опори із композитною арматурою матимуть набагато меншу електропровідність і не будуть зазнавати електрокорозійних впливів.



в)



Рис. 1.7 – Пошкодження залізобетонних опор контактної мережі на дільниці Ваки – Вöyük Kəsik Азербайджанської залізниці: *а* – місцеві відколи бетону,

б – подовжні тріщини, в – руйнування бетонних заглушок

1.2 Корозія бетону і довговічність залізобетонних конструкцій

Потужним руйнівним фактором для конструкцій із бетону є його внутрішня корозія від взаємодії луг цементу з реакційно здатними заповнювачами [28], яка суттево інтенсифікується впливами струмів витоку [29, 30]. Проте в експлуатованих опорах контактної мережі, ретельно очевидно, через реалізований підприємствах-виробниках на належний контроль якості заповнювачів, ознаки цієї корозії не спостерігались [13, 23-26].

Корозійний вплив на сталеву арматуру можуть спричиняти рециклінгові заповнювачі [31] добавки-електроліти, які прискорюють твердіння [32], на нашу думку навіть повітроутягувальні добавки, що підвищують морозостійкість [33]. Проте в технології центрифугованого бетону на нашу думку використання добавок недоцільно і даних про їх використання нами не виявлено, а рециклінгові заповнювачі призводять до погіршення фізико-механічних властивостей бетону порівняно з заповнювачами із щільних гірських порід [34, 35] і для опор контактної мережі також не використовуються.

Як було визначено у п. 1.1, найбільш руйнівним фактором для залізобетонних опор контактної мережі залізниць може бути вплив струмів витоку у разі електрифікації постійним струмом. Такий вплив ретельно досліджувався у [14–15, 37, 38] стосовно підрейкових основ, мостових конструкцій, будівель станційних комплексів. У [37, 38] пропонувались оригінальні заходи захисту від електрокорозії. Проте дослідження і заходи захисту [37, 38] через відмінний спосіб включення опор контактної мережі в кола струмів витоку [2, 36] для опор придатні обмежено.

Струми витоку стікають з рейок через групове заземлення опор на рейки і спричиняють електрокорозію підземної частини опор, яка і визначатиме їх фактичний термін служби [2, 36]. Електрокорозійні процеси відбуваються і на ділянках електрифікованих на змінному струмі, проте їх інтенсивність порівняно з постійним струмом набагато менша [39]. Проте в залізобетонних опорах контактної мережі за період їх використання відзначалась також корозія арматури надземної частини внаслідок карбонізації захисного шару бетону через його недостатні щільність [3], товщину захисного шару [23].

Карбонізація полягає у нейтралізації гідроксиду кальцію цементного каменю вуглекислим газом повітря, внаслідок чого pH порового електроліту цементного каменю знижується з 12,5 до 9 і менше та він припиняє пасивувати сталеву арматуру, яка одразу зазнає корозії [40–43]. Нейтралізація здійснюється й іншими кислими газами – сірчаним ангідридом, оксидами азоту. У [2] відзначається умовність терміну «газова корозія» щодо бетону – за суттю елементарних процесів корозія бетону в газових середовищах не відрізняється від корозії в рідинах, оскільки хімічні реакції між кислими газами та мінералами цементного каменю протікають у плівках вологи. Газ має розчинитись до того, як вступати в реакцію с іншою розчиненою речовиною. Визначальний вплив на кінетику та ступінь руйнівних процесів мають структура та поровий простір бетону. Саме поровий простір визначає проникність бетону для агресивних речовин, а проникність залежить не стільки від сумарної (загальної) пористості, скільки від розподілу пор за розмірами (диференційної пористості).

Існують різні класифікації пор, які часто залежать від способу їх визначення [45]. Пори є в цементному камені, заповнювачах і контактні – на границі розподілу між ними. За походженням є пори гелю, контракційні від зменшення сумарного об'єму цементу та води після гідратації, капілярні від надлишку води замішування, повітряні від залучення повітря (звичайно замкнені сферичні), седиментаційні від зовнішнього та внутрішнього водовідділення.

Впродовж експлуатації утворюються усадочні, температурні тріщини, пори вилуговування, пори й тріщини від інших видів корозії. За [46] усадочними дефектами є поверхні розподілу між «кластерами» – агрегатами частинок в мікроструктурі бетону. Залежно від співвідношення розмірів пор і товщини адсорбційних шарів на їх стінках, а також рушійних сил переміщення води в них пори класифікуються на гелеві (ефективний радіус до 15 Å), мікрокапіляри (до 0,1 мкм), макрокапіляри (0,1–10 мкм), некапілярні пори. Вважають, що гелеві пори та мікрокапіляри практично недоступні для води. В макрокапілярах рух води відбувається під дією капілярних сил. Некапілярні пори заповнюються рідкою фазою тільки під гідростатичним тиском.

Перенесення газу, рідини, розчинених речовин крізь поровий простір бетону може здійснюватися під дією градієнтів: тиску (фільтрація); температури (конвекція); концентрації (дифузія, осмос); вологості; електричного потенціалу. Фактично перенесення здійснюється за складним змішаним механізмом, визначається характер якого переважним розміром пор, а також електроповерхневими властивостями сполук, що складають їх стінки, переважно продуктів гідратації цементу [47, 48]. Тому кінетику карбонізації визначають за рівнянням Фіка, в якому коефіцієнт дифузії замінюють емпіричним ефективним коефіцієнтом дифузії та уводять до рівняння емпіричну величину реакційної здатності бетону [41].

Дослідження [24] ґрунтуються на припущенні, що водопоглинання бетону достатньо точно характеризує поровий простір бетону саме щодо його проникності для газів, рідин та іонів. Для розв'язання практичних завдань такий підхід здається найбільш продуктивним.

Довговічність будівельних конструкцій і споруд визначається здатністю матеріалів, з яких вони зведені, зберігати свої властивості у часі а, отже, кінетикою їх деградації.

Деградацію матеріалів намагаються моделювати за допомогою кінетичних та статистичних теорій. Так, у відповідності до флуктуаційної теорії Журкова деградація матеріалів відбувається внаслідок розриву хімічних зв'язків у них від теплових флуктуацій та напружень, а час τ від прикладання навантаження до руйнування і визначає довговічність конструкції з цього матеріалу [47]. τ визначається рівнянням:

$$\tau = \tau_0 e^{\frac{V - \gamma \sigma}{RT}},\tag{1.1}$$

де τ_0 – постійна, що для всіх матеріалів знаходиться в межах 10^{12} – 10^{13} с, V – енергія активації розриву зв'язку; γ – параметр, що враховує неоднорідності структури матеріалу та розподілу напруження; R – універсальна газова стала; T – абсолютна температура.

Стосовно залізобетонних конструкцій практичне застосування цього рівняння надто ускладнюється їх гетерогенністю (різні складові бетону, арматура, захисні покриття), не врахуванням корозійних процесів та поступового зменшення перерізу конструкцій від них, а для конструкцій кільцевого перерізу – ще й формою перерізу.

Довговічність залізобетонних конструкцій кільцевого перерізу, що зазнають корозійних впливів, детально досліджувалась стосовно димових труб підприємств теплоенергетики, металургійного комплексу тощо. У [49] показано, що пошкодження залізобетонних конструкцій труб пов'язані з агресивним впливом продуктів згоряння та пропонуються заходи з ремонту труб з урахуванням цього впливу. У [50, 51] удосконалюються методики діагностування стану конструкцій труб, пошкодження пов'язуються 3 термічними впливами, пропонується застосовувати тепловізійне обстеження. Відзначається, що руйнівним фактором є й кислотний конденсат, що приникає крізь футерування і теплоізоляцію до залізобетонної конструкції, проте прогнозування остаточного ресурсу на основі врахування агресивних впливів не пропонується. У [52] досліджуються процеси, що відбуваються під час ліквідації труб після вичерпання їх ресурсу, проте прогнозування цього ресурсу не здійснюється.

1.3 Армування конструкцій із бетону неметалевою арматурою

Як було показано у п. 1.1, заміна сталевої арматури неметалевою композитною усуне багато проблем експлуатації залізобетонних опор контактної мережі та інших конструкцій залізниць, наприклад, підрейкових основ, на ділянках, електрифікованих постійним струмом. Композитна арматура не зазнає електрокорозії під впливом струмів витоку, не зазнає електрохімічної корозії від впливу води та кисню, отже, не вимагає депасивації лужним середовищем цементного каменю.

Питання заміни сталевої арматури композитною розглядалось стосовно підрейкових основ залізниць, зокрема залізобетонних шпал [27]. Підрейкова основа є основним елементом верхньої будови залізничної колії наряду з баластом та рейками, що з'єднуються з підрейковою основою проміжними рейковими скріпленнями [53]. Підрейкова основа призначена для розподілу та передачі навантаження від рухомого складу та рейок на баласт і через нього – на основний майданчик земляного полотна або штучну споруду, а також для забезпечення незмінних положень рейок у плані та профілі та ширини колії, їх утримання від поздовжнього переміщення.

Підрейкова основа виконується зі шпал, брусів, плит, рам. На перегонах, станціях, мостах з їздою по баласту використовуються шпали та бруси стрілочних перекладів, на металевих мостах з безбаластним мостовим полотном – плити, мостові бруси. Першими типами шпал на залізницях, як і опор контактної мережі (п. 1.1), були дерев'яні. Дерев'яні шпали й досі залишаються найбільш масовими після залізобетонних. Рідше використовуються металеві шпали або шпали із клеєної деревини [54]. Незважаючи на перевірені часом переваги дерев'яних, залізобетонних, металевих шпал і опор контактної мережі, вони мають ряд недоліків.

Дерев'яні шпали, як і раніше опори, у світі в основному виготовляються з сосни, модрини, кедра, берези, рідше – дубу, евкаліпта. Дерев'яні шпали та опори схильні до утворення тріщин внаслідок вологих деформацій та біологічних

ушкоджень дереворуйнуючими грибами та комахами, а шпали ще й мають низьку зносостійкість у підрейковій зоні [55, 56]. Металеві шпали виготовляють коробчатого перерізу із сталі, металеві опори – трубчатими або гратчатими. Вони схильні до корозії та електрокорозії, мають зайву електропровідність, шпали створюють великий шум при русі поїздів, підрейкова основа і опорні конструкції контактної мережі з них характеризується високою металоємністю [57]. Тому сфера застосування металевих шпал і опор обмежена і вони застосовуються менше.

Залізобетонні опори та шпали випускають попередньо напруженими з бетону високих класів, армованими дротяною або стержневою арматурою, зусилля попереднього напруження якої передається на затверділий бетон [58]. Попереднє напруження багато в чому визначає значну ресурсоенергоємність виробництва опор і шпал. Воно змушує застосовувати металомісткі силові форми, потужніше технологічне обладнання, що потребує великих площ виробничих приміщень. Попереднє напруження змушує також прискорювати твердіння бетону високими витратами цементу, енергоємною тепловологовою обробкою, добавками-прискорювачами твердіння, що в ряді випадків може сприяти внутрішній корозії бетону від взаємодії лугів цементу з реакційно занкерними заповнювачами [28, 41, 43], корозії арматури [40]. У шпалах, особливо з анкерними рейковими скріпленнями, значна попередня напруга арматури сприяє утворенню поздовжніх тріщин [59]. Крім того, залізобетонні шпали і опори мають велику вагу, що вимагає застосування більш важкої техніки для проведення будівельних і ремонтних робіт.

Зазначені недоліки дерев'яних, металевих, залізобетонних шпал і опор обумовлюють високу вартість будівництва та експлуатації залізниць, вимагають додаткових витрат щодо підвищення ресурсу та довговічності конструкцій колії, забезпечення безпеки руху.

В даний час у різних областях все ширше використовуються полімери та композиційні матеріали на їх основі [56, 59, 60]. Попередній аналіз їх властивостей показує, що шпали таких матеріалів можуть бути позбавлені

зазначених недоліків. Композитні (полімерні) шпали успішно проходили експлуатаційні випробування, але поки не знайшли широкого застосування. Проте відомі і недоліки полімерів – старіння під впливом ультрафіолетового випромінювання, невисока теплостійкість, горючість. Істотно відрізняються від залізобетону та деревини та їх фізико-механічні властивості, особливо деформативні характеристики.

В результаті аналітичного огляду показано, що багато недоліків можуть бути позбавлені бетонні шпали та опори, армовані композитною арматурою [55, 58, 60]. Серед їх переваг можна відзначити захищеність полімеру бетоном від ультрафіолетового випромінювання, високу корозійну стійкість арматури. Заміна сталевої арматури корозійностійкою композитною арматурою дозволить знизити вимоги до тріщиностійкості конструкцій і зменшити зусилля попереднього натягу (або відмовитися від нього). Це дозволить оптимізувати вимоги до ранньої міцності бетону, зменшити ушкоджуваність конструкцій під час експлуатації за рахунок зниження розтягувальних напружень у поперечному напрямку.

Таким чином, композитна арматура на відміну від сталевої не зазнає електрокорозії та атмосферної корозії, а в бетоні захищена від інсоляції та старіння, тому заміна в опорних конструкціях контактної мережі та ЛЕП сталевої дротяної арматури композитною попередить пошкодження опор віл електрокорозії та корозії арматури та забезпечить збільшення їх ресурсу та довговічності. У [61, 62] показана можливість попереднього напруження композитної арматури, проте можливість зменшення його зусилля чи відмова від нього є економічно привабливою. Проте відмінності фізико-механічних властивостей композитної арматури від сталевої арматури передбачають відмінність між характером роботи армованих ними бетонних конструкцій [63-65], що стосовно опор контактної мережі вимагає додаткових досліджень.

Такі недоліки композитного армування можуть обумовити доцільність в окремих випадках сполучення елементів конструкції із бетону з композитним армуванням з елементами конструкції з інших матеріалів, у т.ч. залізобетону. Це відповідає сучасним концепціям повернення до будівельної практики кращих конструктивно-технологічних і об'ємно-планувальних рішень збірного будівництва [66], а також такого сполучення в одній конструкції різних за природою матеріалів, яке раніше здавалося абсолютно неможливим [67, 68].

1.4 Завдання досліджень

Для досягнення мети і доведення гіпотези було висунуто такі завдання досліджень:

1. Аналіз конструкції, технології виробництва та умов експлуатації залізобетонних конічних центрифугованих опор контактної мережі залізниць, аналітичний огляд літературних даних з обраної теми.

2. Термодинамічний аналіз, дослідження кінетики карбонізації бетону прискореним способом і натурними обстеженнями.

3. Визначення впливу чинників на залишковий ресурс опор статистичними методами.

4. Розроблення, апробація та впровадження методики прогнозування залишкового ресурсу залізобетонних конструкцій кільцевого перерізу, які зазнають впливу агресивних середовищ, у т.ч. експлуатованих залізобетонних опор контактної мережі.

5. Експериментальне дослідження модуля пружності та зчеплення з бетоном композитної та сталевою дротяною арматури.

6. Побудова скінчено-елементної моделі конічної кільцевого перерізу конструкції із бетону, армованої попередньо-напруженою композитною арматурою, аналіз її напружено-деформованого стану.

7. Розрахунковий і натурний експеримент з навантаженням спрощених моделей конструкції із бетону з попередньо напруженою композитною і сталевою дротяною арматурою.

8. Розроблення конструкцій із бетону з композитною арматурою для електрифікованих ділянок залізниці.

9. Впровадження результатів досліджень.

ВИСНОВКИ ЗА РОЗДІЛОМ 1

1. В результаті аналізу, у т.ч. ретроспективного, конструкції, технології виробництва та умов експлуатації залізобетонних конічних центрифугованих опор контактної мережі залізниць встановлено, що вони характеризуються високими щільністю та міцністю бетону, а, отже, повільним просуванням фронту карбонізації. Проте через особливості конструкції і технології значна кількість опор мають значні коливання товщини захисного шару, а, отже, недостатню довговічність через втрату захисних властивостей бетону до арматури, її корозію та електрокорозію.

2. Показано актуальність розробки методики прогнозування залишкового ресурсу експлуатованих залізобетонних опор контактної мережі як залізобетонних конструкцій кільцевого перерізу, що зазнають корозійних впливів

3. Висунута робоча гіпотеза: композитна арматура на відміну від сталевої не зазнає електрокорозії та атмосферної корозії, а в бетоні захищена від інсоляції та старіння, тому заміна в опорних конструкціях контактної мережі та ЛЕП сталевої дротяної арматури композитною попередить пошкодження опор від електрокорозії та корозії арматури та забезпечить збільшення їх ресурсу та довговічності. Проте відмінності фізико-механічних властивостей композитної арматури від сталевої арматури передбачає відмінність між характером роботи армованих ними бетонних конструкцій, що стосовно опор вимагає додаткових досліджень.

РОЗДІЛ 2

МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕНЬ І МАТЕРІАЛИ

2.1 Методи дослідження параметрів кінетики карбонізації бетону захисного шару

2.1.1 Оцінка можливості протікання реакцій карбонізації термодинамічним аналізом

Можливість протікання реакцій карбонізації оцінювали термодинамічним аналізом за величинами їх вільної енергії Гіббса ΔG^0 та константи рівноваги K за методикою [69]. Вихідні дані для аналізу — термодинамічні константи за стандартних умов реагентів і продуктів припущених реакцій прийняті за [70] і наведені у табл. 1.

Таблиця 2.1 – Стандартні значення вільної енергії Гіббса ΔG^{0}_{298} утворення сполук із елементів

Сполуки,	ΔG^{0} 298,	Сполуки,	ΔG^{0} 298,
іони	кДж/моль	іони	кДж/моль
CO_{2ra3}	-394,36	$CO_3^{2-}aq$	-527,9
$Ca(OH)_{2_{\mathrm{TB}}}$	-562,5	$HCO_3^{-}aq$	-586,77
$CaCO_{3_{\text{TB}}}$	-1128,8	$H^{\!\scriptscriptstyle +}_{aq}$	0
$H_2O_{ m pig}$	-237,13	OH^{-}_{aq}	-157,2

Вільну енергію Гіббса ΔG^0 реакцій за стандартних умов (25°С) визначали за формулою:

$$\Delta G^0 = \Sigma \Delta G^0_{\text{продуктів}} - \Sigma \Delta G^0_{\text{реагентів}}, \, \kappa Дж/моль.$$
 (2.1)

Константу рівноваги реакції визначали за формулою:

$$K = exp(-\Delta G^0/RT). \tag{2.2}$$

Рівняння рівноваги складали як відношення добутку концентрацій

продуктів П[продукти] у ступенях їх стехіометричних коефіцієнтів *n* до добутку концентрацій реагентів П[реагенти] у ступенях їх стехіометричних коефіцієнтів *m*:

$$\Pi[\text{продукти}]n / \Pi[\text{реагенти}]m = K,$$
 (2.3)

де для твердих речовин концентрації дорівнюють 1, для іонів у розчині – їх концентрації у моль/л, для газів – їх парціальному тиску Р.

Можливість довільного протікання реакцій оцінювали таким чином: у разі негативного значення ΔG^0 реакція протікає довільно, у разі позитивного значення ΔG^0 – довільно не протікає; у разі K > 1 реакція зміщена в бік продуктів і протікає довільно, у разі K < 1 реакція зміщена в бік реагентів і довільно не протікає. За рівнянням рівноваги визначали продукти і реагенти, концентрації яких обмежують протікання реакцій.

2.1.2 Дослідження кінетики карбонізації за даними натурних обстежень

Як параметри кінетики карбонізації експериментально визначали швидкість просування фронту карбонізації *v*_{CO2} та ефективний коефіцієнт дифузії *CO*₂ в бетоні *D*'.

Швидкість просування фронту карбонізації *v*_{CO2} визначали як глибину його просування *x*_{CO2} за час *T*:

$$v_{CO2} = x_{CO2} / T.$$
 (2.4)

Товщину захисного шару бетону в польових умовах вимірювали неруйнівним методом за допомогою приладів Hilti PS 50 [13] (рис. 2.1, *a*) та ИСЗ-10H [23], а також прямими вимірюваннями в пробитих отворах (рис. 2.1, δ). Глибину карбонізації бетону опор X_{CO2} після їх тривалої експлуатації впродовж часу *T* визначали на бічних поверхнях пробитих отворів, для чого на ці поверхні наносили 0,1 % розчин фенолфталеїну в етиловому спирті та вимірювали товщину незабарвленого (нейтралізованого) шару.



б)

Рис. 2.1 – Визначення товщини захисного шару бетону опор контактної мережі в польових умовах [13]: *a* – неруйнівним методом за допомогою приладу Hilti PS 50; *б* – прямими вимірюваннями в пробитих отворах

2.1.3 Експериментальне дослідження кінетики карбонізації прискореним способом

Для експериментального дослідження кінетики карбонізації прискореним способом з визначенням ефективного коефіцієнта дифузії D' із чотирьох опор контактної мережі кільцевим свердлом з водяним охолодженням вибурювали циліндричні керни діаметром 60 мм, висотою 60 мм (відповідає товщині стінки). Керни розділяли на 18 зразків, за якими визначали водопоглинання за [71]. Показники, які визначають кінетику карбонізації — ефективний коефіцієнт дифузії D' та реакційну здатність бетону m_0 досліджували за методикою [41] на трьох зразках, що мали мінімальне, максимальне та найближче до середнього значення водопоглинання. Зразки у вигляді кубів з розміром ребра 40 мм вирізали на каменерізному станку під водяним охолодженням. Дифузійну проникність визначали прискореним способом за допомогою лабораторної установки, наведеної на рис. 2.2.



Рис. 2.2 – Дослідження дифузійної проникності бетону для *CO*₂: *a* – лабораторна установка; *б* – зрізи зразків, що піддали прискореному випробуванню: *1* – камера с підвищеним вмістом *CO*₂ для експозиції зразків; *2* – лабораторний вакуумний насос; *3* – газоаналізатор ГИАМ-14;

4 – балон з СО₂, оснащений газовим редуктором

Зразки витримували в камері з відносною вологістю повітря 75±3 % за температури +20±5 °С до встановлення постійної маси. Зразки поміщували у камеру установки, із якої за допомогою вакуумного насосу відкачували повітря, після чого за допомогою газового редуктора подавали вуглекислий газ CO_2 до досягнення концентрації 10±5 % за об'ємом. Концентрацію CO_2 контролювали за допомогою газоаналізатора ГИАМ-14 впродовж всієї експозиції зразків. Зразки витримували в камері впродовж 7 діб, підтримуючи зазначену концентрацію CO_2 та температуру +20±5 °С. Після експозиції зразки розколювали, на поверхні відколу наносили 0,1 % розчин фенолфталеїну в етиловому спирті та за допомогою відлікового мікросокопу вимірювали товщину x_0 незабарвленого (нейтралізованого) шару від поверхні зразка до його границі із забарвленим в малиновий колір шаром. Результати вимірювань піддавали статистичній обробці.

Ефективний коефіцієнт дифузії *CO*₂ в бетоні *D*' розраховували за формулами [41]:

$$D' = \frac{m_0 x_0^2}{2c_0 \tau_0} = 8,2672 \cdot 10^{-6} \cdot m_0 x_0^2, \, \mathrm{cm}^2/\mathrm{r},$$
(2.5)

де x_0 – глибина карбонізації, см; c_0 – концентрація вуглекислого газу в камері, 10 % або 0,1 см³/см³; τ_0 – тривалість карбонізації, 7 діб = 6,048×10⁵ с; m_0 – реакційна ємність бетону:

$$m_0 = \frac{0.4 \amalg pf}{\rho_{CO2}} = 72.8376 \cdot \amalg, \ cm^2/cm^2,$$
 (2.6)

де Ц – вміст цементу в бетоні, г/см³; *р* – вміст *CaO* у цементі, відн.од., для бездобавочного цементу прийнято 0,6; *f* – частка *CaO*, що бере участь у карбонізації, прийнято 0,6; ρ_{CO2} – густина *CO*₂, 0,001977 г/см³.

2.2 Розробка методики прогнозу залишкового ресурсу залізобетонної конструкції кільцевого перерізу, що зазнає агресивного впливу

За результатами аналітичного огляду джерел розроблено методику прогнозування залишкового ресурсу залізобетонних конструкцій кільцевого перерізу, що зазнають агресивного впливу, зокрема, залізобетонних димових труб з агресивним середовищем зсередини, опор контактної мережі з агресивним середовищем ззовні та зсередини. Припущено, що остаточний ресурс конструкції визначається кінетикою корозії бетону (швидкістю у мм/рік). Припущено також, що корозія просувається фронтом, а в кородованому шарі бетон втрачає міцність та/або захисні властивості відносно арматури, отже, відбувається просування фронту корозії (у разі втрати міцності зменшення товщини залізобетонної стінки і площі поперечного перерізу). За остаточний ресурс прийнято час, за який товщина стінки в критичній зоні досягне граничного за несучою здатністю значення. Виходячи з цих припущень запропонована така послідовність прогнозування залишкового ресурсу:

 аналіз проєктної, виконавчої та експлуатаційної документації зі встановленням проєктних характеристик; – аналіз хімічного складу і температурно-вологісного режиму середовища (для димових труб газодимової суміші), термодинамічний аналіз можливості протікання корозійних реакцій, визначення ступеня агресивного впливу та оцінка швидкості корозії у мм/рік і швидкості втрати міцності бетону у % на рік;

– натурне обстеження конструкції з виявленням наявних пошкоджень, відбором проб для лабораторних досліджень, вимірюванням глибини корозійного ушкодження (глибини просунення фронту корозії або величини зменшення товщини стінки) з уточненням швидкості корозії у мм/рік;

 – лабораторні дослідження корозійного стану та залишкових фізикомеханічних властивостей матеріалу конструкції (бетону) з уточненням втрати міцності у % на рік;

 – аналіз напружено-деформованого стану конструкції з урахуванням пошкоджень, визначення критичних зон з максимальними напруженнями і граничних величин товщини стінки, міцності бетону, за яких наступає відмова за несучою здатністю;

розрахунок як остаточного ресурсу часу *T_{fin}*, за який величина характеристики конструкції (товщина стінки конструкції, міцність бетону тощо)
 в критичній зоні досягне граничного значення:

$$T_{fin} = (x_0 - x_{lim})/v - T_0$$
, pokib, (2.7)

де x_0 – початкова величина характеристики конструкції (для товщини стінки мм); x_{lim} – граничне значення характеристики конструкції (для товщини стінки мм); v– швидкість погіршення характеристики (для товщини стінки мм/рік); T_0 – час від початку деструктивного впливу до моменту обстеження), років.

Хімічний склад і температурно-вологісний режим газодимової суміші як потенційно агресивного середовища встановлюють прямими вимірюваннями або за екологічною документацією. Проби бетону для лабораторних досліджень його корозійного стану відбирають у вигляді двох кернів Ø43 мм кільцевим свердлом (рис. 2.3).

У разі, якщо керни під час висвердлювання розпадаються на фрагменти (рис. 2.3, *a*) для визначення міцності бетону найбільші з фрагментів доформувують цементно-піщаним розчином складу 1:2 з В/Ц = 0,5 (рис. 2.3, *б*). Міцність бетону визначають за отриманими зразками-циліндрами згідно з [72, 73].



Рис. 2.3 – Зразки-керни: *а* – загальний вигляд керна; *б* – підготовлені для випробування на міцність зразки

Петрографічні дослідження кернів виконують за допомогою світлового мікроскопу МБС-2 (рис. 2.4, *a*) в режимах збільшення ×7, ×12,5, ×25.

Водопоглинання бетону за масою визначають згідно з [71] за допомогою електронних ваг-вологоміра RADWAG WPS 210/C/2 (рис. 2.4, *б*) за трьома зразками – фрагментами кернів.



63

Рис. 2.4 – Дослідження властивостей зразків бетону: а – петрографічні дослідження за допомогою світлового мікроскопу МБС-2; б – визначення водопоглинання за допомогою електронних ваг-вологоміру RADWAG WPS 210/C/2

2.3 Розрахунковий експеримент з порівняння несучої здатності опор контактної мережі залізниць із бетону, армованого композитною та сталевою арматурою

Порівняння несучої здатності опор контактної мережі залізниць із бетону, армованого композитною та сталевою арматурою виконано шляхом розрахункового експерименту з аналізом напружено-деформованого стану стояків із застосуванням методу скінчених елементів і програмного комплексу ЛІРА-САПР згідно з [74, 75]. Розрахунковий експеримент здійснювали, моделюючи заводські приймальні випробування опор на міцність, жорсткість і тріщиностійкість згідно з [12]. Навантаження під час розрахункового експерименту здійснювали до руйнування стояка, розрахунок виконували в нелінійній постановці.

Характеристики стандартного стояка СС 136.6-3 згідно з [12] (рис. 1.2): нормативний згинальний момент – 79 кН·м; довжина – 13,6 м, діаметр у вершині – 290 мм, у комлі – 492 мм, товщина стінки – 60 мм; клас бетону – C32/40; робоча арматура – 48 \varnothing 5Вр1400 (Вр-II ГОСТ 7348), поперечна арматура (спіраль) – \varnothing 3Вр-I ГОСТ 6727, шаг 60 мм; зусилля попереднього натягу арматурного пакета – 764 кН. Характеристики запропонованого стояка такі ж самі, але робочу та спіральну сталеву дротяну арматуру замінено композитною із базальтового волокна і епоксидного полімеру такого ж самого перерізу в такій же самій кількості. Характеристики робочої арматури: модуль пружності сталевої – 81301 МПа, композитної – 14981 МПа; міцність на розтяг сталевої – 1400 МПа, композитної – 540 МПа. Розривні зусилля дротин (стержнів) арматури: сталевої подовжньої Вр1400 \varnothing 5 – 32,8 кH, сталевої поперечної В-II \varnothing 5 – 3,92 кH; композитної подовжньої \varnothing 5 мм і поперечної \bigotimes 3 мм – 10,6 і 3,81 кH, відповідно.

2.4 Експериментальні дослідження з верифікації результатів розрахунків напружено-деформованого стану методом скінчених елементів

Для верифікації результатів розрахунків міцності, жорсткості та тріщиностійкості опор з композитною арматурою проведено експериментальні дослідження на моделях у складі розрахункового та натурного експериментів з отриманням залежностей «навантаження (сила, напруження) – деформація згину», «навантаження – кількісні характеристики тріщиноутворення». Розрахунковий експеримент здійснювали методом скінчених елементів як вказано у п. 2.3.

2.4.1 Моделі та схема їх випробування

Як моделі обрано бетонні балки (рис. 2.5, *a*) з армуванням двома композитними стержнями (рис. 2.5, *б*) або двома пучками сталевого дроту (рис. 2.5, *в*) – одного в розтягнутій зоні, одного в стиснутій зоні. Схема випробування моделі наведена на рис. 2.5, *a*.



Рис. 2.5 – Схема моделі та її випробування

2.4.2 Матеріали для експериментальних досліджень

Для виготовлення моделей конструкцій із бетону, армованих композитною арматурою та сталевим дротом, застосовували портландцемент та заповнювачі.

Портландцемент ПЦ II/A-B-500P-H [76], що відповідає й вимогам до СЕМ II/A-LL 42,5 R [77] торгівельної марки IFCEM виробництва ПрАТ «Івано-Франківськцемент» (м. Ямниця Івано-Франківської обл.).

Пісок кварцовий Безлюдівського родовища, що відповідає вимогам [78]:

– модуль крупності – 1,0–1,1 (дуже дрібний);

 середній розмір зерна (визначальної фракції за результатами ситового аналізу) – 0,2375 мм;

– істинна густина ρ^п – 2620 кг/м3;

– насипна густина $\rho_{\rm H}{}^{\rm n}$ – 1450 кг/м3;

- пустотність – Пус^п = $1 - \rho_{\text{H}}^{\text{п}} / \rho^{\text{п}} = 1 - 1450/2620 = 0,45.$

Щебінь гранітний фракції 5–10 мм (рис. 2.6), що відповідає вимогам [79]. Вода водопровідна, о відповідає вимогам [80].



Рис. 2.6 – Щебінь гранітний фракції 5 – 10 мм

За одне формування виготовляли 2 форми (6 моделей): 1 форма (3 моделі) – з композитною арматурою, 1 форма (3 моделі) – з пучками сталевого дроту. Бетонну суміш всіх шести балок виготовляли одним замісом. З цього ж замісу виготовляли 4 зразки-куби з розміром ребра 100 мм для контролю міцності. Розрахунок кількості бетонної суміші на 1 заміс наведено в табл. 2.2. Склад бетону та витрата матеріалів на 1 заміс наведені у табл. 2.3.

Форма	Внутрішній розмір гнізда форми					да	Об'єм 1 гнізда,	К-ть	Об'єм	К-т	Об'єм замісу,
-		MM			ДМ		Л	гнізд	оетону, л	втрат	Л
Моделей шпал	560	100	50	5,6	1,0	0,5	2,8	6	16,8	0.1	22
Контрольних кубів	100	100	100	1,0	1,0	1,0	1	4	4	0,1	23

Таблиця 2.2 – Розрахунок кількості бетонної суміші на 1 заміс

	0	~		• •	•
Таолиня 2.3 –	Склал	оетону та	витрата	матеріалів	Ha 3aM10
1 0000000000000000000000000000000000000	010100	•••···	21119414		

	Склад бет	Витрата		
Матеріали	номіналь-	вироб-	на заміс,	
	ний	ничий	КГ	
Щебінь гранітний фракції 2–5 мм	Щ	1220	1232	28,3
Пісок кварцовий з розміром зерен 0,24 мм	П	451	465	10,7
Портландцемент ПЦ II/А-В-500Р-Н	Ц	403	403	9,3
Вода водопровідна	В	232	206	4,7
Водоцементне відношення	В/Ц	0,58		

Арматура для армування моделей:

Композитна (епоксидно-базальтова) із базальтового волокна та епоксидного полімеру діаметром Ø8 мм (рис. 2.7). Модуль пружності – 14981 МПа, міцність на розтяг – 540 МПа.



Рис. 2.7 – Композитна арматура із базальтового волокна та епоксидного полімеру діаметром Ø8 мм

Арматурний дріт періодичного профілю із високовуглецевої сталі діаметром Ø3 мм, що відповідає вимогам [81]. Модуль пружності – 81301 МПа, міцність на розтяг – 1400 МПа.

Для виготовлення упорних шайб для натягування арматури застосовували також: трубу сталеву водогазопровідну з внутрішнім діаметром 15 мм; фанеру березову товщиною 10 мм (Україна); смолу епоксидну Ерісоte 828 (Нідерланди); високоактивний отверджувач УП-583Д (Україна).

2.4.3 Оснащення для виготовлення моделей

Формування моделей здійснювали у силових формах, переобладнаних із трьохмісних розбірних форм для виготовлення бетонних призм розміром 560×100×50 мм (рис. 2.8). Форму *1*, рис. 3.2 оснастили натяжною пластиною 2 і

натяжними болтами з гайками *3*, які дозволяють попередньо напружувати арматуру *4* через наклеєні на неї циліндричні упорні шайби *5* (рис. 2.8).



Рис. 2.8 – Трьохмісна розбірна форма для виготовлення бетонних призм розміром 560×100×50 мм (*a*) та схема її переобладнання у силову для формування попередньо напружених моделей (*б*): 1 – збірна форма для виготовлення балок; 2 – натяжна пластина; 3 – натяжний болт з гайкою; 4 – арматурні стержні (пучки дроту); 5 – циліндричні упорні шайби, наклеювані на арматуру

Форми оснастили сталевою натяжною пластиною (рис. 2.10) товщиною 20 мм, у якій просвердлили 6 отворів Ø9 мм для пропуску композитної арматури Ø8 мм або пучка сталевого високоміцного дроту 4Ø3 мм та 2 отвори Ø27 мм для пропуску високоміцних натяжних болтів Ø26 мм (рис. 2.10, c).

У передній і задній стінках форми (рис. 2.9, a, b) просвердлили по 6 отворів Ø9 мм для пропуску композитної арматури Ø8 мм або пучка сталевого високоміцного дроту 4Ø3 мм. У передній стінці (рис. 2.9, a) додатково просвердлили два конічних заглиблення для фіксації натяжних болтів.



Рис. 2.9 – Циліндрична упорна шайба, наклеювана на арматуру: *а*, *б* – загальний вигляд; *в*, *г* – заглушка – фіксатор положення арматури для композитної арматури діаметром 8 мм; д, е – те ж саме пучка арматурного дроту 4×3 мм: *1* – арматурний стержень (пучок дроту); *2* – сталева трубка довжиною 70 мм з внутрішнім діаметром 15 мм, товщиною стінки 2 мм; *3* – заглушка – фіксатор положення арматури із фанери товщиною 10 мм; *4* – епоксидна композиція

Усього переобладнали дві форми, для чого заготовлювали: передні стінки – 2 шт.; задні стінки – 2 шт.; натяжні пластини – 2 шт.; високоміцні болти з гайками M26 – 4 шт.

Готові для виготовлення моделей форми наведено на рис. 2.11



Рис. 2.10 – Деталі силової форми для виготовлення моделей з попередньо напруженою композитною та сталевою арматурою: *a* – передня стінка; *б* – задня стінка; в – натяжна пластина; г – високоміцні бовти з гайками



Рис. 2.11 – Форма для виготовлення моделей з композитною та сталевою дротяною арматурою: *a* – зібрана форма без арматури; *б* – зібрана форма з композитною арматурою, положення до попереднього напруження арматури; *в* – те ж саме, положення за максимального напруження арматури

2.4.4 Експериментальні дослідження деформативних властивостей та показників міцності композитної та дротяної арматури

Досліджено деформативні властивості та показники міцності композитної та сталевої дротяної арматури. Дослідження виконували за допомогою розривної машини. Для затискання у захватах розривної машини на зразки композитної арматури наклеювали циліндричні шайби, аналогічні наведеним на рис. 2.9, але більш довгі та з розрізаним вздовж та сплющеним хвостовиком (рис. 2.12). Зразки дротяної арматури затискали у захватах машини безпосередньо. На зразки арматури попередньо наносили мітки для вимірювання відстані між ними та визначення подовження. Випробування композитної арматури наведено на рис. 2.13, дротяної – на рис. 2.14. Навантаження піднімали ступенями. По мірі навантаження вимірювали поточну довжину зразка арматури за допомогою лічильника розривної машини та відстань між мітками за допомогою електронного штангенциркуля. Зразки доводили до руйнування (рис. 2.14, *в*).



Рис. 2.12 – Підготовка зразків для дослідження залежності «напруження – відносна деформація» композитної арматури



Рис. 2.13 – Випробування композитної арматури на розтяг: *а* – розривна машина зі зразком дроту; *б* – зразок композитної арматури, затиснутий у захватах машини



Рис. 2.14 – Випробування сталевої дротяної арматури на розтяг: *а* – розривна машина зі зразком дроту; *б* – зразок дротяної арматури, затиснутий у захватах машини, на початку випробування; *в* – розірваний зразок дроту в кінці випробування
2.4.5 Натягування арматури

Було передбачене здійснити натяг арматури зусиллям 100 %, 75 %, 50 % і 25 % від проєктного натягу арматури в шпалі. Перерахунок зусиль на моделі та відповідного подовження арматури здійснено у табл. 2.4. Із табл. 2.4 видно, що натяг композитної арматури на 100 % без збільшення її перерізу неможливо через перевищення її границі міцності.

Перед натягуванням стержні або пучки арматури просували крізь отвори у формі, надягали на їх кінці циліндричні упорні шайби з заглушками (рис. 2.9) та заповнювали зазор між арматурою і шайбою епоксидною композицією шляхом ін'єктування через отвори в шайбах – спочатку нижній ряд, потім верхній ряд (рис. 2.16). Готові для натягування форми наведені на рис. 2.16, 2.17.

Натягування здійснювали через одну добу після затвердіння епоксидної композиції за допомогою натяжних болтів та торцевого ключа (рис. 2.18). Величину зусилля натягу контролювали за збільшенням відстані між натяжною пластиною і стінкою форми. Цю відстань по мірі натягування вимірювали за допомогою електронного цифрового штангенциркуля у чотирьох точках. Під час натягування форми з композитними стержнями відбулось руйнування різьби болта та гайки одного із стержнів. Для забезпечення рівномірного натягу стержнів у двох моделях одним болтом стержні у третій моделі були обрізані й залишились без натягу.

Результати контролю натягу наведені в табл. 2.5. Як видно із табл. 2.5 натяг арматури здійснено: у 3-х моделей з пучками сталевого дроту – на 44,9 %, у 2-х моделей з композитними стержнями – на 34,8 %, у 1-ї моделі з композитними стержнями – на 0 % (без натягу).

Таблиця 2.4 – Перерахунок зусиль натягування та відповідного подовження

	Піс	MOTO	Площа	перерізу	ерерізу Кількість Площа г					ерерізу		
Арма- тура	дамстр		стержня		стержнів		у шпалі		у моделі			
	ММ	М	MM ²	M ²	у шпалі	у моделі	MM ²	M ²	MM ²	м ²		
Сталева	3	0,003	7,068583	7,07×10 ⁻⁶	44	8	311,0177	0,000311	56,54867	5,65×10 ⁻⁶		
Компо- зитна	8	0,008	50,26548	5,03×10 ⁻⁶	8	2	402,1239	0,000402	100,531	0,000101		

арматури зі шпали на модель

Арматура			Ha	гяг па			£		F			
	у шпалі					у моделі				J		L
	100%	75%	50%	25%	100%	75%	50%	25%	МΠа	кПа	МПа	кПа
Сталева	250	269 5	170	<u> </u>	65 1	10 0	22.5	16.2	1400	1400000	81301	81301000
Композитна	358	208,5	1/9	09,3	03,1	40,0	32,3	10,5	540	540000	МПа 81301 14981	14981000

	Напруження в арматурі, кПа									
Арматура		шпа	ли			мод	елі	25% 287765 161868		
	100%	75%	50%	25%	100%	75%	50%	25%		
Сталева	1151060	863295	575530	287765	1151060	863295	575530	287765		
Композитна	890273	667705	445136	222568	<u>647471</u>	485603	323736	161868		

Арматура	Віднос	не подов моделі в	ження ар ід натягу	матури	База,	Абс армату	Абсолютне подовження атури моделі від натягу, мм % 75% 50% 25% 7 6 80 4 53 2 27			
	100%	75%	50%	25%	MM	100%	75%	50%	25%	
Сталева	0,0142	0,0106	0,0071	0,0035	640,5	9,07	6,80	4,53	2,27	
Композитна	0,0432	0,0324	0,0216	0,0108	646,25	27,93	20,95	13,97	6,98	

Таблиця 2.5 – Результати контролю натягу арматури

	К	онтрол	ьний ро	озмір, м	1M	Подов	ження	Напружен е МПа к 0 5 444,3 444 4 517,3 51 0 9 177,9 17 8 207,5 20	Напруження		Натяг	
Арматура	1	2	3	4	cep.	абсо- лютне, мм	від- носне	МПа	кПа	κН	%	
C×	44,7	46,3	53,2	53,2	49,4	0	0	0	0	0	0	
Сталевии	49,6	49,2	56,1	56,5	52,9	3,5	0,0055	444,3	444268	25,1	38,6	
дрп	50,6	48,8	56,3	58	53,4	4,1	0,0064	517,3	517255	29,3	44,9	
	58,5	63,5	66,5	61,9	62,6	0	0	0	0	0	0	
Компо-	71,6	75,6	68,7	65,2	70,3	7,7	0,0119	177,9	177917	17,9	27,5	
зитна	73,9	77,3	69,1	65,9	71,6	9,0	0,0138	207,5	207474	20,9	32,0	
Арматура Сталевий дріт Компо- зитна	75,4	78,5	69,1	66,3	72,3	9,7	0,0150	225,4	225439	22,7	34,8	



Рис. 2.15 – Наклеювання упорних шайб на арматуру: *a* – на нижній ряд арматури; *б* – на верхній ряд арматури



Рис. 2.16 – Готова для попереднього напруження композитної арматури форма



Рис. 2.17 – Готова для попереднього напруження сталевої дротяної арматури форма



Рис. 2.18 – Натягування арматури

2.4.6 Формування і твердіння моделей

Моделі формували із бетону складу, наведеного у табл. 2.3. Разом з моделями формували контрольні куби з розміром ребра 100 мм в кількості 5 шт. Бетонну суміш ущільнювали на лабораторній віброплощадці з частотою 50 Гц, амплітудою 0,25 мм.

Моделі тверділи у природних умовах за температури 20±2°С та відносної вологості 100 % впродовж 28 діб та більше (рис. 2.19). Для забезпечення відносної вологості 100 % на час твердіння моделі накривали поліетиленовою плівкою. Готові для досліджень моделі наведені на рис. 2.20.



Рис. 2.19 – Відформовані моделі та зразки-куби, встановлені для твердіння



Рис. 2.20 – Готові для досліджень моделі

2.4.7 Властивості бетону

Властивості бетону після понад 28 діб природного твердіння наведені у табл. 2.6.

Nº	Maca	C	а Середня		Руйнівна сила <i>Р</i> ,	Масштабний	Границя міцності на стиск <i>f</i>			
	<i>m</i> , кг	СМ	М	густина	ιρ, кг/м ³	КГ	коефіцієнт а	кгс/см ³		МΠа
1						37150		371,5		
2	2,3725	10	0,1	2372,5	2355,5	34550	0,95	345,5	340,6	33,4
3	2,3384			2338,4		28500		285		

Таблиця 2.6 – Результати випробування зразків бетону

2.4.8 Випробування моделей навантаженням

Випробування моделей шпал зі сталевою дротяною та композитною стержневою арматурою здійснювали на гідравлічний машині МУП-50 (рис. 2.21) за схемою рис. 2.6, *а*. По мірі навантаження вимірювали прогин ∆ індикатором годинникового типу ІЧ-1. Навантаження здійснювали до руйнування моделей.



Рис. 2.21 – Випробування моделей навантаженням на машині МУП-50

2.5 Порівняльне дослідження зчеплення бетону з композитною і сталевою дротяною арматурою

Порівняльне дослідження зчеплення бетону з композитною і сталевою дротяною арматурою здійснювали на зразках і за схемою випробування, наведених на рис. 2.22, *a*.



Рис. 2.22 – Дослідження зчеплення арматури з бетоном: *а* – зразок і схема його випробування; *б* – заготовлені арматурі та незнімні форми; *в* – готові зразки; *г* – випробування зразків «проштовхуванням» арматури на гідравлічному пресі; *l* – стержень композитної або сталевої дротяної арматури; 2 – розчинна частина бетону; 3 – поліпропіленова труба Ø50 мм

Зразки формували у незнімних формах із поліпропіленової труби \emptyset 50 мм (рис. 22, δ), із розчинної частини бетону. Склад розчинної частини бетону (табл. 2.3) наведено в табл. 2.7. Під час формування зразків в них співвісно встановлювали арматурні стержні довжиною 60 мм з рівно перпендикулярно зрізаними торцями (рис. 22, ϵ). Зразки ущільнювали на лабораторній віброплощадці, піддавали тепловологісній обробці за температури 60°С і одразу випробували (відповідає мінімальному віку передавання попереднього напруження). Випробування здійснювали на гідравлічному пресі на кільцевій підставці-опорі (рис. 2.22, a, ϵ) на трьох зразках.

Таблиця 2.7 – Склад розчинної частини бетону для порівняльних досліджень зчеплення композитної і сталевої дротяної арматури з бетоном

Компонент	Співвідно	Витрата на
Компонент	шення	заміс, кг
Пісок з модулем крупності 1,1	1,12	1
Портландцемент ПЦ II/А-К-500	1	0,893
Вода водопровідна (вміст уточнено дослідним шляхом до потрібної легкоукладальності)	0,4	0,36

Зчеплення бетону з арматурою в кожному випробуванні визначали як дотичне контактне напруження, за якого відбулось руйнування у вигляді проштовхування стержня через розчин у кгс/см² і МПа:

$$p = P/l\pi d, \, \kappa\Gamma c/cm^2; \tag{2.8}$$

$$p = 0,098 \ P/l\pi d \ M\Pi a,$$
 (2.9)

де *P* – сила, за якої відбулось руйнування у вигляді проштовхування стержня через розчин, кГс; *l* – довжина частини стержня, що знаходиться у розчині, см; *d* – номінальний діаметр стержня, см.

За остаточну величину зчеплення бетону з арматурою *р* приймали середнє із трьох результатів випробування.

ВИСНОВКИ ЗА РОЗДІЛОМ 2

1. Для оцінки можливості протікання реакцій карбонізації в рідкій або газоподібній фазі запропоновано застосувати термодинамічні розрахунки з оцінкою можливості протікання величинами їх вільної енергії Гіббса та константи рівноваги.

2. Як основний параметр кінетики просування фронту карбонізації запропоновано ефективний коефіцієнт дифузії *CO*₂ в бетоні *D*′ та методику його прискореного визначення.

3. Розроблено методику прогнозування залишкового ресурсу залізобетонних конструкцій кільцевого перерізу, що зазнають агресивного впливу.

4. Розроблено методику порівняння несучої здатності опор контактної мережі залізниць із бетону, армованого композитною та сталевою арматурою, шляхом розрахункового експерименту з аналізом напружено-деформованого стану опор із застосуванням методу скінчених елементів і програмного комплексу ЛІРА-САПР. Розрахунковий експеримент передбачено шляхом моделювання заводських приймальні випробувань опор на міцність, жорсткість і тріщиностійкість.

5. Для верифікації результатів розрахунків міцності, жорсткості та тріщиностійкості опор з композитною арматурою розроблено методику експериментальних досліджень на моделях у складі розрахункового та натурного експериментів.

6. Розроблено методику порівняльного дослідження зчеплення бетону з композитною і сталевою дротяною арматурою.

РОЗДІЛ З

ТЕОРЕТИЧНІ ОСНОВИ ПІДВИЩЕННЯ НАДІЙНОСТІ, ДОВГОВІЧНОСТІ ТА РЕСУРСУ ОПОР КОНТАКТНОЇ МЕРЕЖІ ЗАЛІЗНИЦЬ ІЗ БЕТОНУ

3.1 Втрата бетоном захисних властивостей до арматури

3.1.1 Термодинамічний аналіз реакції нейтралізації бетону захисного шару вуглекислим газом

Взаємодія вуглекислого газу CO_2 з гідроксидом кальцію $Ca(OH)_2$ відбувається у поровому просторі бетону, точніше продуктів гідратації цементу, який може містити як повітря, так і поровий електроліт – насичений водний розчин $Ca(OH)_2$. Реакція видається можливою або безпосередньо, або через проміжне утворення карбонатного або гідрокарбонатного іонів CO_3^{2-} та HCO^{3-} , відповідно. Можливі реакції, їх вільна енергія Гіббса ΔG та константи рівноваги К згідно з рівняннями (2.1)–(2.3) та вихідними даними табл. 2.1 такі:

1)
$$CO_{2ra3} + Ca(OH)_{2rb} = CaCO_{3rb} + H_2O_{pia};$$

 $\Delta G^0 = (-1128,3) + (-237,12) - [-394,35 + (-562,5)] = -409,07$ кДж/моль.
 $K = exp[-(-409,07)/8,31\cdot298,16] = 4,65\cdot10^{71};$
 $1 / P_{CO2} = 4,65\cdot10^{71};$
2) $CO_{2ra3} + H_2O_{pia} = 2H^+_{aq} + CO_3^{2^-}_{aq};$
 $\Delta G^0 = 2\cdot0 + (-527,9) - [-394,36 + (-237,13)] = 103,59$ кДж/моль.
 $K = exp[-(103,59)/8,31\cdot298,16] = 7,1\cdot10^{-19};$
 $[H^+_{aq}]^2 \cdot [CO_3^{2^-}_{aq}] / P_{CO2} = 7,1\cdot10^{-19};$
3) $CO_3^{2^-}_{aq} + Ca(OH)_{2rb} = CaCO_{3rb} + 2OH^-_{aq};$
 $\Delta G^0 = (-1128,3) + 2\cdot(-157,2) - [-527,9 + (-562,5)] = -352,8$ кДж/моль.
 $K = exp[-(-352,8)/8,31\cdot298,16] = 6,45\cdot10^{61};$

$$[OH^{-}_{aq}]^{2} / [CO_{3}^{2-}_{aq}] = 6,45 \cdot 10^{61}$$
4) $CO_{2ra3} + H_{2}O_{pid} = H^{+}_{aq} + HCO_{3}^{-}_{aq};$

$$\Delta G^{0} = 0 + (-586,77) - [-394,36 + (-237,13)] = 44,72 \text{ кДж/моль.}$$
 $K = exp[-(44,72)/8,31 \cdot 298,16] = 1,46 \cdot 10^{-8};$
 $H^{+}_{aq}] \cdot [HCO_{3}^{-}_{aq}] / P_{CO2} = 1,46 \cdot 10^{-8}$

Оскільки розчинення $Ca(OH)_2$ відбувається, але на кінцевий результат не впливає, реакція дисоціації $Ca(OH)_2$ і реакції з участю катіону Ca^{2+} окремо не розглядались. З точки зору кінцевого продукту – карбонату кальцію $CaCO_3$ послідовність реакції не має значення. Але коефіцієнти дифузії газів у газовому середовищі та іонів у водному розчині навіть через пористі тіла відрізняється на порядки, тому фактична послідовність реакції визначатиме кінетику просування фронту карбонізації. Переважність реакцій визначено за допомогою їх термодинамічного аналізу. Результати розрахунків узагальнено в табл. 3.1.

Таблиця 3.1 – Можливі реакції карбонізації вапна, їх вільна енергія Гіббса ΔG^0 та рівняння рівноваги з константою рівноваги *К* у стандартних умовах

№	Реакція	$\Delta G^{0},$ кДж/моль	Рівняння рівноваги з константою рівноваги
1	CO_{2 газ} + Ca(OH)_{2тв = CaCO _{3тв} + H ₂ O _{рід}	-409,07	$1 / P_{CO2} = 4,65 \cdot 10^{71}$
2	$CO_{2ra3} + H_2O_{pig} = 2H^+_{aq} + CO_3^{2-}_{aq}$	103,59	$[H^{+}_{aq}]^{2} \cdot [CO_{3}^{2-}_{aq}] / P_{CO2} = 7,1 \cdot 10^{-19}$
3	$CO_3^{2-}_{aq} + Ca(OH)_{2\text{TB}} = CaCO_{3\text{TB}} + 2OH_{aq}$	-352,8	$[OH_{aq}]^2 / [CO_3^{2-}aq] = = 6,45 \cdot 10^{61}$
4	$CO_{2ra3} + H_2O_{pig} = H^+_{aq} + HCO_3^{aq}$	44,72	$[H^+_{aq}] \cdot [HCO_3^{aq}] / P_{CO2} = 1,46 \cdot 10^{-8}$

Із табл. 3.1 видно, що у реакціях 1 і 3 безпосередньої взаємодії CO_{2ra3} і взаємодії карбонат-іону $CO_{3}^{2-}_{aq}$, відповідно, з $Ca(OH)_{2rb}$ в стандартних умовах вільна енергія Гіббса ΔG^0 негативна, а константа рівноваги набагато більша 1, отже, ці реакції суттєво зміщені в бік продуктів та відбуваються довільно. Судячи з рівняння рівноваги протікання реакції 1 визначається парціальним

тиском CO_{2ra3} , проте значна величина константи рівноваги свідчить, що реакція довільно протікатиме навіть за дуже малих величин парціального тиску P_{CO2} .

У реакціях 2 і 4 розчинення CO_{2ra3} з утворенням гідроксил-іону $2H_{aq}^+$ та карбонат-іону $CO_3^{2-}_{aq}$ або гідрокарбонат-іону $HCO_3^-_{aq}$, відповідно, в стандартних умовах вільна енергія Гіббса ΔG^0 позитивна, а константа рівноваги набагато менша 1, отже, ці реакції суттєво зміщені в бік реагентів та довільно не відбуваються.

Незважаючи на можливість довільного протікання реакції 3, утворення карбонату кальцію через неї малоймовірне через малоймовірність реакції 2. Отже, термодинамічний аналіз показує, що нейтралізація $Ca(OH)_2$ вуглекислим газом CO_2 відбувається без утворення іонів $CO_3^{2-}_{aq}$ і H^+_{aq} через розчинення молекул CO_2 , тому кінетика просування фронту карбонізації визначатиметься дифузією цих молекул через поровий простір вже карбонізованого шару бетону. Дифузія молекул може відбуватись крізь поровий електроліт або повітря порового простору.

3.1.2 Теоретичний аналіз процесу карбонізації та кінетики просування її фронту

Схему карбонізації захисного шару бетону опор контактної мережі та просування її фронту від зовнішньої поверхні всередину до арматури наведено на рис. 3.1. Граничним станом від розвитку карбонізації можна вважати досягнення цим фронтом робочої арматури, після чого відбувається її депасивація та швидка корозія до втрати опорою здатності сприймати розтягувальні напруження від згинального моменту.

Застосування рівняння (6) для визначення реакційної здатності m_0 центрифугованого бетону з пониженою пористістю через стиснені умови для утворення *CaCO*₃ може призвести до некоректної оцінки кінетики просування фронту карбонізації. Проаналізуємо процес просування фронту карбонізації в таких умовах. Карбонізація є результатом зустрічі молекули *CO*₂ з іонами *Ca*²⁺ з утворенням $CaCO_3$ по мірі подальшого надходження CO_2 в порову вологу бетону від його поверхні. Поблизу поверхні концентрація Ca^{2+} та, відповідно, $OH^$ знижується. Зниженню концентрації Ca^{2+} перешкоджає дифузійне перенесення цих іонів з об'єму бетону до його поверхні. По мірі зниження в об'ємі концентрації Ca^{2+} відбувається подальше розчинення $Ca(OH)_2$. Найбільш інтенсивно розчинення відбуватиметься поблизу зони реакції (фронту карбонізації), оскільки там концентрація Ca^{2+} найнижча. Так відбувається доти поблизу поверхні бетону існують умови для зростання кристалів $CaCO_3$. По мірі кольматації порового простору цими кристалами фронт карбонізації переміщується вглиб бетону.



Рис. 3.1 – Схема просування карбонізації бетону захисного шару в поперечному перерізі опори контактної мережі: 1 – некарбонізований бетон;
 2 – карбонізований бетон захисного шару; 3 – робоча арматура

Виходячи з викладеного припустимо, що величину реакційної здатності бетону m_0 можливо визначити як об'єм CO_2 , необхідний для утворення такої кількості $CaCO_3$, яка заповнить увесь об'єм доступних для води пор в одиниці об'єму бетону. Об'єм доступних для води пор та, відповідно, об'єм $CaCO_3$, який може їх заповнити, характеризує водопоглинання бетону за об'ємом:

$$W_V = W_m \rho_6 / \rho_e, \,\%. \tag{3.1}$$

З урахуванням щільності та молекулярної маси CO_2 та $CaCO_3$ $\rho_{CO2} = 1,977$ кг/м³, $\rho_{CaCO3} = 2711$, $M_{CO2} = 44$, $M_{CaCO3} = 100$, відповідно, об'єм CO_2 , необхідний для утворення такої кількості $CaCO_3$, складе:

$$m_{0} = \frac{W_{v}}{100} \cdot \frac{\rho_{CaCO3} M_{CO2}}{\rho_{CO2} M_{CaCO3}} = \frac{W_{m} \rho_{\delta} \rho_{CaCO3} M_{CO2}}{100 \rho_{s} \rho_{CO2} M_{CaCO3}} = 14,48 W_{m}, \, \mathrm{cm}^{2}/\mathrm{cm}^{2}. \quad (3.2)$$

Тривалість τ карбонізації захисного шару товщиною *x* в атмосферних умовах виходячи із закону Фіка складе [29]:

$$\tau = \frac{m_0 x^2}{2D'c}, c; \quad \tau = \frac{m_0 x^2}{2 \cdot 3,1536 \cdot 10^7 \cdot D'c} = \frac{m_0 x^2}{2,2075 \cdot 10^4 \cdot D'}, \text{ pokib}, \quad (3.3)$$

де 3,1536 — кількість секунд в 1 році; c — концентрація CO_2 в атмосфері, 0,035 % = 0,00035 см³/см³.

Виходячи із рівняння (3.3) кінетична залежність просування фронту карбонізації бетону експлуатованих в атмосферних умовах опор контактної мережі матиме вигляд:

$$x = \sqrt{\frac{2D'c\tau}{m_o}} = \sqrt{\frac{2,2075 \cdot 10^4 \cdot D'\tau}{m_0}}, \,\mathrm{cm},$$
(3.4)

де *m*⁰ доцільно визначати за альтернативними рівняннями (2.6) і (3.2) та приймати для аналізу кінетики менше з них.

Отже, в результаті термодинамічного аналізу встановлено, що нейтралізація $Ca(OH)_2$ вуглекислим газом відбувається без утворення іонів $CO_3^{2-}_{aq}$ через розчинення молекул CO_2 , тому кінетика просування фронту карбонізації визначається дифузією цих молекул через поровий електроліт або повітря порового простору бетону. В результаті теоретичного аналізу процесу карбонізації та кінетики просування її фронту запропоновані рівняння, що грунтуються на законі Фіка. Показано, що для карбонізації щільного центрифугованого бетону для карбонізації визначається об'ємом доступних для води пор а, отже, водопоглинанням бетону, запропоновано нове рівняння для визначення реакційної здатності. Результати дослідження опубліковано у [82].

3.2 Порівняльний аналіз напружено-деформованого стану попередньо напружених опор контактної мережі із бетону, армованих сталевою дротяною та композитною арматурою

Порівняння несучої здатності конічних центрифугованих опор контактної мережі залізниць із бетону, армованого сталевою та композитною арматурою виконано шляхом розрахункового експерименту з аналізом напруженодеформованого стану стояків із застосуванням методу скінчених елементів і програмного комплексу ЛІРА-САПР (п. 2.3). Розрахунковий експеримент здійснювали, моделюючи заводські приймальні випробування опор на міцність, жорсткість і тріщиностійкість згідно з [12]. Навантаження під час розрахункового експерименту здійснювали до руйнування стояка, розрахунок виконували в нелінійній постановці.

Характеристики стандартного стояка СС 136.6-3 згідно з [12] (рис. 1.2, б): нормативний згинальний момент – 79 кН·м; довжина – 13,6 м, діаметр у вершині – 290 мм, у комлі – 492 мм, товщина стінки – 60 мм; клас бетону – C32/40; робоча арматура – 48Ø5Вр1400 (Вр-ІІ ГОСТ 7348), поперечна арматура (спіраль) – Ø3Вр-І ГОСТ 6727, шаг 60 мм; зусилля попереднього натягу арматурного пакета – 764 кН. Характеристики робочої арматури Ø5Вр1400:

– модуль пружності – 81301 МПа;

- границя міцності на розтяг – 1400 МПа;

– розривне зусилля дротини подовжньої арматури Ø5Вр1400 – 32,8 кН;

– розривне зусилля дротини поперечної арматури Ø5B-II – 3,92 кН.

Характеристики запропонованого стояка такі ж самі, але робочу та спіральну сталеву дротяну арматуру замінено композитною із базальтового волокна і епоксидного полімеру такого ж самого перерізу в такій же самій кількості. Характеристики композитної арматури:

– модуль пружності – 14981 МПа;

- границя міцності на розтяг - 540 MПа;

– розривне зусилля подовжньої арматури Ø5 мм – 10,6 кН;

– розривне зусилля поперечної арматури Ø3 мм – 3,81 кН.

Порівняння несучої здатності здійснене для випадку стандартного випробування стояка на міцність, жорсткість і тріщиностійкість згідно з [12]. Схема випробувань (навантаження) наведена на рис. 3.2.

Контрольні навантаження:

- на жорсткість і тріщиностійкість - 16,48 кН,

- на міцність - 26,28 кH;

Контрольна величина прогину на рівні контактного проводу (на 11,3 м вище комелю та на 2300 мм нижче вершини) – 100 мм.



Рис. 3.2 – Схема випробувань стояка СС 136.6-3 за [12]: *1* – шарнірно-ковзна опора; 2 – шарнірно-нерухомі опори; *3* – упор у торці; *4* – вимірювальна рейка; *5* – нерухомий репер; *6* – сталеві хомути; *7* – пряма консоль; *8* – тяга; *9* – трос; *10* – рівень контактного проводу; *11* – рівень умовного уступу фундаменту

Для побудови скінчено-елементної моделі за аналогією з [27, 75] прийнято такі гіпотези:

 модель бетонної складової побудована фізично-нелінійними тривимірними скінченими елементами, арматури – фізично-нелінійними стержневими скінченими елементами;

2) міцність та деформативність бетону характеризується параболічно-лінійними діаграмами деформування $\sigma_c - \varepsilon_c$, арматури — діаграмою $\sigma_s - \varepsilon_s$ без площадки плинності;

3) поздовжня та спіральна арматура жорстко об'єднані у вузлах з бетоном і не допускають піддатливості, спіральна арматура умовно моделюється кільцями з кроком, що відповідає кроку витків спіралі;

4) розрахунок проводиться кроково-ітераційним методом із двома стадіями навантаження – попередній натяг арматури та передача моменту відповідно до схеми випробувань, сили натягу прикладаються впливом від'ємних температур, момент – зосередженою силою, кількість кроків навантаження кожної стадії – 50, прирощення навантажень на кожному кроці – нерівномірне.

Скінченоелементна модель опори контактної мережі наведена на рис. 3.3, а.

Результати розрахунків наведено:

– на рис. 3.3, б, в – ізополя деформацій стояка із бетону, армованого попередньо напруженою сталевою (б) і композитною (в) арматурою на момент його руйнування;

– на рис. 3.4 – ізополя напружень в стояку, армованому попередньо напруженою
 сталевою (*a*) та композитною (б) арматурою на момент руйнування;

– на рис. 3.5 – ізополя зусиль у робочій подовжній (a, δ) і спіральній поперечній (e, c) арматурі стояків, армованих сталевою (a, e) та композитною (δ, c) арматурою на момент руйнування.

Результати розрахунків узагальнено в табл. 3.2.



Рис. 3.3 – Скінчено-елемента модель (*a*) та ізополя деформацій, мм, стояків із бетону, армованих попередньо напруженою сталевою (*б*) і композитною (*в*) арматурою, на момент їх руйнування



Рис. 3.4 – Ізополя напружень, МПа, в стояках із бетону, армованих попередньо напруженою сталевою (*a*) та композитною (*б*) арматурою, на момент їх руйнування



Рис. 3.5 – Ізополя зусиль, кН, у робочій (*a*, *б*) і поперечній (*в*, *г*) арматурі стояків із бетону, армованих попередньо напруженою сталевою (*a*, *в*) та композитною (*б*, *г*) арматурою, на момент їх руйнування

Із табл. 3.2 видно, що конструкція стояка зі сталевою арматурою забезпечує потрібну несучу здатність за міцністю 79 кН м із запасом 4 %. Конструкція стояка з композитною арматурою не забезпечує потрібну несучу здатність на 21 %. Стояки як зі сталевою, так і з композитною арматурою руйнуються через розвив робочої арматури – на момент руйнування стискаючі напруження в бетоні (рис. 3.4, табл. 3.2) не перевищують його міцності на стиск, зусилля в поперечній арматурі (рис. 3.5, в, г, табл. 3.2) не перевищують її розривні зусилля, а зусилля в робочій арматурі (рис. 3.4, а, б, табл. 3.2) – перевищують її розривні зусилля. На момент руйнування в стояку зі сталевою арматурою розтягувальні напруження (рис. 3.4, табл. 3.2) не перевищували його міцність на розтяг, в стояку з композитною арматурою – перевищували, отже, в розтягнутих зонах стояка зі сталевою арматурою тріщини не утворювались аж до руйнування, стояк з композитною арматурою працював з тріщинами в розтягнутій зоні. Із рис. 5 видно, що у стояку зі сталевою арматурою розподіл розтягнутої та стиснутої зон по поперечному перерізу є рівномірним, тоді як у стояка з композитною арматурою спостерігається широка розтягнута зона, саме у якій і утворюються тріщини, і мінімальна стиснута зона. Відповідно, як видно із рис. 3.3, б, в, і табл. 3.2, і деформація на момент руйнування стояка з композитною арматурою перевищує деформацію стояка з композитною арматурою на 64 %.

Отже, досліджена конструкція стояка із бетону, армованого композитною арматурою, за умови однакових із залізобетонним стояком перерізу арматури та натягу арматурного пакету не забезпечує потрібну несучу здатність стояка через менший у 5,4 рази модуль пружності композитної арматури порівняно зі сталевою. Забезпечення потрібної несучої здатності є можливим за рахунок збільшення перерізу арматури та натягу її пакету. Запропоновано також конструктивно-технологічне рішення роздільних металевих телескопічних опор, встановлюваних на буронабивні фундаменти із бетону з композитною арматурою за допомогою анкерних болтів. Таблиця 3.2 – Результати розрахунку напружено-деформованого стану стояків зі сталевою та композитною арматурою

			Величина	L			
	Οπ		фактична	на момент			
Показник	Од.	норматив	руйнування	руйнування для стояка з			
	вимир.	на	арма	арматурою			
			сталевою	композитною			
Згинальний момент $M_{\rm H}$	кН∙м	79	82,3	62,8			
Коефіцієнт запасу за			1.04	0.70			
міцністю			1,04	0,79			
Деформація верхівки стояка	MM		308	505			
Максимальне стискаюче	МΠа	20	20.6	20.1			
напруження в бетоні	IVIIIa	29	20,0	20,1			
Максимальне розтягувальне		3.0	3 02	5.06			
напруження в бетоні	"	5,9	3,02	5,00			
Зусилля в робочій	ъЦ	32 8/10 6	33 / 53 1	0 1 2 10 3			
повздовжній арматурі	KII	52,8/10,0	55,455,1	9,1219,3			
Зусилля в спіральній		3 02/3 81	0 355 1 75	0 107 0 403			
поперечній арматурі	**	3,72/3,01	-0,3331,73	-0,1070,403			

Таким чином вперше отримано скінчено-елементну модель конічної кільцевого перерізу конструкції із бетону, армованого попередньо-напруженою композитною арматурою, та закономірності розподілу в ній деформацій і напружень під час згину. Практична значимість полягає у можливості конструювати стійкі до електрокорозійних впливів опори контактної мережі залізниць. Результати дослідження опубліковано у [83, 84].

ВИСНОВКИ ЗА РОЗДІЛОМ З

1. В результаті термодинамічного аналізу встановлено, що нейтралізація $Ca(OH)_2$ вуглекислим газом відбувається без утворення іонів $CO_3^{2-}_{aq}$ через розчинення молекул CO_2 , тому кінетика просування фронту карбонізації визначається дифузією цих молекул через поровий електроліт або повітря порового простору бетону. В результаті теоретичного аналізу процесу карбонізації та кінетики просування її фронту запропоновані рівняння, що грунтуються на законі Фіка. Показано, що для карбонізації щільного центрифугованого бетону реакційна здатність бетону визначається об'ємом доступних для води пор а, отже, водопоглинанням бетону, запропоновано нове рівняння для визначення реакційної здатності.

2. Вперше отримано скінчено-елементну модель конічної кільцевого перерізу конструкції із бетону, армованого попередньо-напруженою композитною арматурою, та закономірності розподілу в ній деформацій і напружень під час згину. Її практична значимість полягає у можливості конструювати стійкі до електрокорозійних впливів опори контактної мережі залізниць.

3. В результаті аналізу напружено-деформованого стану скінченоелементних моделей встановлено, що за умови однакових із залізобетонним стояком перерізу арматури та натягу арматурного пакету стояк з композитною арматурою не забезпечує потрібну несучу здатність стояка через менший у 5,4 рази модуль пружності композитної арматури порівняно зі сталевою. Забезпечення потрібної несучої здатності є можливим за рахунок збільшення перерізу арматури та натягу її пакету.

РОЗДІЛ 4

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ

4.1 Експериментальне дослідження впливу факторів на кінетику карбонізації та довговічність опор контактної мережі

Досліджено чотири опори, виготовлені у 1985–87 рр. Основ'янським заводом «Буддеталь» тресту «Південтранссбуд» (м. Харків, в теперішній час не існує). За даними документації заводської лабораторії номінальний склад бетону (в перерахунку на сухі заповнювачі) у кг на 1 м³ бетону:

- портландцементу, що відповідає сучасному СЕМ І-500-Н-Р, Ц - 447-498;

- піску кварцового з модулем крупності близько 2, П - 475-582;

– щебеню гранітного суміші фракцій 5–20 мм, Щ – 1356–1165;

– води, В – 192–209.

Водоцементне відношення могло бути в межах:

$$B/\coprod_{min} = 192/498 = 0,386;$$

$$B/\prod_{max} = 209/447 = 0,468;$$

або середнє значення:

$$B/II_{cep} = (0,386+0,468)/2 = 0,43.$$

Під час центрифугування відтискається та виводиться з опори шлам в обсязі 4-5 % від об'єму бетону V_6 , а бо в середньому 4,5 %. Оскільки шлам в основному складається з води, можна прийняти зменшення вмісту води в бетонній суміші $\Delta V_{\rm B}$ у кг із розрахунку на 1 м³ бетону:

$$\Delta V_{\rm B} = 4.5 V_{\rm d} \rho_{\rm B} / 100 = 4.5 \cdot 1 \cdot 1000 / 100 = 45 \, {\rm kg}$$

Скориговані витрати води, що відповідають її фактичному залишковому вмісту після віджимання:

$$B_{min} = 192 - 45 = 147$$
 кг;
 $B_{max} = 209 - 45 = 164$ кг;

Відповідно, залишкове фактичне водоцементне відношення могло бути в межах:

$$B/Щ_{min} = 147/498 = 0,295;$$

 $B/Щ_{max} = 164/447 = 0,367;$

або середнє значення:

$$B/I_{cep} = (0,295 + 0,367)/2 = 0,33.$$

Реакційна здатність бетону m_0 за (2.6) для витрати цементу 0,447–0,498 г/см³ складе:

$$m_{0,min} = 72,8376 \coprod_{min} = 72,8376 \cdot 0,447 = 32,558 \text{ cm}^3/\text{cm}^3;$$

$$m_{0,max} = 72,8376 \amalg_{max} = 72,8376 \cdot 0,498 = 36,273 \text{ cm}^3/\text{cm}^3,$$

отже, 32,558 – 36,273 см³/см³, в середньому:

$$m_{0,\text{cep}} = (32,558 + 36,273)/2 = 34,416 \text{ cm}^3/\text{cm}^3.$$

Під час прискорених випробувань на дифузійну проникність трьох зразків бетону із трьох різних опор, що мали мінімальне, максимальне та найближче до середнього значення водопоглинання, глибина карбонізації знаходилася в межах 1,2 – 1,5 мм. Величини ефективного коефіцієнту дифузії *D*', визначені за (2.5), склали: $0,46 \times 10^{-5}$, $0,61 \times 10^{-5}$, $0,51 \times 10^{-5}$, в середньому $D'_{cep} = 0,53 \times 10^{-5}$ см²/с.

Величини водопоглинання *W_m* за результатами випробувань 18 зразків із чотирьох опор, склали:

- мінімальна *W*_{*m*,*min*} - 1,7 %;

- максимальна $W_{m,max}$ - 3,1 %;

- середня *W*_{*m*,сер} - 2,47 %.

Мінімальна, максимальна та середня величини реакційної здатності бетону *m*₀ за (3.2) складуть, відповідно:

$$m_{0,min} = 14,48W_{m,min} = 14,48 \cdot 1,7 = 24,616 \text{ cm}^3/\text{cm}^3;$$

$$m_{0,max} = 14,48W_{m,max} = 14,48.3,1 = 44,888 \text{ cm}^3/\text{cm}^3;$$

$$m_{0,\text{cep}} = 14,48W_{m,max} = 14,48\cdot2,47 = 35,766 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$$

Як бачимо, величини реакційної здатності бетону m_0 , визначені за (2.6) і (3.2), мають добру збіжність – їх середні значення 34,416 і 35,766 см³/см³ близькі. Для подальшого аналізу приймемо $m_{0,cep} = 35,766$ см³/см³.

Кінетичні залежності просування фронту карбонізації (залежності глибини карбонізації x від часу τ) за рівнянням (3.4) для $m_{0,cep} = 35,766$ см³/см³ набудуть вигляду:

-для $D'_{min} = 0,46 \times 10^{-5} \,\mathrm{cm}^{2/c}$

$$x = \sqrt{\frac{2,2075 \cdot 10^4 \cdot 0,46 \cdot 10^{-5} \tau}{35,766}} = 5,328 \cdot 10^{-2} \sqrt{\tau}, \text{ cm};$$
(4.1)

-для $D'_{max} = 0.61 \times 10^{-5} \,\mathrm{cm}^2/\mathrm{c}$

$$x = \sqrt{\frac{2,2075 \cdot 10^4 \cdot 0,61 \cdot 10^{-5} \tau}{35,766}} = 6,13 \cdot 10^{-2} \sqrt{\tau} , \text{ cm};$$
(4.2)

Побудовані за рівняннями (4.1) і (4.2) для отриманих прискореними випробуваннями $m_{0,cep} = 35,766 \text{ см}^3/\text{см}^3$, $D'_{min} = 0,46 \times 10^{-5} \text{ см}^2/\text{с}$ і $D'_{max} = 0,61 \times 10^{-5} \text{ см}^2/\text{с}$ кінетичні залежності глибини карбонізації *х* від т наведені на рис. 4.1 (*х* перераховані у мм).

В результаті натурних досліджень опор після 50 років експлуатації на ділянці Ваки – Воуик Кезік Азербайджанської залізниці, електрифікованій постійним струмом, проведених за методикою п. 2.1.2, встановлено, що міцність бетону опор на стиск знаходиться в межах 41–62,5 МПа, середня складає 50,5 МПа, гарантована із забезпеченістю 95 % – 48 МПа. Товщина зовнішнього захисного шару складає 25–30 мм, глибина його карбонізації – 1–3 мм, арматура корозії не зазнала. 89,3 % опор мають незначні пошкодження I і II категорії і можуть бути залишені під наглядом або усунуті дрібним ремонтом, 10,7 % – пошкодження III і IV категорії у вигляді подовжніх тріщин розкриттям 0,4 мм, відколів бетону, руйнування верхніх заглушок і підлягають заміні (кількість вже замінених за 50 років опор невідома). Близько 30 % опор відхиляються від вертикалі більше ніж на 2°.



Рис. 4.1 – Кінетика просування фронту карбонізації в захисному шарі бетону опор контактної мережі за результатами прискорених випробувань і натурних

досліджень

Для уточнення величин ефективного коефіцієнту дифузії *D*' рівняння (3.4) представимо у вигляді:

$$D' = \frac{m_0 x^2}{2,2075 \cdot 10^4 \cdot \tau}, \, \mathrm{cm}^2/\mathrm{r}.$$
(4.3)

3 а (4.3) для $m_{0,cep} = 35,766 \text{ см}^3/\text{см}^3$, x = 0,1 і 0,3 см, уточнені величини D' складуть:

$$D'_{max} = \frac{35,766 \cdot 0,1^2}{2,2075 \cdot 10^4 \cdot 50} = 0,324 \cdot 10^{-5}, \text{ cm}^2/\Gamma;$$
$$D'_{min} = \frac{35,766 \cdot 0,3^2}{2,2075 \cdot 10^4 \cdot 50} = 0,292 \cdot 10^{-5}, \text{ cm}^2/\Gamma;$$

Кінетичні залежності просування фронту карбонізації за даними натурного обстеження і рівнянням (3.4) для $m_{0,cep} = 35,766 \text{ см}^3/\text{см}^3$ набудуть вигляду: – для $D'_{min} = 0,292 \times 10^{-5} \text{ см}^2/\text{с}$

$$x = \sqrt{\frac{2,2075 \cdot 10^4 \cdot 0,292 \cdot 10^{-5} \tau}{35,766}} = 4,245 \cdot 10^{-2} \sqrt{\tau} , \text{ cm};$$
(4.4)

– для $D'_{max} = 0,324 \times 10^{-5} \,\mathrm{cm^{2/c}}$

$$x = \sqrt{\frac{2,2075 \cdot 10^4 \cdot 0,324 \cdot 10^{-5} \tau}{35,766}} = 4,472 \cdot 10^{-2} \sqrt{\tau}, \text{ cm};$$
(4.5)

Побудовані за рівняннями (4.4) і (4.5) для отриманих за результатами натурних досліджень значень ефективного коефіцієнту дифузії $D'_{min} = 0,292 \times 10^{-5} \text{ см}^2/\text{с}$ і $D'_{max} = 0,32410^{-5} \text{ см}^2/\text{с}$ кінетичні залежності глибини карбонізації *х* від т наведені на рис. 4.1 (*х* перераховані у мм).

Порівняння величин ефективного коефіцієнту дифузії *CO*₂ в бетоні, визначених прискореними випробуваннями і натурними дослідженнями, наведено у табл. 4.1.

Ефективни		Величини D',	визначені	D	Переви-
й коефіцієнт дифузії <i>D</i> '	Од. вимір	прискореними випробуваннями <i>D</i> ' _{пр}	натурними досліджен- нями <i>D</i> ' _{нат}	$rac{D'_{_{HAM}}}{D'_{_{np}}}$	щення <i>D</i> ′ _{пр} над <i>D</i> ′ _{нат} , %
Мінімаль- ний, <i>D'_{min}</i>	$cm^2 \cdot c \times 10^5$	0,46	0,292	0,63	37
Максималь ний, <i>D'_{max}</i>	«	0,61	0,324	0,53	47
Середній <i>D'_{cep}</i>	«	0,51	0,31	0,61	39

Таблиця 4.1 – Величини ефективного коефіцієнту дифузії СО2 в бетоні

Як бачимо, прискорені випробування дають завищені на 37-43 %, в середньому на 39 % величини ефективного коефіцієнта дифузії D' для центрифугованого бетону опор контактної мережі. Відповідним чином зміщені й графіки кінетичних залежностей (рис. 4.1). Це може бути пояснене тим, що під час тривалої експлуатації опор відбувається кольматація порового простору бетону карбонатом кальцію з відповідним зниженням дифузійної проникності. У разі використання для оцінки довговічності опор величин ефективного коефіцієнта дифузії D', визначеного прискореним методом, до нього необхідно застосовувати поправочний коефіцієнт

$$K_{\text{nonp}} = D'_{\text{Hat}} / D'_{\text{np}} = 0.31 / 0.51 = 0.6.$$

Як бачимо із рівнянь (3.3) і (3.2), тривалість карбонізації захисного шару бетону до робочої арматури опор контактної мережі залежать від товщини захисного шару *a*, ефективного коефіцієнту дифузії *CO*₂ в бетоні *D*' та від реакційної здатності бетону стосовно *CO*₂ *m*₀ а, отже, згідно з рівнянням (3.2) – від водопоглинання бетону *W_m*. Дослідимо вплив кожного з цих факторів. Цей вплив кількісно характеризує питома вага γ (ступінь впливу) кожного з них:

$$\gamma_a = \frac{V_a^2}{V_a^2 + V_D^2 + V_W^2};$$
(4.6)

$$\gamma_D = \frac{V_D^2}{V_a^2 + V_D^2 + V_W^2}; \tag{4.7}$$

$$\gamma_W = \frac{V_W^2}{V_a^2 + V_D^2 + V_W^2},$$
(4.8)

де V_a – коефіцієнт варіації тривалості τ_a карбонізації захисного шару, обумовлений коливанням величини товщини захисного шару (рис. 1.6, *a*) за однакових середніх величин $D'_{cep} = 0,53 \times 10^{-5}$ см²/с і $W_{m,cep} = 2,47$ %;

 V_D – коефіцієнт варіації тривалості τ_D карбонізації захисного шару, обумовлений коливанням величини ефективного коефіцієнту дифузії D' за однакових середніх значень $a_{cep} = 1,6$ см і $W_{m,cep} = 2,47$ %;

 V_W – коефіцієнт варіації тривалості τ_W карбонізації захисного шару, обумовлений коливанням величини водопоглинання бетону W_m за середніх значень $D'_{cep} = 0.53 \times 10^{-5}$ см²/с і $a_{cep} = 1.6$ см.

Тривалість карбонізації τ_a , τ_D , τ_W визначали за рівняннями (3.3) і (3.2), підставляючи в них зазначені аналізовані та середні величини.

Коефіцієнт варіації *V_a* тривалості τ_a карбонізації захисного шару, обумовлений коливанням величини товщини захисного шару *a* дорівнюватиме:

$$V_a = S_a / \tau_{a, \text{cep}}, \tag{4.9}$$

де $\tau_{a,cep}$ – середнє значення тривалості карбонізації;

 S_a – середньоквадратичне відхилення:

$$S_{a} = \sqrt{\sum_{i=1}^{n} q_{i} (\tau_{a,i} - \tau_{a,cep})^{2}}, \qquad (4.10)$$

де q_i – густина розподілу на *i*-му інтервалі гістограми рис. 4, *a*;

 $\tau_{a,i}$ – тривалість карбонізації захисного шару товщиною a_i , що відповідає *i*-му інтервалу гістограми рис. 4, *a*, визначена за (3.3) і (3.2).

Результати розрахунку S_a i V_a наведено у табл. 4.2.

Таблиця 4.2 – Визначення коефіцієнту варіації тривалості карбонізації захисного шару від коливання його товщини

6	li			a –	ית	117		_		$\tau_{cep} =$		C	
см	ММ	q_i	qiai	$\Sigma q_{i}a_{i}$	$D \operatorname{cep},$ CM^2/C	<i>Wm</i> ,cep, %	m_0 , cm^2/cm^2	ті, років	$q_i au_i$	=Σ <i>q_i</i> τ _i , років	$q_i(\tau_i - \tau_{cep})^2$	за, років	Va
0,3	3	0,002	6×10^{-4}					28	0,06		1342		
0,5	5	0,019	0,01					76	1,45		11268		
0,7	7	0,043	0,03					150	6,44		20874		
0,9	9	0,042	0,038					248	10,40		15066		
1,1	11	0,077	0,085					370	28,48		17493		
1,3	13	0,127	0,165					517	65,61		13822		
1,5	15	0,174	0,261					688	119,7		4383		
1,7	17	0,169	0,287	1 60	0,53×	2 47	35 766	883	149,3	817	230	151	0.536
1,9	19	0,167	0,317	1,00	×10 ⁻⁵	2,47	55,700	1104	184,3	047	11033	434	0,550
2,1	21	0,097	0,204					1348	130,8		24404		
2,3	23	0,052	0,12					1617	84,09		30879		
2,5	25	0,021	0,053					1911	40,12		23777		
2,7	27	0,004	0,011					2229	8,91		7640		
2,9	29	0,003	0,009					2571	7,71		8920		
3,1	31	0,002	0,006]		,	2938	5,88		8746			
3,3	33	0,001	0,003]				3329	3,33		6163		

Коефіцієнт варіації V_D тривалості τ_D карбонізації захисного шару, обумовлений коливанням величини ефективного коефіцієнту дифузії D' дорівнюватиме:

$$V_D = S_D / \tau_{D,\text{cep}}, \tag{4.11}$$

де т_{*D*,сер} – середнє значення тривалості карбонізації;

*S*_{*D*} – середньоквадратичне відхилення:

$$S_{D} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^{n} (\tau_{D,i} - \tau_{D,cep})^{2}}, \qquad (4.12)$$

де n – кількість визначених значень D', 3; $\tau_{D,i}$ – тривалість карбонізації захисного шару товщиною $a_{cep} = 1,6$ см, що відповідає *i*-му із трьох визначених значень $D' = 0,46 \times 10^{-5}, 0,61 \times 10^{-5}$ і $0,51 \times 10^{-5}$ см²/с.

Результати розрахунку *S*_a i *V*_a наведено у табл. 4.3.

Таблиця 4.3 – Визначення коефіцієнту варіації тривалості карбонізації захисного шару від коливання ефективного коефіцієнту дифузії

<i>D'i</i> , см ² /с	$D'_{\rm cep},{ m cm}^2/{ m c}$	<i>W</i> _{<i>m</i>,cep} , %	$m_0, cm^2/cm^2$	<i>а</i> _{сер} , ММ	τ _і , років	<i>т</i> _{сер} , років	$(\tau_i - \tau_{cep})^2$	<i>S</i> _D , років	V_D
0,46×10 ⁻⁵					900		10638		
0,61×10 ⁻⁵	$0,527 \times 10^{-5}$	2,47	35,7656	1,60	678	796	13943	111,4	0,140
0,51×10 ⁻⁵					811		223		

Коефіцієнт варіації V_W тривалості τ_W карбонізації захисного шару, обумовлений коливанням величини водопоглинання бетону W_m дорівнюватиме:

$$V_W = S_W / \tau_{W, \text{cep}}, \tag{4.13}$$

де $\tau_{W,cep}$ – середнє значення тривалості карбонізації;

*S*_{*W*} – середньоквадратичне відхилення:

$$S_W = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\tau_{Wi} - \tau_{W,cep})^2} , \qquad (4.14)$$

де *n* – кількість визначених значень *W_m*, 18;

 τ_{Wi} – тривалість карбонізації захисного шару товщиною $a_{cep} = 1,6$ см, що відповідає *i*-му із 18 визначених значень W_m ;

 $\tau_{W,cep} = 704,0$ років — тривалість карбонізації захисного шару товщиною $a_{cep} = 1,6$ см, що відповідає середньому значенню $W_{m,cep} = 2,47$ %. Результати розрахунку S_a і V_a наведено у табл. 4.4.

$W_{m,i}, \%$	<i>W</i> _{<i>m</i>,cep} , %	$m_{0,i},$ cm ² /cm ²	$D'_{\rm cep},{\rm cm}^2/{\rm c}$	<i>а</i> сер, ММ	τ _і , років	<i>т</i> _{сер} , років	$(\tau_i - \tau_{cep})^2$	<i>Sw</i> , років	V_W
2,5		36,200			795	-	78		
2,0		28,960			636		22567		
1,7		24,616			541		60349		
2,3		33,304			732		3002		
2,1		30,408			668		14021		
2,9		41,992			923		18519		
2,7		39,096			859		5251		
2,4		34,752			763		528		
3,0		43,440	0 507.10-5	1.60	954	796	28190	122	0 155
2,2		31,856	0,527×10 °	1,00	700	/ 80	7500	122	0,155
2,5		36,200			795		78		
3,1		44,888			986		39884		
2,6		37,648			827		1652		
2,8		40,544			891		10873		
2,6		37,648			827		1652		
1,9		27,512			604		33137		
2,5]	36,200			795		78		
2,7		39,096			859		5251		

Таблиця 4.4 – Визначення коефіцієнту варіації тривалості карбонізації захисного шару від коливання водопоглинання (реакційної здатності) бетону

Підставляючи $V_a = 0,536$, $V_D = 0,140$ і $V_W = 0,155$ у (4.5), (4.6) і (4.7), отримаємо ступені впливу досліджених факторів:

$$\gamma_a = \frac{0,536^2}{0,536 + 2^2 + 0,14^2 + 0,155^2} = 0,868; \qquad (4.15)$$

$$\gamma_D = \frac{0.14^2}{0.536^2 + 0.14^2 + 0.155^2} = 0.059; \qquad (4.16)$$

$$\gamma_{W} = \frac{0.155^{2}}{0.536^{2} + 0.14^{2} + 0.155^{2}} = 0.073.$$
(4.17)

Сума ступенів впливу має дорівнюватиме 1:

$$\gamma_a + \gamma_D + \gamma_W = 0,868 + 0,059 + 0,073 = 1.$$

Отже, найбільш впливовим фактором, що визначає тривалість карбонізації захисного шару бетону, а, отже, довговічність опор контактної мережі, є товщина захисного шару зі ступенем впливу 0,868 або 86,8 %.

Мінімальна товщина захисного шару бетону до робочої арматури, що забезпечить нормований термін служби опор контактної мережі 50 років за найбільш несприятливими значеннями $W_{m,min} = 1,7$ % і D'_{max} = 0,61×10⁻⁵ см²/с, складе за (3.2) і (3.4):

$$m_0 = 14,48 \cdot 1,7 = 24,616 \text{ cm}^2/\text{cm}^2$$
$$a = \sqrt{\frac{2,2075 \times 10^4 \cdot 0,61 \times 10^{-5} \cdot 50}{24,616}} = 0,523 \text{ cm} = 5,3 \text{ mm}$$

Мінімальна товщина захисного шару бетону до робочої арматури, що забезпечить нормований термін служби опор контактної мережі 100 років, складе:

$$a = \sqrt{\frac{2,2075 \times 10^4 \cdot 0,61 \times 10^{-5} \cdot 100}{24,616}} = 0,740$$
 cm = 7,4 mm

Отже, в результаті досліджень кінетики карбонізації прискореним методом визначені величини ефективного коефіцієнту дифузії CO_2 в бетоні опор D', які знаходяться в межах $0,46 \times 10^{-5} - 0,61 \times 10^{-5}$ см²/с, отримано кінетичні залежності просування фронту карбонізації. За результатами натурних обстежень опор, що знаходились в експлуатації 50 років, величини D' уточнені та склали $0,29 \times 10^{-5} - 0,35 \times 10^{-5}$ см²/с, отже, зменшились на 37–47 %, що свідчить про зниження дифузійної проникності бетону з часом за рахунок кольматації порового простору карбонатом кальцію. Для оцінки довговічності опор запропоновано до визначених прискореним методом величин D' застосовувати поправочний коефіцієнт 0,6. В результаті статистичного аналізу встановлено, що найбільш впливовим фактором, що визначає тривалість карбонізації захисного шару бетону, а, отже, довговічність опор контактної мережі, є товщина захисного шару. Мінімальна товщина захисного шару бетону до робочої арматури, що гарантовано забезпечить нормований термін служби опор контактної мережі 50 років складає 5,3 мм, а 100 років – 7,4 мм.

Результати дослідження опубліковано в [84].

4.2 Експериментальні дослідження з верифікації результатів розрахунків напружено-деформованого стану методом скінчених елементів

Для верифікації результатів розрахунків міцності, жорсткості та тріщиностійкості опор з композитною арматурою проведено експериментальні дослідження на моделях, які включали розрахунковий і натурний експеримент з порівнянням їх результатів. Дослідження на моделях проведені спільно з Максимом Муригіним.

4.2.1 Дослідження фізико-механічних властивостей сталевої дротяної та композитної арматури

Дослідження фізико-механічних властивостей сталевої та композитної арматури здійснено за методикою, наведеною у п. 2.4.4. Результати дослідження наведено у табл. А.1 і рис. А.1–А4 додатку А та узагальнено на діаграмах рис. 4.2.

Визначені за діаграмами рис. 4.2 величини модуля пружності E і границі міцності на розтяг f арматури склали: сталевої – E = 81301 МПа, f = 1400 МПа; композитної – E = 14981 МПа, f = 540 МПа (табл. 4.5).

Як бачимо, модуль пружності композитної арматури у 5,4 рази менший, ніж модуль пружності високоміцного сталевого дроту, що матиме значний вплив на напружено-деформований стан моделей.



Рис. 4.2 – Діаграми відносна деформація ε – напруження σ сталевої і композитної арматури

Таблиця 4.5 – Деформативні властивості і характеристики міцності сталевого арматурного дроту та композитної арматури

		Арматура			
Показник	Одиниця вимірюв.	Сталевий дріт Вр1400	Композитна епок- сидно-базальтова		
Модуль пружності Е	МПа	81301	14981		
Границя міцності на розтяг <i>f</i>	МПа	1400	540		

4.2.2 Розрахунковий експеримент – аналіз напружено-деформованого стану моделей

Розрахунковий експеримент проведено за методикою, наведеною у п. 2.3 для моделей, схема яких наведена на рис. 2.5. Характеристики моделей та інші вихідні дані наведені у п.2.4 та узагальнені у табл. 4.5. Характеристики арматури наведено у табл. 4.5. Розрахунки виконані методом скінчених елементів. Результати розрахунків наведені на рис. Б.1–Б.13 і в табл. Б.1 додатку Б, а також на рис. 4.2–4.3.

Таблиця 4.6 – Характеристики армування та попереднього напруження моделей

Арматура	Діаметр стержня, мм	Модуль пружності <i>E</i> , МПа	Міцність на розтяг <i>f</i> , МПа	К-ть стержнів в поперечному перерізі моделі	Зусилля попереднього напруження пакету, кН	Міцність бетону на стиск <i>f</i> , МПа	
Сталевий дріт 8Ø3Bp1400	3	81301	1400	8	29,25	22.4	
Компо- зитна 2Ø8	8	14981	540	2	22,64	33,4	
				2	0		


Рис. 4.2 – Отримані розрахунковим експериментом залежності прогину Δ від навантаження F для моделей зі сталевим дротяним 8d3Steel та композитним

2d8Comp армуванням із зусиллям натягу пакету 0, 23, 29, 46 і 58 кН



Рис. 4.3 – Отримані розрахунковим експериментом залежності максимального напруження у стиснутій зоні σ від навантаження *F* для моделей зі сталевим дротяним 8d3Steel та композитним 2d8Comp армуванням із зусиллям натягу пакету 0, 23, 29, 46 і 58 кН

4.2.3 Експериментальні дослідження з навантаженням моделей

Випробування моделей з композитною та сталевою дротяною арматурою здійснювали за методикою, наведеною у п. 3.4, зокрема навантаження моделей згідно з п. 3.4.8. Результати досліджень представлені на рис. 4.4 – 4.7 і в табл. 4.7.



Рис. 4.4 – Випробування до руйнування моделей С1(*a*), С2 (б) і С3(*в*) з композитною арматурою і S1(*г*), S2 (*d*), S3 (*e*) зі сталевою дротяною арматурою



Рис. 4.5 – Характер руйнування моделей з композитною арматурою (*a*) та зі сталевою дротяною арматурою (б)

Наванта-														
ження <i>F</i> ,	Пр	Δ, mn	зразка	атягом	и арма	атурно	ого пан	сету Л	lpk					
кГс														
Армування			$8 \varnothing$	3Стал	ева		2Ø8Композитна							
<i>N_{pk}</i> , кН				29						23				0
N⁰	S	1	S	52	S	53	Scep	C	1	(23	Ccep	(22
0	0		0		0		0	0		0		0	0	
50	0,05		0,04		0,03		0,04	0		0,08		0,04	0,04	
100	0,07		0,05		0,05		0,057	0,04		0,12		0,08	0,06	
150	0,09		0,06		0,06		0,07	0,05		0,15		0,1	0,08	
200	0,11		0,08		0,09		0,093	0,06		0,18		0,12	0,11	
250	0,14		0,11		0,1		0,117	0,08		0,2		0,14	0,13	
300	0,16		0,125		0,12		0,135	0,095		0,23		0,163	0,15	
350	0,18		0,14		0,14		0,153	0,11		0,25		0,18	0,16	
400	0,2		0,15		0,16		0,17	0,12		0,27		0,195	0,19	
450	0,23		0,17		0,17		0,19	0,14		0,28		0,21		
500	0,25		0,18		0,19		0,207	0,15		0,3		0,225	0,6	Тріщ.
550			0,2		0,2		0,2	0,16		0,32		0,24	0,7	
600	0,3		0,21		0,22		0,243	0,18		0,35		0,265	0,9	
650	0,32		0,24		0,24		0,267	0,2		0,36		0,28	1,43	
700	0,345		0,26		0,26		0,288	0,215		0,38		0,298	1,64	
750			0,28		0,28		0,28	0,23		0,41		0,32	1,76	
800	0,42		0,31		0,3		0,343	0,25		0,44		0,345	2,08	
850	0,46		0,34		0,33		0,377	0,27		0,47		0,37	2,4	
900	0,51		0,4		0,35		0,42	0,29		0,51		0,4	2,69	Руйн.
950			0,42		0,38		0,4	0,31		0,56		0,435	,	
1000	0,6		0,48	Тріщ.	0,41		0,497	0,34		0,64	Тріщ.	0,49		
1050	0,64		0,54		0,45		0,543	0,37		,		,		
1100	0,74		0,62		0,5		0,62	0,41		0,76		0,585		
1150	0,82		0,67		0,55		0,68	0,48	Тріщ.	0,83		0,655		
1200	0,89	Тріщ.	0,74		0,59		0,74	0,55		0,9		0,725		
1250	0,98		0,84		0,64		0,82	0,68		1,02		0,85		
1300	1,05		0,9	Руйн.	0,71		0,887	0,8			Руйн.			
1350	1,15				0,79		*	0,87						
1400	1,25				0,83			0,97						
1450	1,35				0,95			1,06						
1500	1,47				1,04	Тріщ.		1,17						
1550	1,59				1,12			1,3						
1600	1,73				1,22			1,63						
1650	1,87				1,32			1,85						
1700	2,01				1,42			2,08						
1725									Руйн.					
1750	2,14				1,54				-					
1800	2,3	Руйн.			1,65									
1850					1,8									
1900					1,9									
1910						Руйн.								

Таблиця 4.7 – Результати випробування моделей навантаженням



Рис. 4.6 – Експериментальні залежності прогину моделей Δ від навантаження F: a – кожної з моделей; b – середні для моделей з попередньо напруженою арматурою сталевою дротяною S_e і композитною C_e і ненапруженою композитною C_e^*



Рис. 4.7 – Експериментальні (S_e , C_e , C_e^*) та розрахункові (S_c , C_c , C_c^*) залежності прогину моделей Δ від навантаження F

4.2.4 Порівняння результатів розрахункового та натурного експериментів,

Результати розрахункового та натурного експериментів з навантаження моделей узагальнено на рис. 4.8–4.10 і в табл. 4.8.



Рис. 4.8 – Результати розрахункового та натурного експериментів з навантаження моделей зі сталевою арматурою із зусиллям попереднього натягу пакету 29 кН: *а*–*г* – поля напружень в моделі на момент утворення тріщин в розтягнутій зоні (*a*), утворення тріщин в стиснутій зоні (*б*), утворення пластичного шарніру (*в*), руйнування (*г*); *е* – вигляд зразків S1, S2, S3 моделі після руйнування



Рис. 4.9 – Результати розрахункового та натурного експериментів з навантаження моделей з композитною арматурою із зусиллям попереднього натягу пакету 23 кН: *а*-*г* – поля напружень в моделі під час утворення тріщин в розтягнутій зоні (*a*), утворення тріщин в стиснутій зоні (*б*), утворення пластичного шарніру (*в*), руйнування (*г*); *е* – вигляд зразків C1, C2, C3 моделі після руйнування



Рис. 4.10 – Результати розрахункового та натурного експериментів з навантаження моделі з композитною арматурою без попереднього натягу: *а*–*в* – поля напружень в моделі під час утворення тріщин в розтягнутій зоні (*a*), утворення тріщин в стиснутій зоні (*б*), руйнування (*в*); *d* – вигляд зразка *C*2 моделі після руйнування



Рис. 4.11 – Розрахункові (з індексами «с») та експериментальні (з індексами «е») залежності стріли прогину ∆ від моменту *M* від навантаження моделей: S_c, S_e – зі сталевою арматурою із зусиллям попереднього натягу пакету 29 кН; C_c, C_e – з композитною арматурою із зусиллям попереднього натягу пакету 23 кН; C_{c0}, C_{e0} – з композитною арматурою без натягу

Таблиця 4.8 – Порівняння результатів розрахункового та натурного експериментів

				Величина для моделей				
Стадія руйнування моделі	Показні стаді	ик, за якого досягається я руйнування моделі	Од. вимір.	зі сталевою арматурою з натягом 29 кН	3 компо- зитною арматурою 3 натягом 23 кН	з компо- зитною арматурою без натягу		
		розрахункова величина	кH·м	0,67	0,55	0,43		
Утворення трішин в	Момент	фактична величина (експериментальна)		1,51	1,32	0,61		
тріщин в розтягнутій зоні	Відхиленн величини	ня розрахункової від фактичної		-55,4	-58,1	-30,0		
	Поправоч розрахунк	ний коефіцієнт до сової величини		2,24	2,39	1,43		
Утворення		розрахункова величина	кH·м	1,72	1,53	0,80		
тріщин в стиснутій зоні	Момент	фактична величина (експериментальна)	:	Не відзначалось				
Утворення		розрахункова величина	"	2,02	1,78	Uo pinono		
пластичного шарніру	Момент	фактична величина (експериментальна)		близько 2,1	близько 1,8	не відзна- чалось		
		розрахункова величина	•	2,15	1,90	0,98		
Руйнування	Момент	фактична величина (експериментальна)		1,93	1,85	1,10		
	Відхиленн величини	ня розрахункової від фактичної		11,5	2,5	-11,1		
	Поправоч розрахунк	ний коефіцієнт до сової величини		0,90	0,98	1,13		

В результаті розрахункового експерименту встановлено, що по мірі навантаження всіх моделей та збільшення моменту деформування розвивається до руйнування стадіями:

1) утворення тріщин в розтягнутій зоні;

2) утворення подовжніх тріщин у стиснутій зоні;

3) розвиток тріщин розтягнутої зони до утворення пластичного шарніру (крім моделі з композитною арматурою без натягу);

4) повне руйнування.

У моделі з композитною арматурою з натягом 23 кН порівняно з моделлю зі сталевою арматурою з натягом 29 кН моменти є меншими:

1) утворення тріщин в розтягнутій зоні – на 18,2 %;

2) утворення тріщин в стиснутій зоні – на 10,7 %;

3) утворення пластичного шарніру – на 12,1 %;

4) руйнування – на 11,4 %.

Отже, зазначені моменти є меншими на 10,7–18,2 %, що корелює з меншим на 20,7 % зусиллям натягу арматурного пакету.

У моделі з композитною арматурою без натягу порівняно з моделлю з композитною арматурою з натягом 23 кН моменти є меншими:

1) утворення тріщин в розтягнутій зоні – на 22,2 %;

2) утворення тріщин в стиснутій зоні – на 48 %;

4) руйнування – на 48,4 %.

Отже, зазначені моменти є меншими на 22,2–48,4 %. У моделі з композитною арматурою без натягу стадія 3) утворення пластичного шарніру не відзначалась.

Таким чином за результатами розрахунку можна констатувати, що на всі моменти, що характеризують міцність та тріщиностійкість моделей, тип арматури впливає в набагато меншому ступені, ніж зусилля попереднього натягу арматурного пакету.

Як видно з ізополів напружень, наведених на рис. 4.8–4.10, у моделі з композитною арматурою порівняно з моделлю зі сталевою арматурою на всіх стадіях навантаження розтягнута зона більш широка, а стиснута зона вужча, що свідчить про її менші жорсткість і тріщиностійкість орієнтовно пропорційно різниці зусиль попереднього натягу їх арматурних пакетів. У моделі з ненапруженою композитною арматурою (рис. 4.10) розтягнута зона набагато більша, що підтверджує висновки наведеного вище кількісного аналізу.

В результаті натурного експерименту встановлено, що характер утворення тріщин в усіх моделях схожий – по мірі навантаження відкривалось по 2–3 перпендикулярні (посередині) та похилі (ближче до країв) тріщини в розтягнутій зоні (рис. 4.8, *д*, 4.9, *д*, 4.10, *г*). Утворення видимих тріщин в стиснутій зоні не відзначалось. Характер руйнування – різке збільшення прогину зі значним розкриттям однієї або двох (з двох сторін) крайніх тріщин під кутом близько 45°

без руйнування стиснутої зони, що свідчить про руйнування моделей за рахунок проковзування арматури в бетоні в одній або обох кінцевих ділянках над опорами.

У моделі з композитною арматурою з натягом 23 кН порівняно з моделлю зі сталевою арматурою з натягом 29 кН моменти були меншими:

1) утворення тріщин в розтягнутій зоні – на 12,8 %;

4) руйнування – на 3,7 %.

У моделі з композитною арматурою без натягу порівняно з моделлю з композитною арматурою з натягом 23 кН моменти були меншими:

1) утворення тріщин в розтягнутій зоні – на 53,5 %;

4) руйнування – на 40,5 %.

Це підтверджує висновки за результатами розрахунку про те, що на всі моменти, що характеризують міцність та тріщиностійкість моделей, тип арматури впливає в набагато меншому ступені, ніж зусилля попереднього натягу арматурного пакету.

Якщо прийняти отримані натурним експериментом величини показників жорсткості, міцності та тріщиностійкості фактичними, із табл. 2 видно, що розрахункові величини моментів утворення тріщин в розтягнутій зоні є меншими за фактичних величин: моделі зі сталевою арматурою з натягом 29 кH – на 55,4 %, моделі з композитною арматурою з натягом 23 кH – на 58,1 %, моделі з композитною арматурою без натягу – на 30 %. Величини руйнівних моментів відрізняються від фактичних величин: моделі зі сталевою арматурою з натягом 23 кH – більша на 11,5 %, моделі з композитною арматурою без натягу – на 30 %. Величини руйнівних моментів відрізняються від фактичних величин: моделі зі сталевою арматурою з натягом 23 кH – більша на 11,5 %, моделі з композитною арматурою без натягу – менша на 11,1 %. Отже, визначені розрахунком моменти утворення тріщин для моделей з попередньо-напруженою сталевою та композитною арматурою суттєво нижчі фактичних величин – на 55,4–58,1 %, для моделі з ненапруженою композитною арматурою – на 30 %. Визначені розрахунком руйнівні моменти мають набагато кращу збіжність з фактичними величинами – відхилення складають: для моделі зі сталевою арматурою з натягом 29 кH – (+11,5) %, для моделі з композитною

арматурою з натягом 23 кН – (+2,5) %, для моделі з композитною арматурою без натягу – (–11,1 %). Для визначення розрахунком моментів утворення тріщин в попередньо напружених шпалах доцільно застосовувати поправочні коефіцієнти. Їх попередні значення наведені в табл. 4.8, але для практичних цілей вони вимагають експериментального уточнення за більш представницькими вибірками. Результати дослідження опубліковано в [85].

4.3 Порівняльне дослідження зчеплення бетону з композитною і сталевою дротяною арматурою

Результати порівняльного дослідження зчеплення бетону з композитною і сталевою дротяною арматурою, виконаних за методикою п. 2.6, наведено в табл. 4.9.

Таблиця 4.9 – Результати порівняльного дослідження зчеплення бетону (дотичного) з композитною і сталевою дротяною арматурою

Арматура	Діаметр,	Довжина,	Площа контакту з	No	<i>Р</i> , кгс			n /n	
Арматура	СМ	СМ	розчином, см ²	JI≌		кгс/см ²	MI	Ta	PNPC
C				C1	400	84,9	8,33		
Сталевии	0,3	5	4,71	C2	420	89,1	8,74	9,23	
дрп				C3	510	108,2	10,62		0.60
				К1	760	65,4	6,41		0,09
Композитна	0,74	5	11,62	К2	750	64,5	6,33	6,33	
				К3	740	63,7	6,25		

Із табл. 4.9 видно, що зчеплення з бетоном складає: сталевого дроту – 9,23 МПа, композитної арматури – 6,33 МПа. Отже, зчеплення з бетоном композитної арматури складає 0,69 від зчеплення сталевої дротяної арматури, або на 31 % менше за нього.

ВИСНОВКИ ЗА РОЗДІЛОМ 4

1. В результаті досліджень кінетики карбонізації бетону опор контактної мережі прискореним методом отримано кінетичні залежності просування фронту карбонізації, встановлено, що величини ефективного коефіцієнту дифузії CO_2 в бетоні D' складають $(0,46-0,61)\times10^{-5}$ см²/с. За результатами натурних досліджень опор, що знаходились в експлуатації 50 років, величини D' уточнені та склали $(0,29-0,35)\times10^{-5}$ см²/с, отже, зменшились на 37–47 %, що свідчить про зниження дифузійної проникності бетону з часом за рахунок кольматації порового простору карбонатом кальцію. Для прогнозу довговічності опор запропоновано до визначених прискореним методом величин D' застосовувати поправочний коефіцієнт 0,6. В результаті статистичного аналізу встановлено, що найбільш впливовим фактором зі ступенем впливу 87 %, що визначає тривалість карбонізації захисного шару бетону та довговічність опор контактної мережі, є товщина захисного шару. Мінімальна товщина захисного шару бетону до робочої арматури, що гарантовано забезпечить нормований термін служби опор контактної мережі 50 років складає 5,3 мм, 100 років – 7,4 мм.

2. В результаті дослідження фізико-механічних властивостей сталевої дротяної та композитної арматури встановлено, що величини їх модуля пружності *E* складають: сталевої – 81301 МПа, композитної 14981 МПа, границі міцності на розтяг *f*: сталевої – 1400 МПа; композитної – 540 МПа. Отже, модуль пружності композитної арматури у 5,4 рази менший, ніж модуль пружності високоміцного сталевого дроту, що матиме значний вплив на напружено-деформований стан моделей.

3. В результаті розрахункового та натурного експериментів встановлено, що по мірі навантаження моделей як зі сталевою, так і композитною арматурою, їх деформування розвивається до руйнування стадіями: утворення тріщин в розтягнутій зоні, їх розвиток до утворення пластичного шарніру, повне руйнування. Характер тріщин в усіх моделях схожий – по мірі навантаження відкривається по 2–3 перпендикулярні (посередині) та похилі (ближче до країв)

тріщини в розтягнутій зоні, характер руйнування – різке збільшення прогину зі значним розкриттям похилих тріщин за рахунок проковзування арматури без руйнування стиснутої зони. На всі моменти, що характеризують тріщиностійкість та міцність моделей, в більшому ступені впливає зусилля попереднього натягу арматури, в меншому – тип арматури.

У моделях з композитною арматурою на всіх стадіях навантаження розтягнута зона більш широка, а стиснута зона вужча, що свідчить про її менші жорсткість і тріщиностійкість.

Визначені розрахунком моменти утворення тріщин для всіх моделей на 30-58 % нижчі фактичних (експериментальних) величин. Визначені розрахунком руйнівні моменти відхиляються від фактичних величин не більше, ніж на 11 %. Запропоновані величини поправочних коефіцієнтів до розрахункових величин моментів утворення тріщин і руйнування.

4. Зчеплення з бетоном складає: сталевого дроту – 9,23 МПа, композитної арматури – 6,33 МПа. Таким чином, зчеплення з бетоном композитної арматури складає 0,69 від зчеплення сталевої дротяної арматури, або на 31 % менше за нього. Отже, композитна арматура в конструкціях попередньо напружених центрифугованих опор контактної мережі може вимагати спеціальних заходів із запобігання прослизання на кшталт її анкерування.

РОЗДІЛ 5

ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕНЬ

5.1 Апробація і впровадження методики прогнозування залишкового ресурсу залізобетонних конструкцій кільцевого перерізу, які зазнають агресивних впливів

Апробацію і впровадження методики прогнозування залишкового ресурсу залізобетонних конструкцій кільцевого перерізу, які зазнають агресивних впливів (п. 2.2) здійснили також на конструкції, яка має певні аналогії з опорою контактної мережі — залізобетонній димовій трубі коксохімічного виробництва. Вона також має конічну форму та кільцевий переріз і зазнає агресивного впливу з концентричним просуванням фронту корозії.

Труба коксового цеху (рис. 5.1) на момент обстеження експлуатувалась 71 рік. За проєктом висота труби 90 м, зовнішній діаметр на рівні землі – 7,3 м, на рівні верхнього вихідного обрізу – 3,84 м, схил зовнішньої поверхні труби i = 0,02, внутрішній діаметр вихідного отвору – 3 м. Стовбур труби до відмітки 85 м монолітний залізобетонний із бетону М200, армований сіткою Ø20A-II 200×200 мм із захисним шаром 30 мм (від зовнішньої поверхні), вище 85 м – із керамічної цегли марки 100 на цементно-піщаному розчині М50. Футерування димохідного каналу з відмітки –2,81 м до 90 м товщиною 120–250 мм із керамічної цегли на цементно-піщаному розчині М30. Між футеруванням і залізобетонною несучою конструкцією улаштована теплоізоляція із мінеральної вати. Фундамент кільцевий стаканного типу, монолітний залізобетонний. Труба споряджена металевою драбиною з огородженням, світлофорними площадками на відмітках 54,6 м та 84,5 м, блискавкозахистом. Димові гази підводяться до труби двома газоходами.

Під час експлуатації в димохідному каналі періодично траплялись вибухи незгорілих газів, а з 1998 р. – випадки порушення теплового режиму труби через технологічні зупинки. У 2003 і 2019 рр. відбувалось обвалення футерування в

обсязі 10–15 м³ і понад 90 м³, відповідно. Очевидно в результаті огляду димового каналу знизу під час видалення обваленого футерування було припущено, що обвалення сталось на відмітках орієнтовно 25–35 м.

З урахуванням наявності і втрати з часом футерування розроблена у п. 2.2 методика дослідження доповнена тепловізійним обстеженням з визначенням зон втрати футерування. Тепловізійне обстеження поверхні конструкції виконують за допомогою БПЛА – квадрокоптера DJI Mavic 2 Advanced Enterprise, оснащеного тепловізійною камерою з сенсором Uncooled Vox Microbolometer, та програмного забезпечення DJI Pilot i Thermal Analysis Tool 2.

Виконані у 2021 р. візуальний огляд за допомогою оптичних приладів, фото та відео зйомка труби, у т.ч. за допомогою БПЛА, показали наявність пошкоджень (рис. 5.1, e, 5.2): горизонтальних тріщин, раковин та відколів бетону по їх краям без оголення арматури, а також висолів-патьоків виключно в місцях горизонтальних швів бетонування (рис. 2, a); вертикальні тріщини розкриттям до та понад 1 мм на відмітках від 25 до 82 м (рис. 2, б). Поточний стан каналу димоходу залишився невідомим через незупинний технологічний процес і, відповідно, неможливість огляду. Відхилення осі труби від вертикального положення не виявлено. Міцність бетону на відмітці 1,5 м, визначена неруйнівним методом за допомогою ультразвукового приладу, знаходилась в межах 11,5–12,1 МПа.

Припущено, що остаточний ресурс труби визначається кінетикою корозії бетону (швидкістю у мм/рік) в місцях обваленого футерування, а агресивним середовищем є газодимова суміш. Припущено також, що корозія просувається фронтом, а в кородованому шарі бетон втрачає міцність і захисні властивості відносно арматури, отже, відбувається зменшення товщини залізобетонної стінки труби і площі поперечного перерізу. За остаточний ресурс прийнято час, за який товщина стінки в критичній зоні досягне граничного за несучою здатністю значення.



Рис. 5.1 – Димова труба коксового цеху: *а* – вигляд з землі; *б* – схема конструкції; *в* – карта (розгортка) пошкоджень; *г* – вигляд з БПЛА



Рис. 5.2 – Дефекти і пошкодження залізобетонної конструкції труби: *a* – раковини без оголення арматури, горизонтальні тріщини та висоли-патьоки в місцях горизонтальних швів бетонування; *б* – вертикальні тріщини розкриттям понад 1 мм

В результаті тепловізійного обстеження отримано 750 зображень в ІЧдіапазоні. Їх обробка (рис. 5.3) показала, що середня температура зовнішньої поверхні труби складає 32,4°С, проте на її верхній частині спостерігаються три локалізовані аномальні (нагріті) зони з максимальною температурою 112,7 °С, середньою температурою 76,7 °С: верхня кільцева висотою 5,65 м, площею 198,9 м² – між відмітками 71,55 і 77,2 м; середня у вигляді плями висотою 2,4 м, площею 9,4 м² між відмітками 66 і 68,4 м; нижня кільцева висотою 9,1 м, площею 392,9 м² між відмітками 42,9 і 52 м. На нижній частині труби також спостерігаються нагріті зони, у т.ч. між відмітками 25 і 35 мм, але менш упорядковано розподілені по її поверхні.



Рис. 5.3 – Інфрачервоні зображення аномальних (нагрітих) зон (*a*) і карта пошкоджень (б) на поверхні труби

Положення аномальних зон у верхні частині труби відповідає зонам максимального розвитку пошкоджень труби, особливо зона між відмітками 42,9 м і 52 м системі вертикальних тріщин. Це свідчить про втрату футерування і розвиток корозійного пошкодження бетону саме в цих зонах. В зоні відомої втрати футерування на відмітках 25–35 м також відзначаються нагріті зони.

Проби бетону у вигляді двох кернів Ø43 мм відбирали кільцевим свердлом на відмітці 55,5 м. Під час висвердлювання обидва керни розпались на фрагменти, менші за розміром ближче до внутрішньої поверхні стінки труби. Сумарну довжину кожного керна встановити точно не уявилось можливим, орієнтовно вона знаходиться в межах 180–230 мм.

Петрографічні дослідження кернів, у т.ч. за допомогою світлового мікроскопу МБИ-3 в режимах збільшення ×7, ×12,5, ×25, показали що конструкція труби виконана із бетону важкого на портландцементі та щільних заповнювачах. Структура бетону базальна, зі значною кількістю розчинної частини та віддаленим розташуванням частинок крупного заповнювача (рис. 5.4).



Рис. 5.4 – Відкол зразка-керна, світловий мікроскоп, ×12,5, частинка сірого кольору – вапняк, рожевого – кварц

Крупний заповнювач – щебінь крупністю до 20 мм із щільного вапняку темного кольору (рис. 5.4, б), встановленого за реакцією з соляною кислотою та кристалічною будовою, характерною для кальциту. Дрібний заповнювач – пісок

кварцовий дрібний з окремими крупними зернами. Адгезійний характер руйнування кернів свідчить про слабке зчеплення між розчинною частиною і крупним заповнювачем.

Глибину корозійного ушкодження бетону за кернами встановити не здалось можливим. Проте на уламках кернів, що були ближче до внутрішньої поверхні стінки труби, спостерігалась меленя поверхні розчинної частини, що свідчить про суттєве зниження її міцності через корозію. Її тестування соляною кислотою показало «скипання», що свідчить про карбонізацію цементного каменю а, отже, втрату захисних властивостей бетоном відносно арматури. *pH* змочених водою поверхонь (рис. 5.5, *a*) склав близько 7, водної витяжки (рис. 5.5, *б*, *в*) – 6, що також свідчить про нейтралізацію та втрату захисних властивостей бетону. Водна витяжка мала жовтуватий колір, який може свідчити про наявність сіркомістких сполук. Виявлена на поверхні керну окрема ділянка з білим нальотом, схожим на крейду, з соляною кислотою не реагувала, отже могла бути іншими продуктами корозії – сірко- або азотвмісними солями кальцію.



Рис. 5.5 – Визначення pH змочених водою поверхонь бетону кернів стінки труби (*a*) та водної витяжки (*б*, *в*)

Водопоглинання бетону за масою, визначене за трьома зразками – фрагментами кернів, ближчими до внутрішньої поверхні стінки труби, склало 7,1, 2,6, 8,6, в середньому 6,1 %, що відповідає бетону підвищеної проникності.

Результати визначення міцності бетону за отриманими зразкамициліндрами наведені у табл. 5.1.

N⁰		Розм с	иіри, м	h/d	Масш коефіц	табні цієнти	Руйнівна сила <i>Р</i> ,	Міцністн f=0,098·4 М	ь на ст αη1 <i>Ρ/</i> Па	THCK πd^2 ,
керна	зразка	d	h		α	η_1	кгс	зразка	cepe	дня
1	1 (I)	4,3	7,7	1,79	0,85	1,18	1860	12,6	17.9	
1	2 (III)	4,3	5,5	1,28	0,85	1,10	3670	23,2		17.3
2	3 (I)	4,3	7,0	1,63	0,85	1,14	3230	21,1	16.7	1,00
Z	4 (III)	4,3	6,4	1,49	0,85	1,13	1890	12,3	- 3,7	

Таблиця 5.1 – Визначення міцності бетону випробуванням

Отже, за результатами петрографічного аналізу встановлено, що внутрішній шар бетону стінки труби бетон зазнав нейтралізації кислими газами і втратив захисні властивості до сталевої арматури. Його водопоглинання за масою складає 6,2 %, отже, він характеризується підвищеною проникністю. Середнє значення міцності бетону на стиск зовнішнього некородованого шару становить 17,3 МПа. Глибину корозійного ушкодження бетону встановити не уявилось можливим.

Конструкції, на які впливає потенційно агресивне середовище:

 в каналі димової труби – футерування, цегляне мурування у верхній частині труби, залізобетонна конструкція в місцях обвалення футерування;

 в зоні окутування — цегляне мурування верхньої частини труби ззовні (виконано під час будівництва як захід первинного захисту від корозії в зоні окутування).

Фізичний стан потенційно агресивного середовища – твердий (дим, сажа), газоподібний. Вологісний режим потенційно агресивного середовища: вологість газоповітряного середовища невідома, проте через те, що під час коксування коксівне вугілля зневоднюється, припустимо, що його відносна вологість перевищує 60 %. За відносної вологості понад 60 % і температури понад 24°C режим газоподібного середовища є «мокрий».

Тверде середовище – дим, сажа, місить незгорілі частинки вуглецю *C* і, очевидно, силікатів. Вуглець і силікати є малорозчинними та негігроскопічними, отже, стосовно цегельного мурування, бетону і залізобетону мають неагресивний ступінь дії за будь якого вологісного режиму середовища.

Газоподібне середовище містить сірчаний ангідрид, чадний газ, оксиди вуглецю. Щодо агресивності чадного газу *CO* до бетону і залізобетону даних немає. Припустимо, що ступінь його дії неагресивна. Сірчаний ангідрид і оксиди азоту є кислими газами, які в залежності від концентрації та вологісного режиму середовища можуть бути агресивними. У вихідних даних відсутня інформація про вміст у середовищі вуглекислого газу *CO*₂. Оскільки він є основним продуктом згоряння вугілля, припустимо, що навіть за умови дефіциту кисню його вміст в середовищі є не меншим 2000 мг/м³. Вуглекислий газ є кислим газом, що в залежності від концентрації та вологісного режиму середовища може бути агресивним. Розрахунок агресивної діє газів зведено у табл. 5.2 і 5.3.

Таблиця 5.2 – Зведені дані для розрахунків і розрахунки з визначення ступеня агресивної дії газоподібного середовища

Гар	Молярна	В	міст і	в середов	ищі	Група	Ступінь агресивного впливу на:			
1 d3	маса <i>М</i> , г/моль	<i>C_V</i> , мл/м ³		$C_m = C_V M/22, 4,$ $M\Gamma/M^3$		газів	цеглу керамічну	бетон	залізобетон	
Сірчаний ангідрид <i>SO</i> 2	64	28	80	800		D	Неагресив ний	Середньо агресивний	Сильно агресивний	
Монооксид азоту <i>NO</i>	30	200	145	194	402	р		Середньо	Сильно	
Діоксид азоту <i>NO</i> 2	46	290	145	298	472	D	"	агресивний	агресивний	
Чадний газ <i>СО</i>	28	7	3	91	l	_	«	Неагре- сивний	Неагре- сивний	
Вуглекислий газ СО2	44			пон. 2	пон. 2000		«	Неагре- сивний	Середньо- агресивний	

Матеріал, конструкція	Ступінь агресивної дії	Гази, що визначають сумарний ступінь агресивної дії	
Цегельне мурування, футеровка	неагресивний	-	
Бетон	середньоагресивний	Кислі гази: сірчаний	
Залізобетон	сильноагресивний	ангідрид <i>SO</i> ₂ ; оксиди азоту <i>NO</i> + <i>NO</i> ₂	

Таблиця 5.3 – Інтегральний ступінь агресивної дії газоподібного середовища

Корозійно небезпечними елементами конструкції димової труби є місця з обваленим футеруванням, де з 2006 р. корозійних процесів зазнає безпосередньо залізобетонна конструкція.

Враховуючи розташування робочої арматури ближче до зовнішньої поверхні конструкції труби визначальною буде корозія бетону другого виду за класифікацією Москвіна у вигляді взаємодії розчинених у конденсаті кислих газів з продуктами гідратації цементу з утворенням сполук, що не мають в'яжучих властивостей [40, 41]. Утворені внаслідок розчинення кислих газів кислоти нейтралізують портландит $Ca(OH)_2$:

 $Ca(OH)_2 + SO_2 + H_2O = Ca(OH)_2 + H_2SO_3 = CaSO_3 + H_2O;$

 $Ca(OH)_2 + NO_2 + H_2O = Ca(OH)_2 + H_2NO_3 = CaNO_3 + H_2O.$

Утворені сульфіт та нітрит кальцію не мають в'яжучих властивостей, в структурі цементного каменю заміщують собою кристалогідрати портландиту, що призводить до зниження міцності бетону. Сульфіт кальцію подалі може перетворюватись у сульфати і переводити корозійний процес до більш інтенсивної корозії 3 виду. Після вичерпання портландиту та зниження pH відбувається розкладання гідросилікатів кальцію. Корозії сприяє розкладання високоосновних гідросилікатів кальцію та гідросульфоалюмінатів кальцію під впливом підвищеної температури 270°С.

Корозійний процес просувається фронтом від внутрішньої поверхні димоходу до зовнішньої (рис. 5.6). По мірі просування фронту корозії від

внутрішньої поверхні до зовнішньої кородована зона перерізу втрачає міцність і фактична товщина кільцевого перерізу зменшується.



Рис. 5.6 – Спрощена схема просування корозії в поперечному перерізі залізобетонної конструкції димової труби та процесів, що відбуваються:
1 – некородована частина перерізу з робочою арматурою; 2 – уражена корозією частина перерізу; 3 – агресивне середовище та напрям просування корозійного

процесу

Зниження *pH* призводить до втрати бетоном захисних властивостей відносно арматури та її корозії після досягнення неї фронтом корозії. Після досягнення фронтом корозії робочої арматури її спільна робота з бетоном порушиться, а власна корозія арматури під впливом кислих газів може розвиватись настільки швидко, що в першому наближенні можна прийняти момент досягнення робочої арматури фронтом корозії за момент неприпустимої втрати арматурою сприймати розтягувальні навантаження.

Вертикальні тріщини розкриттям до 1 мм в конструкції труби на висоті від 25 м до 82 м можуть свідчити як про початок корозію арматури, так і про зменшення товщини перерізу до величини, якої недостатньо для сприйняття стискаючих напружень від власної ваги конструкції.

Можливі граничні стани від розвитку корозії:

1) зменшення товщини перерізу до величини, якої недостатньо для сприйняття стиснутою зоною бетону стискаючих напружень від власної ваги, випадкового ексцентрисітету та вітрового навантаження;

2) досягнення фронтом корозії робочої арматури та втрата нею здатності сприймати розтягувальні напруження від випадкового ексцентриситету та вітрового навантаження.

Здійснено оцінку кінетики корозії. У табл. 5.4 наведені дослідні дані з кінетики корозії неметалевих конструкцій [36]. Для аналізу приймемо найбільш несприятливу величину швидкості просування фронту корозії для середньоагресивного ступеня агресивної дії a = 1,2 мм/рік, а для сильноагресивного ступеня дії – величини, що перевищують нижню границю – 2,4 і 4,8 мм/рік. Відповідні цим показникам швидкості корозії кінетичні залежності наведені на рис. 5.7.

Таблиця 5.4 – Дослідні дані з кінетики корозії неметалевих конструкцій

Ступінь	Швидкість про корозії	сування фронту мм/рік	
агресивної дії	Нижня границя	Верхня границя	
Середньоагресивний	0,4	1,2	
Сильноагресивний	1,2	_	



Рис. 5.7 – Кінетика просування фронту корозії – залежність глибини просування *X* від часу *T* за швидкості просування 1,2, 2,4 і 4,8 мм/рік

Таким чином корозійно небезпечною зоною конструкції димової труби є зона залізобетону, на якій втрачене футерування і теплоізоляцію. Агресивне середовище є газоподібним, найбільш агресивними складовими якого є кислі гази – сірчаний ангідрид SO_2 , оксиди азоту NO і NO₂, ступінь агресивної дії – середньоагресивний, можливо, ближче до сильноагресивного. Внаслідок агресивної дії кислих газів відбувається корозія бетону, яка просувається фронтом від внутрішньої поверхні димоходу до зовнішньої зі швидкістю від 1,2 до 4,8 мм/рік. Кородований шар бетону втрачає міцність і захисні властивості до арматури. В частині димової труби, в якій у 2006 р. були втрачені футерування та теплоізоляція, за 15 років фронт корозії просунувся не менше, ніж на 28 мм, вірогідно, до 74 мм.

Наявність вертикальних тріщин на висоті від 25 м до 82 м може свідчити про значні стискаючі напруження від сполучення власної ваги конструкції та вітрових навантажень.

Виконано розрахунок несучої здатності з прогнозуванням граничного стану залізобетонної несучої конструкції димової труби

Вихідні дані для розрахунку, (прийняті за додатком Е [86] для м. Харків: характеристичне значення вітрового тиску – 430 Па; характеристичне значення тиску вітру за ожеледі – 230 Па; характеристичне значення товщини ожеледі – 14 мм. Температурний режим експлуатації: *Т*_{вн}= 300°C, *T*_{зовн}= 70°C.

Характер пошкодження: обвалення футерування і теплоізоляції, корозійне і термічне пошкодження бетону, яке розповсюджується концентричним фронтом від внутрішньої поверхні труби (газодимового каналу) до зовнішньої та формалізується виключенням кородованого шару із конструкції, отже, умовним зменшенням товщини стінки.

Розглянуто три розрахункових випадки:

1) стовбур труби не ушкоджений, товщина стінок відповідає проєкту, матеріал труби – бетон класу С12/15, що відповідає марці М200;

2) стовбур труби ушкоджений на відмітках +15...+25 м з повним руйнуванням футерування і зменшенням товщини стінки, гранично допустима

залишкова товщина стінки визначається розрахунком виходячи з умови наближення до граничного стану за міцністю бетону на стиск;

3) стовбур труби ушкоджений на відмітках +25...+35 м з повним руйнуванням футерування і зменшенням товщини стінки, гранично допустима залишкова товщина стінки визначається розрахунком виходячи з умови наближення до граничного стану за міцністю бетону на стиск.

Оцінку несучої здатності та експлуатаційної надійності виконано коефіцієнтами використання перерізів (коефіцієнтами вичерпання несучої здатності) за методом граничних станів. Згідно [87] коефіцієнт надійності за відповідальністю для розрахунку за 1 групою граничних станів прийнятий γ_n =1, для розрахунку за 2 групою граничних станів γ_n =0,95. Розрахунки виконано за допомогою програмного комплексу Ліра-САПР 2018 Рго (Ліцензія №1/6638).

Розрахункова схема складена з універсальних скінченних елементів оболонки (для стовбуру, рис. 5.7). Розрахункові комбінації навантажень наведено в таблиці 5.5. Результати розрахунків наведено на рис. 5.8 і в табл. 5.6.

Nº	Власна вага труби з футерування м	Вітрове навантаженн я на трубу	Нерівномірни й нагрів (Т _{вн} =300°С, Т _{зовн} =70°С)	Вітрове навантаження на трубу, вкриту ожеледдю	Вага ожеледі на стовбурі труби
1	+	+	_	_	_
2	+	+	+	—	_
3	+	_	_	+	+
4	+	_	+	+	+

	n ·		
	UODBOVUIII/OD1	12011011111	TIODOILTOMAIL
-1000000000000000000000000000000000000	· I USDAXVHKUBI	комонани	навантажень

Примітка: «+» – навантаження входить до сполучення, «–» – не входить до сполучення



Рис. 5.8 – Розрахункова схема (*a*), поля напружень, МПа (*б*, *г*, *e*), поля розрахункового армування (*в*, *д*, *ж*) для розрахункових випадків: *б*, *в* – 1, стовбур труби не ушкоджений, товщина стінок відповідає проєкту; *г*, *д* – 2, стовбур труби ушкоджений з повним руйнуванням футерування і зменшенням товщини стінки на відмітках +15...+25 м; *e*, *ж* – 3, те ж саме на відмітках +25...+35 м

Таблиця 5.6 – Результати розрахунків для , випадок 1 – стовбур труби не ушкоджений, товщини стінок відповідають проєкту

Розрахунковий випадок	Секція	Відмітка, м	Товщина стінки,	Напруження, МПа	Коефіцієнт використання
	1	5 +5	MM 300	A 11	0.48
	1		260	-4,11	0,48
	2	+3+13 ± 15 ± 25	240	-4,23	0,30
1 – стовбур труби	3	+13+23 +25 $+25$	240	-4,03	0,47
неушкоджений,	4 5	+23+33 +25 +15	220	-3,99	0,47
товщини стінок	5	+35+43 ± 45 ± 55	100	-3,00	0,43
відповідають	0	+43+33	190	-3,08	0,30
проєкту	/	+35+05	190	-2,37	0,28
	8	+65+75	180	-1,62	0,19
	9	+/5+85	180	-0,91	0,11
	10	+85+90	250	-0,27	0,03
2 сторбур труби	1	-5+5	300	-4,18	0,49
2 – стовоур труби	2	+5+15	260	-6,21	0,73
ушкоджении з	3	+15+25	112	-8,44	0,99
повним	4	+25+35	220	-5,99	0,70
руинуванням	5	+35+45	200	-3,65	0,43
футерування т	6	+45+55	190	-3,08	0,36
зменшенням	7	+55+65	190	-2,37	0,28
товщини стінки	8	+65+75	180	-1,62	0,19
+15 +25 M	9	+75+85	180	-0,91	0,11
1 J 1 2 J M	10	+85+90	250	-0,27	0,03
	1	-5+5	300	-4,21	0,50
3 – стовбур труби	2	+5+15	260	-4,27	0,50
ушкоджений з	3	+15+25	112	-6,10	0,72
ПОВНИМ	4	+25+35	96	-8,48	0,99
руйнуванням	5	+35+45	200	-5.76	0.68
футерування 1	6	+45+55	190	-3.07	0.36
зменшенням	7	+55 +65	190	-2.37	0.28
товщини стінки	8	+65 +75	180	-1.62	0.19
на відмітках	9	+75 + 85	180	_0.91	0.11
+25+35 м	10	+85+90	250	-0,27	0,03

В результаті аналізу напружено-деформованого стану залізобетонної конструкції труби (рис. 5.7, табл. 5.6) для 1 розрахункового випадку – стовбур труби неушкоджений, товщини стінок відповідають проекту, встановлено:

несуча здатність при перевірці міцності бетону на стиск забезпечується з коефіцієнтом використання 0,50 за 1 групою граничних станів (міцність) та 0,44
за 2 групою (жорсткість), максимальна деформація становить 118 мм;
несуча здатність димової труби при перевірці заданого армування (Ø20A-II, 200×200 мм) забезпечується з коефіцієнтом використання 0,81 (12,7/15,71).

Для 2 розрахункового випадку – стовбур труби ушкоджений з повним руйнуванням футерування і зменшенням товщини стінки на відмітках +15...+25 м, встановлено:

за умови зменшення товщини стінки на 128 мм (від 240 до 112 мм) несуча
здатність димової труби при перевірці міцності бетону на стиск забезпечується з
коефіцієнтом використання 0,99 за 1 групою граничних станів (міцність) та 0,54
за 2 групою (жорсткість), максимальна деформація становить 148 мм;

несуча здатність димової труби при перевірці заданого армування (Ø20A-II, 200×200 мм) забезпечується з коефіцієнтом використання 0,81.

Для 3 розрахункового випадку – стовбур труби ушкоджений з повним руйнуванням футерування і зменшенням товщини стінки на відмітках +25...+35 м, встановлено:

за умови зменшення товщини стінки на 124 мм (від 220 до 96 мм) несуча
здатність димової труби при перевірці міцності бетону на стиск забезпечується з
коефіцієнтом використання 0,99 за 1 групою граничних станів (міцність) та 0,52
за 2 групою (жорсткість), максимальна деформація становить 140 мм;

несуча здатність димової труби при перевірці заданого армування (Ø20A-II, 200×200 мм) забезпечується з коефіцієнтом використання 0,81.

Отже, в результаті аналізу напружено-деформованого стану встановлено, що найбільш небезпечною є зона конструкції труби на висоті близько 25 м. Максимально допустима глибина просування фронту корозійного і термічного пошкодження бетону в несучій конструкції, після якої ймовірність досягнення граничного стану стане високою, складає 124 мм, що відповідає товщині неушкожденого шару бетону на висоті 15–25 м – 112 мм, а на висоті 25–35 м – 96 мм.

Перше обвалення футерування відбулось у 2006 р. саме на відмітках 25–35 м, отже, на момент обстеження тривалість впливу агресивного середовища на бетон досягла 15 років. З урахуванням цього остаточний ресурс конструкції труби без ремонту футерування складатиме 51 – 15 = 36 років, а, можливо, й 26 – 15 = 11 років. Виходячи з цього рекомендовано в найкоротший термін здійснити капітальний ремонт труби з усуненням пошкоджень та відновленням футерування або не пізніше, ніж через 10 років здійснити ліквідацію споруди зі зведенням нової.

Таким чином, апробовано методику визначення залишкового ресурсу на димовій трубі коксохімічного виробництва.

Виконано аналіз результатів натурного обстеження труби висотою 90 м, встановлено, що за понад 70 років експлуатації вона зазнала пошкоджень, з яких тим, що визначатиме остаточний ресурс, є обвалення футерування. Остаточний ресурс визначатиметься кінетикою корозії бетону в таких зонах.

Агресивне середовище є газоподібним, найбільш агресивними складовими якого є кислі гази, ступінь агресивної дії – середньоагресивний, можливо, сильноагресивний. Корозія бетону просувається концентричним фронтом від

внутрішньої поверхні димоходу до зовнішньої зі швидкістю від 1,2 до 4,8 мм/рік. Кородований шар бетону втрачає міцність і захисні властивості до арматури.

Виконано аналіз напружено-деформованого стану конструкції труби. Встановлено, що найбільш небезпечною є зона конструкції на відмітці близько 25 м. Максимально допустима глибина просування фронту корозії, після якої ймовірність досягнення граничного стану стане високою, складає 124 мм.

Здійснено прогноз остаточного ресурсу, який складатиме 36 років, а, можливо, й 11 років. Рекомендовано в найкоротший термін здійснити капітальний ремонт труби з усуненням пошкоджень та відновленням футерування або не пізніше, ніж через 10 років здійснити ліквідацію споруди зі зведенням нової.

Результати дослідження опубліковано у [88].

5.2 Розробка методики прогнозування залишкового ресурсу залізобетонних опор контактної мережі залізниць

Методика розповсюджується на прогнозування залишкового ресурсу експлуатованих залізобетонних опор контактної мережі залізниць і призначена для використання організаціями та підприємствами, що здійснюють утримання і ремонт контактної мережі електрифікованих залізниць, обстеження і проектування ремонту її опорних конструкцій.

Об'єкт методики – залізобетонні центрифуговані опори контактної мережі, що експлуатуються на електрифіковані ділянці залізниці.

Мета прогнозування залишкового ресурсу – визначення розподілу опор за строками, в які вони досягають граничного стану та підлягають заміні, для організації своєчасної заміни та унеможливлення загроз безпеці руху.

Критерій граничного стану опори – досягнення фронтом карбонізації робочої арматури за його проходження від зовнішньої або внутрішньої поверхні опори.

Обмеження: методика розповсюджується на залізобетонні опори контактної мережі залізниць, в яких не спостерігається ознак електрокорозії, – на електрифікованих змінним струмом ділянках, на електрифікованих постійним струмом ділянках за умови справної електроізоляції консолей та якісної справної гідроізоляції підземної частини опор, а також для яких не спостерігається розвиток крену із загрозою габариту або стійкості.

Затверджену методику наведено у додатку В.

5.2.1 Загальна послідовність прогнозування залишкового ресурсу опор контактної мережі на електрифікованій ділянці

1) вивчення виконавчої та/або експлуатаційної документації;

- 2) натурне обстеження ділянки;
- 3) відбір зразків бетону для лабораторних досліджень;
- 4) лабораторні дослідження зразків бетону;
- 5) розрахунок залишкового ресурсу опор контактної мережі.

5.2.2 Вивчення виконавчої та/або експлуатаційної документації

Під час вивчення виконавчої та/або експлуатаційної документації ділянки визначають тип та проектні характеристик опор, зокрема, товщину стінки h, см, та діаметр арматури d, см, а також рік виготовлення/встановлення та фактичний строк експлуатації τ_0 , років, на поточний час.

5.2.3 Натурне обстеження ділянки

Під час натурного обстеження ділянки здійснюють суцільне вимірювання товщини захисного шару бетону до робочої арматури всіх опор, заповнення відомості та побудову розподілу опор за товщиною захисного шару.

Захисний шар бетону вимірюють у см на висоті 1,5 м над умовним обрізом фундаменту в чотирьох діаметрально протилежних місцях вимірювачем захисного шару Hilti PS 50 (рис. 2.1, а). За остаточний результат приймають мінімальну із отриманих величин аі,тіп. Якщо отримана мінімальна величина товщини захисного шару менша, ніж 3 см, аі,тіп визначають з урахуванням більш швидкого досягнення фронтом карбонізації робочої арматури з внутрішньої сторони за формулою:

$$a_{i,min} = h - (d + a_{i,max}),$$
 cm, (5.1)

де h – товщина стінки опори, для більшості типів опор 6 см; d – діаметр арматури, для більшості типів опор 0,5 см; $a_{i,max}$ – максимальне із чотирьох отриманих значень, см.

Результати визначення товщини захисного шару опор контактної мережі на ділянці заносять у відомість (табл. 5.7). Для наочності будують гістограму розподілу опор за мінімальною товщиною захисного шару на кшталт рис. 1.6.

5.2.4 Відбір зразків бетону для лабораторних досліджень

Відбір зразків бетону опор контактної мережі ділянки для лабораторних досліджень здійснюють по одному з кожної п'ятдесятої опори, але не менше, ніж у трьох. Ці опори мають бути однакового року виготовлення/встановлення. Відбір зразків здійснюють вибурюванням циліндричних кернів діаметром 40–60 мм, висотою, що відповідає товщині стінки, свердлильним станком з кільцевим свердлом і водяним охолодженням. Одразу після відбору зразки герметично упаковують в поліетиленові пакети.
Таблиця 5.7 – Відомість прогнозування залишкового ресурсу залізобетонних опор контактної мережі на ділянці

№ опори	Рік виготовлення/ встановлення	Тривалість експлуатації на поточний час	Мінімальна товщина захисного шару	Реакційна здатність бетону <i>m</i> 0, см ² /см ²	Ефективний коефіцієнт дифузії <i>D</i> ',	Залишковий ресурс опори $ \tau_i = \tau_0 \cdot \left(\frac{a_{mini}^2}{x_{cep}^2} - 1 \right), \text{ років} $	Запланова ний рік заміни
1	2	3	4	5 CM / CM	6	7	опори
1							
2							
3							
n							

_____ за станом на « » _____ 202_ р.

Таблиця 5.8 – Визначення кінетичних характеристик карбонізації бетону

No	Тривалість експлуатації	Глиб карбол бетон	бина нізації ну, см	Маса зраз у стан	зка, г, ні	Водопоглинанн за масою, %	RF	Реакційна здатність	Ефективний коефіцієнт дифузії	
л⁰ зразка	опор на поточний час то, років	Xi	Хсер	водонасиче ному до постійної маси <i>т</i> 1	сухому <i>m</i> 0	$W_{m,i} = 100 \cdot \frac{m_1 - m_0}{m_0}$	Wm,cep	$m_0 = 14,48W_{m,cep},$ cm^2/cm^2	$D' = \frac{m_0 x_{cep}^2}{2,2075 \cdot 10^4 \cdot \tau_0},$ $c M^2 / \Gamma$	
1	2	3 4		5	6	7	8	9	10	
1										
2										
3										
n										

5.2.5 Лабораторні дослідження зразків бетону

У складі лабораторних досліджень визначають глибину карбонізації та водопоглинення бетону за масою.

Для вимірювання глибини карбонізації бетону на бічну поверхню зразкакерна наносять 0,1 % розчин фенолфталеїну в етиловому спирті. Глибину карбонізації x вимірюють за допомогою відлікового мікроскопу як товщину незабарвленого (нейтралізованого) шару розчинної частини бетону від поверхні зразка до його границі із забарвленим в малиновий колір шаром. Глибину карбонізації вимірюють в чотирьох діаметрально протилежних місцях зразка керна та за величину глибини карбонізації бетону опори x_i приймають середнє арифметичне чотирьох отриманих значень. За цими результатами визначають середнє значення глибини карбонізації для ділянки $x_{сер}$. Результати вимірювань заносять і обробляють у табл. 5.8.

Для визначення водопоглинення за масою від кернів алмазним диском відрізають по три диски товщиною 10 мм. Отримані зразки водонасичують до постійної маси, після чого визначають водопоглинення за допомогою вагвологоміру RADWAG WPS 210/C/2 (рис. 2.4, δ), висушуючи зразок до постійної маси. Водопоглинення за масою бетону опори $W_{m,i}$ визначають як середнє арифметичне значень водопоглинення трьох зразків. За цими результатами визначають середнє значення водопоглинення бетону для ділянки $W_{m,cep}$. Результати вимірювань заносять і обробляють у табл. 5.8.

За отриманими середніми значеннями глибини карбонізації x_{cep} і водопоглинення за масою $W_{m,cep}$ за рівняннями (3.2) і (4.3), відповідно, розраховують реакційну здатність бетону m_0 та ефективний коефіцієнт дифузії вуглекислого газу D'. Результати розрахунків заносять у табл. 5.7.

Водопоглинення за масою $W_{m,cep}$, реакційну здатність бетону m_0 та ефективний коефіцієнт дифузії вуглекислого газу D' для прогнозування залишкового ресурсу опор на обстежуваній ділянці допускається не визначати.

Величини $W_{m,cep}$, m_0 та D' рекомендується визначати з метою накопичення статистичних даних для удосконалення цієї методики.

5.2.6 Розрахунок залишкового ресурсу опор контактної мережі

Залишковий ресурс кожної опори як час, за який фронт карбонізації досягне робочої арматури, розраховують за рівнянням, отриманим за аналогією з рівняннями (3.3) і (2.7):

$$\tau_{i} = \frac{m_{0} x_{cep}^{2}}{2,2075 \cdot 10^{4} \cdot D'} - \tau_{0}, \qquad (5.2)$$

Підставивши у (5.2) замість D' рівняння (4.3)

$$\tau_{i} = \frac{m_{0}a_{\min,i}^{2}}{2,2075 \cdot 10^{4} \cdot \frac{m_{0}x_{cep}^{2}}{2,2075 \cdot 10^{4} \cdot \tau_{0}}} - \tau_{0} = \frac{\tau_{0} \cdot a_{\min,i}^{2}}{x_{cep}^{2}} - \tau_{0},$$

отримаємо рівняння залишкового ресурсу кожної опори.

$$\tau_i = \tau_0 \cdot \left(\frac{a_{\min i}^2}{x_{cep}^2} - 1\right), \text{ років.}$$
(5.3)

За величинами залишкового ресурсу для кожної опори рекомендується призначати строки її своєчасної заміни для унеможливлення загроз безпеці руху.

5.3 Розробка конструкції із бетону з композитною арматурою для електрифікованих ділянок залізниці

На основі результаті досліджень розроблено конструкцію із бетону з композитною арматурою для електрифікованих ділянок залізниці, зокрема, конструкцію шпали, та спосіб її виготовлення. Шпали подібні до опор контактної

мережі високим класом бетону С32/40, попередньо напруженим армуванням пакетом високоміцного дроту, умовами експлуатації під електричними впливом.

На залізницях України укладають велику кількість залізобетонних шпал з пружними анкерними скріпленнями (рис. 5.9). Конструкція такої шпали наведена на рис. 5.10.



Рис. 5.9 – Попередньо напружені залізобетонні шпали з анкерними пружними рейковими скріпленнями, які укладають на залізницях України: *а* – залізнична колія на залізобетонних шпалах; *б* – пружне анкерне рейкове скріплення: 1 – рейка; 2 – залізобетонна шпала; 3 – підрейкова прокладка;

4 –пружна клема; 5 – закладний анкер; 6 – ізолюючий вкладиш

Шпали формують у металевих формах у перегорнутому положенні. Під час виготовлення шпал пакет дроту розміщують у металевій формі з випуском кінців через торцеві стінки форми, пакет натягують гідравлічним приладом в подовжньому напрямку, натяг пакету передають на форму за допомогою упорних гвинтів, заповнюють форму бетонною сумішшю та ущільнюють її вібрацією, після твердіння бетону передають натяг арматури з форми на бетон шляхом відпускання упорних гвинтів та обрізання кінців арматури та видаляють готові шпали з форми.



149

Рис. 5.10 – Конструкція попередньо напруженої залізобетонної шпали: *а* – поздовжній переріз; *б* – підрейковий переріз; *в* – середній переріз

Із рис. 5.10 видно, що анкери замуровані в нахилених в різні боки підрейкових площадках. Оскільки це ускладнює розпалублення, перед закріпленням анкера в формі в зазор між стінкою анкера, що повернута в шпалі до її центру, і формою можуть вкладати клиноподібну вставку, яку видаляють одночасно з видаленням шпали із форми [89, 90].

Наявність у шпалах сталевої арматури обумовлює їх підвищену електропровідність. Із рис. 5.9, *б* видно, що у разі зносу деталей ізоляції рейок від шпал (підрейкових прокладок) та рейок від пружних клем та закладних анкерів (ізолюючих вкладишів) відбувається порушення роботи електричних рейкових кіл систем централізації та блокування, а на електрифікованих ділянках втрачається частина тягового струму у вигляді струмів витоку. У разі постійного струму витоку відбувається ще й електрокорозія конструкцій колії та споруд [91, 92]. Крім того, навантаження від колісних пар рухомого складу у кривих ділянках колії створює бічний тиск на анкери (рис. 5.9, δ), які у свою чергу створюють згинальний момент та, відповідно, значні розтягувальні напруження у зоні анкерів. Ці напруження згідно з полями напружень, отриманими в результаті розрахунків методом скінчених елементів [57] (рис. 5.11, *a*, δ), можуть досягати 7 МПа, що перевищує міцність бетону на розтяг та спричиняє утворення тріщин в зоні анкерів (рис. 5.11, *b*). Запобігти утворенню цих тріщин може армування, проте навіть верхній ряд арматури віддалений від найбільш напруженої зони (рис. 5.10, *a*, δ), а поперечна арматура взагалі не передбачена.



Рис. 5.11 – Напруження та тріщини у залізобетонній шпалі: *а* – поля напружень в залізобетонній шпалі; *б* – поля напружень в зоні анкерів шпали; *в* – тріщина в зоні анкера

Розташування арматури у вигляді пакету подовжньо розташованих паралельних дротин без поперечної арматури (рис. 5.10, *a*) обумовлює також недостатню стійкість шпал до утворення подовжніх тріщин на кінцях (рис. 5.12, *a*), в підрейкових площадках (рис. 5.12, *б*) та середині (рис. 5.12, *в*) шпал [44].



Рис. 5.12 – Пошкодження шпал у вигляді поздовжніх тріщин: *а* – на кінцях шпал; *б* – в підрейкових площадках; *в* – в середині шпал

Для усунення перерахованих недоліків розроблено конструкцію і спосіб виготовлення шпал. Нова конструкція і спосіб розроблені на основі конструкції і способу виготовлення попередньо напружених залізобетонних шпал, армованих сталевим високоміцним дротом (рис. 5.9, 5.10) [93]. Метою удосконалення було підвищення електричного опору шпал та їх стійкості до утворення тріщин в зоні анкерів і подовжніх тріщин. Це досягнуто тим, що замість сталевої дротяної арматури застосовується стержнева композитна, наприклад, базальтопластикова або склопластикова арматура 7, рис. 5.13. Під час виготовлення шпал кінці стержнів закріплюються за торцеві стінки форми, в зоні підрейкових площадок шпал влаштовуються хомути – розпірки 8, натягування арматури здійснюється стягуванням в середині шпали в поперечному вертикальному та горизонтальному напрямках з фіксацією взаємного положення стержнів вертикальними 9 та горизонтальними 10 скобами – стяжками.

Заміна сталевої арматури композитною забезпечує підвищення електричного опору Величину підвищення шпал. встановлено експериментальним дослідженням моделях шпал балках **i**3 на дрібнозернистого бетону, склад якого підібрано за аналогією з [94], армованих сталевою дротяною арматурою та композитною арматурою, в яких анкери змодельовані вертикально забетонованими сталевим стержнями (п. 5.4.6). Електричний опір моделей зі сталевою дротяною арматурою склав 24 кОм, з композитною арматурою – 385 кОм, відповідно. Отже, заміна сталевої арматури композитною забезпечила підвищення електричного опору у 16 раз.

Попереднє напруження арматури за допомогою її натягу у поперечному напрямку забезпечило наближення верхнього ряду арматури до підрейкової площадки а, отже, підвищення стійкості до утворення тріщин в зоні анкерів.

Це наближення можна кількісно охарактеризувати зміною відношення відстані від грані підрейкової площадки до центру крайнього ряду арматури до висоти перерізу шпали a/h, яке для залізобетонних шпал (рис. 5.10) складає a/h = 98/218 = 0,45, а для шпал з композитною арматурою, наведених на рис. 5.12 - a/h = 24/218 = 0,11.



Рис. 5.13 – Конструкція попередньо напруженої шпали із бетону з композитною арматурою: *a* – вертикальний і горизонтальний подовжні перерізи;
 б – поперечний підрейковий переріз; *в* – поперечні середні перерізи

Величину підвищення тріщиностійкості за рахунок зниження a/h з 0,45 до 0,11 досліджено на моделях — балках із дрібнозернистого бетону з композитним арматурним стержнем з величиною a/h 0,25, 0,5 і 0,75 (рис. 5.14). Випробували також балку без арматури, для якої a/h прийнято рівним 1. Балки навантажувати за допомогою гідравлічного преса до утворення тріщини та визначали згинальний момент M_{cr} від сили P_{cr} , за якої утворилася тріщина: $M_{cr} = P_{cr}l/4$. На рис. 5.14, δ наведено отриману експериментально залежність M_{cr} від a/h. Виконано апроксимацією цієї залежності методом найменших квадратів. Ця залежність добре, з коефіцієнтом кореляції 0,99, апроксимується лінійним рівнянням:

$$M_{cr} = -25,85a/h + 26,125. \tag{5.4}$$

Підставляючи у це рівняння значення a/h 0,45 і 0,11 отримаємо момент тріщиностійкості для моделі, що відповідає залізобетонній шпалі (рис. 5.10), – 14,5 кгс·м, а для моделі, що відповідають шпалі із бетону з композитною арматурою (рис. 5.13) – 23,3 кгс·м. Отже, виготовлення шпал в розроблений спосіб має підвищити тріщиностійкість у 23,3/14,5 = 1,6 раз.

Крім того, застосування як поперечного армування хомутів – розпірок та скоб – стяжок забезпечило підвищення стійкості шпал до утворення подовжніх тріщин.



Рис. 5.14 – Випробування моделей з різною величиною *a/h* (*a*) і залежність моменту тріщиностійкості *M*_{cr} від відношення *a/h*

Порівняння показників властивостей залізобетонної шпали і шпали із бетону з композитною арматурою наведені у табл. 5.9. Результати дослідження і розробки опубліковано в [95, 96].

На спосіб виготовлення попередньо напружених шпал із бетону, армованих композитною арматурою, подано заявки на видачу патентів на винахід та на корисну модель (додаток Г) [97, 98].

Таким чином на основі результатів досліджень розроблено попередньо напружену конструкцію із бетону з композитною арматурою для електрифікованих ділянок залізниці, зокрема, конструкцію шпали, та спосіб її виготовлення, на які подано заявки на видачу патентів на винахід та на корисну модель.

Таблиця 5.9 – Показники властивостей залізобетонних шпал і шпал із бетону з композитною арматурою

		Величи	на для шпали	Покра-
Показники рластиростей	Один.	раціроба	із бетону з	щення
Показники властивостси	виміру	топпої	композитною	показника,
		TOHHOT	арматурою	крат
Електричний опір моделі шпали <i>R</i>	кОм	24	385	16
Наявність в зоні анкерів подовжньої				
попередньо напруженої арматури, яка		HOMOG	UOGDUO	
сприймає розтягувальні напруги та		нсмае	наявна	
запобігає утворенню тріщин				
Відношення відстані від грані підрейкової				
площадки до центру крайнього ряду		0,45	0,11	
арматури до висоти перерізу шпали <i>а/h</i>				
Момент тріщиностійкості моделі шпали Мсг	MEON/N	14.5	23.3	16
в залежності від <i>а/h</i>	KIC×M	14,5	23,5	1,0
Наявність в зоні анкерів поперечної				
арматури, яка сприймає розтягувальні		нема€	наявна	
напруги та запобігає утворенню тріщин				
Наявність поперечної арматури, яка				
сприймає розтягувальні напруги та		нема€	наявна	
запобігає утворенню тріщин				

5.4 Конструювання роздільної металевої опори контактної мережі на буронабивному фундаменті із бетону з композитною арматурою

За результатами досліджень для опорних конструкцій контактної мережі запропоновано роздільні металеві опори контактної мережі на циліндричних буронабивних фундаментах з композитною арматурою циліндричного перерізу. Габаритні характеристики опори прийняті подібними залізобетонним роздільним опорам C108.6 (рис. 5.15, *a*).

Діаметр і довжину (глибину) фундаменту прийнято такими, як максимальний поперечний розмір і довжина збірного залізобетонного трьохпроменевого фундаменту стаканного типу 670 і 4000 мм, відповідно (рис. 5.15, б).



Рис. 5.15 – Опори контактної мережі: *а* – роздільна залізобетонна із залізобетонним фундаментом стаканного типу; *б* – роздільна металева телескопічна на буронабивному фундаменті із бетону з композитною арматурою

Довжина опори прийнята рівною надземній частині опори С108.6

L = 10800 - 1200 = 9600 MM,

де 1200 – глибина забивання С108.6 у стакані фундаменту.

Тіло опори виконується телескопічним із трьох секцій із електрозварних прямошовних труб (табл. 5.10) довжиною 3200 мм кожна. Діаметри секцій обрано в межах максимального та мінімального діаметрів опори C108.6 – між 450 і 290 мм – 377, 325 і 273 мм. Товщина стінки кожної секції має підбиратись із номенклатури табл. 5.10 розрахунком за методикою п. 3.2 в залежності від нормативного згинального моменту опори C108.6-1 – 44 (4,5), C108.6-2 – 59 (6,0), C108.6-3 – 79 (8,0) або C108.6-4 – 98 (10,0) кН·м (Тс·м).

Зовнішній	Товщина	Внутрішній
діаметр, мм	стінки, мм	діаметр, мм
219	4–10	199–211
273	4–12	249–265
325	4–12	301–317
377	4–14	349–369
426	4–16	394–418

Таблиця 5.10 – Геометричні розміри електрозварних прямошовних труб

Секції з'єднуються зварюванням через подвійні кільця із листової сталі товщиною 10 мм, верхня секція закривається заглушкою із листової сталі товщиною 5 мм. Нижня секція внизу оснащується фланцем з зовнішнім діаметром 670 мм із листової сталі товщиною 20 мм з чотирма отворами. Сполучення фланця з секцією підсилюється вісьма трикутним ребрами з катетом 145 мм із листової сталі товщиною 10 мм. Всю опору піддають гарячому цинкуванню.

Фундамент влаштовуються в пробуреному котловані, в який встановлюють циліндричний каркас із композитної арматури і чотири сталеві анкери діаметром 24 мм (уточнюється розрахунком), довжиною 1200 мм. Проєктне положення анкерів забезпечується кондуктором. На верхній виступаючій із бетону частині анкера виконується метрична різьба, на нижній робиться відгин довжиною 100 мм під кутом 90°. На більшу частину анкера нижче різьби, що знаходиться в бетоні, наноситься діелектричне покриття – поліуретанове або епоксидне.

Котлован після встановлення арматурного каркаса і анкерів заповнюється литою бетонною сумішшю.

Опора встановлюється на фундамент після набору бетоном не менше 70 % проектної міцності і закріплюється на різьбових анкерах гайками через ізолюючі шайби, які ізолюють фланець від анкерів, сталевих шайб і гайок і фундаменту. Між фланцем опори і верхньою гранню опори за рахунок ізолюючих шайб залишається зазор товщиною 15–20 мм.

Таким чином, на основі результатів досліджень розроблено конструкцію і технологію установлення металевих телескопічних опор контактної мережі на буронабивних фундаментах із бетону з композитною арматурою.

5.5 Оцінка соціально-економічної ефективності

Акти впровадження результатів досліджень наведено у додатку Д.

Впровадження результатів досліджень забезпечує соціально-економічний ефект від збільшення ресурсу (довговічності) опор контактної мережі залізниць, підвищення їх надійності та забезпечення безпеки руху.

5.6 Використання результатів досліджень у навчальному процесі

Результати дисертаційного дослідження використано у навчальному процесі УкрДУЗТ з підготування:

– бакалаврів і магістрів – за спеціальністю 192 Будівництво та цивільна інженерія, освітньою програмою «Промислове та цивільне будівництво» і 273 Залізничний транспорт, освітньою програмою «Залізничні споруди та колійне господарство» у складі лекційних курсів, практичних занять, лабораторних робіт з дисциплін:

«Будівельні конструкції та будівлі на залізничному транспорті»; «Випробування та підсилення будівельних конструкцій»; докторів філософії – за спеціальностями 192 Будівництво та цивільна інженерія і 273 Залізничний транспорт у складі лекційних курсів і практичних занять з дисциплін:

«Модифікація бетонів і будівельних розчинів хімічними, мінеральними добавками та полімерами»,

«Сучасні технічні рішення щодо підвищення надійності елементів залізничної колії».

Акт впровадження результатів досліджень у навчальний процес наведено у додатку Д.

ВИСНОВКИ ЗА РОЗДІЛОМ 5

1. Розроблену методику прогнозування pecypcy залишкового залізобетонних конструкцій кільцевого перерізу, які зазнають впливу агресивних середовищ апробовано на залізобетонній трубі коксохімічного виробництва. Встановлено, що агресивне середовище впливає на конструкцію зсередини, його найбільш агресивними складовими є кислі гази, ступінь агресивної дії – середньоагресивний до сильно агресивного, корозія бетону просувається концентричним фронтом від внутрішньої поверхні до зовнішньої зі швидкістю від 1,2 до 4,8 мм/рік. Кородований шар бетону втрачає міцність і захисні властивості до арматури. В результаті аналізу напружено-деформованого стану конструкції встановлені найбільш небезпечні зони конструкції та гранична допустима глибина просування фронту корозії, після якої ймовірність досягнення граничного стану стане високою. Здійснено прогноз залишкового ресурсу, рекомендовано заходи з ремонту.

2. Розроблено та впроваджено на залізниці Азербайджану методику прогнозування залишкового ресурсу експлуатованих залізобетонних опор контактної мережі. Методика дозволяє визначати розподілу опор за строками, в які вони досягають граничного стану та підлягають заміні, для організації своєчасної заміни та унеможливлення загроз безпеці руху.

3. На основі результатів досліджень розроблено конструкцію із бетону з композитною арматурою для електрифікованих ділянок залізниці, зокрема, конструкцію шпали, та спосіб її виготовлення.

4. На основі результатів досліджень розроблено конструкцію і технологію установлення оцинкованих металевих телескопічних опор контактної мережі на буронабивних фундаментах із бетону з композитною арматурою. Зазначена конструкція включена в проєкт державних будівельних норм України ДБН В.2.1-XX:200X Залізниці колії 1435 мм. Норми проектування.

5. Впровадження результатів досліджень забезпечує соціально-економічний ефект від збільшення ресурсу (довговічності) опор контактної мережі залізниць, підвищення їх надійності та забезпечення безпеки руху. Результати досліджень впроваджено у навчальний процес Українського державного університету залізничного транспорту.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. В результаті аналізу конструкції, технології виробництва та умов експлуатації залізобетонних конічних центрифугованих опор контактної мережі залізниць встановлено, що вони характеризуються високими щільністю та міцністю бетону, проте через особливості конструкції і технології значна кількість опор мають значні коливання товщини захисного шару, а, отже, недостатню довговічність через втрату захисних властивостей бетону до арматури через карбонізацію, її корозію та електрокорозію.

2. Проведено термодинамічний аналіз, дослідження кінетики карбонізації способом і натурними обстеженнями. Встановлено, прискореним ЩО нейтралізація *Ca*(*OH*)₂ вуглекислим газом відбувається через розчинення *CO*₂, тому кінетика просування фронту карбонізації визначається розчиненням і дифузією молекул CO₂ крізь поровий електроліт бетону. Запропоноване рівняння кінетики просування фронту карбонізації, що ґрунтується на законі Фіка. Показано, що для щільного центрифугованого бетону реакційна здатність бетону визначається об'ємом доступних для води пор а, отже, водопоглинанням бетону, запропоновано нове рівняння для визначення реакційної здатності. Встановлено, що величини ефективного коефіцієнту дифузії CO_2 в бетоні D', визначені за результатами натурних досліджень, менші на 37-47 % порівняно з визначеними прискореним способом, що свідчить про зниження дифузійної проникності бетону з часом за рахунок кольматації порового простору кальцитом. Для прогнозу залишкового ресурсу опор запропоновано до визначених прискореним способом величин D' застосовувати поправочний коефіцієнт 0,6.

3. В результаті статистичного аналізу встановлено, що найбільш впливовим чинником зі ступенем впливу 87 %, що визначає залишковий ресурс опор, є товщина захисного шару. Його мінімальна товщина, що гарантовано забезпечить нормований термін служби опор 50 років, складає 5,3 мм, 100 років – 7,4 мм.

4 Розроблено методику прогнозування залишкового pecypcy залізобетонних конструкцій кільцевого перерізу, які зазнають впливу агресивних середовищ. Методика включає визначення параметрів кінетики просування фронту корозії, аналіз напружено-деформованого стану конструкції 3 урахуванням корозійного ушкодження, визначення залишкового ресурсу як тривалості досягнення конструкцією граничного стану за несучою здатністю згідно з визначеною кінетикою. Методику апробовано на залізобетонній трубі коксохімічного виробництва. Розроблено та впроваджено на залізниці Азербайджану методику прогнозування залишкового ресурсу експлуатованих залізобетонних опор контактної мережі, яка дозволяє визначати розподіл опор за строками, в які вони досягають граничного стану та підлягають заміні, для організації своєчасної заміни та унеможливлення загроз безпеці руху.

5. Виконано експериментальні дослідження композитної арматури. Встановлено, що її модуль пружності у 5,4 рази менше, а зчеплення з бетоном на 31 % менше, ніж високоміцного сталевого дроту. Композитна арматура в опорах може вимагати заходів із запобігання прослизання на кшталт анкерування.

6. Вперше отримано скінчено-елементну модель конічної кільцевого перерізу конструкції із бетону, армованого попередньо-напруженою композитною арматурою, та закономірності розподілу в ній деформацій і напружень від її згину. В результаті аналізу її напружено-деформованого стану встановлено, що за однакових із залізобетонною опорою перерізом арматури та натягом арматурного пакету опора з композитною арматурою не забезпечує потрібну несучу здатність через менший модуль пружності композитної арматури порівняно зі сталевою. Забезпечення несучої здатності можливе за рахунок збільшення перерізу арматури та натягу її пакету.

7. Виконано розрахунковий та натурний експеримент з навантаженням моделей-балок конструкції із бетону з попередньо напруженою композитною і сталевою дротяною арматурою. Встановлено, що по мірі навантаження спостерігаються стадії: утворення перпендикулярних посередині та похилих ближче до країв тріщин в розтягнутій зоні, їх розвиток до утворення пластичного

шарніру, руйнування за рахунок проковзування арматури без руйнування стиснутої зони. На всі моменти, що характеризують тріщиностійкість та міцність моделей, в більшому ступені впливає зусилля попереднього натягу арматури, в меншому – тип арматури. У моделях з композитною арматурою на всіх стадіях розтягнута зона більш поширена. Визначені розрахунком моменти утворення тріщин для всіх моделей на 30–58 % нижчі фактичних (експериментальних) величин. Запропоновані відповідні величини поправочних коефіцієнтів.

8. На основі результатів досліджень розроблено конструкцію із бетону з композитною арматурою для електрифікованих ділянок залізниці, зокрема, конструкцію шпали, та спосіб її виготовлення. Розроблено конструкцію і технологію установлення оцинкованих металевих телескопічних опор контактної мережі на буронабивних фундаментах із бетону з композитною арматурою. Зазначена конструкція включена в проєкт державних будівельних норм України ДБН В.2.1-XX:200X Залізниці колії 1435 мм. Норми проектування.

9. Визначено оцінку соціально-економічного ефекту від впровадження результатів досліджень, який забезпечується збільшенням ресурсу (довговічності) опор контактної мережі залізниць, підвищення їх надійності та забезпечення безпеки руху. Результати досліджень впроваджено у навчальний процес Українського державного університету залізничного транспорту.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Azərbaycan Dəmir Yolları. [Електронний ресурс] // Режим доступу: https://az.wikipedia.org/wiki/Az%C9%99rbaycan_D%C9%99mir_Yollar%C4%B1.

2. Вайнштейн А.Л., Павлов А.В. Коррозионные повреждения опор контактной сети. Транспорт (1988) 111 с.

3. Кудрявцев А.А. Несущая способность опор контактной сети. Транспорт (1988) 160 с.

4. Типовой проект консольных опор контактной сети из предварительно напряженного железобетона. Инв. №9741/І. Гипропромтрансстрой (1960).

5. Унифицированные железобетонные консольные опоры контактной сети электрических железных дорог. Типовой проект 3.501-12. Гипропромтрансстрой (1970).

6. Plugin A., Trykoz L., Donets O., Nykytynskyj A., Pluhin A. Diagnostics and regulation of rheological characteristics for injection mortars by electromechanical sensors *E3S Web of Conferences* 166 (2020) 06006. https://doi.org/10.1051/e3sconf/202016606006

7. Плугін А.А., Калінін О.А., Мірошніченко С.В., Звєрєва А.С., Голіней В.М., Ляхов М.С. Модель проникнення ін'єкційних цементних розчинів у заобробкові тріщинуваті скельні породи Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту 196 (2021) 57-69. https://doi.org/10.18664/1994-7852.196.2021.241660

 Опоры консольные железобетонные контактной сети электрических железных дорог. Типовые конструкции, изделия и узлы зданий и сооружений. Серия 3.501.1-138. Гипропромтрансстрой (1985).

9. ГОСТ 19330-81 Стойки железобетонные для опор контактной сети железных дорог. Технические условия. [Скасовано 1992-07-01]. Довідкове джерело.

10. ГОСТ 19330-91 Стойки железобетонные для опор контактной сети железных дорог. Технические условия. [Скасовано 2001-01-01]. Довідкове джерело. Вид. офіц. Минтрансстрой. 1991. 21 с.

11. ДСТУ Б В.2.6-21-2000 (ГОСТ 19330-99) Стояки залізобетонні для опор контактної мережі залізниць. Технічні умови. [Скасовано 2009-07-01]. Довідкове джерело. Вид. офіц. К.: Держбуд України. 2000. 38 с.

12. ДСТУ Б В.2.6-21:2008 Конструкції будинків і споруд. Стояки залізобетонні для опор контактної мережі залізниць. Технічні умови. [Чинний від 2010-01-01]. Вид. офіц. К.: Мінрегіонбуд України. 2009. 22 с.

13. Feldbacher, R., Meißner M., Roner, M., Steinert, L. Existing Overhead Contact Line Assessment of Concrete Poles Baku – Boyuk Kesik (Georgian Border) Report evaluation of concrete poles. ILF Consulting Engineers Austria GmbH, Innsbruck. DB Engineering and Consulting GmbH, Leipzig (2016) 40 p.

14. Котельников А.В., Иванова В.И., Селедцов Э.П., Наумов А.В. Коррозия и защита сооружений на электрифицированных железных дорогах. Транспорт (1974) 152 с.

15. Котельников А.В. Блуждающие токи электрифицированного транспорта. Транспорт (1986) 279 с.

16. Старосельский А.А. Электрокоррозия железобетона. Будівельник, Київ (1978) 168 с.

17. Старосельский А.А., Шмалько В.А., Гвоздев А.Э. Методы защиты от электрокоррозии под действием блуждающих токов. Харківський політехнічний інститут (1980) 46 с.

18. Старосельский А.А. Коррозия и защита железобетонных конструкций в сооружениях электрифицированных железных дорог. Харківський інститут інженерів залізничного транспорту (1988) 82 с.

19. Johen Stark, Bernd Wicht. Dauerhaftigkeit von Beton. Shriften der Hochschule fur Architektur und Bauwesen Weimar Universitat (1995). 20. Bertolini, L., Carsana, M., Pedeferri, P. Corrosion behavior of steel in concrete in the presence of stray current, *Corrosion Science* 49 (2013) 1056–1068. https://doi.org/10.1016/j.corsci.2006.05.048

21. ВСН 12-82 Инструкция по производству и приемке строительных и монтажных работ при электрификации железных дорог. [Скасовано 1993-01-01]. Довідкове джерело. Вид. офіц. Минтрансстрой и МПС СССР. 1982.

22. Железобетонные опоры контактной сети с обратной коничностью в нижней части. Рабочий проект. Тема 101К-ЭД-83. Гипропромтрансстрой (1983).

23. Плугин А.А. Повышение качества опор контактной сети на основе применения статистических методов. *Міжвузівський збірник наукових праць, Харківський інститут інженерів залізничного транспорту* 13 (1990) 51-57.

24. Плугін А.А. Удосконалення складу та структури бетону з урахуванням електроповерхневих властивостей його складових для підвищення міцності та стійкості виробів кільцевого перерізу. Дис... к.т.н. 05.23.05. Харківський інженерно-будівельний інститут (1994) 245 с.

25. Белікова Н.В. Несуча здатність залізобетонних опор контактної мережі після ремонту та підсилення. Дис... к.т.н. 05.23.01 Українська державна академія залізничного транспорту. Харків (2009) 153 с.

26. Калюжна О.В., Шевченко В.М., Бєлікова Н.В. Аналіз та контроль безвідмовної роботи контактної мережі. *Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту* 147 (2014) 139–141.

27. Plugin, A., Kaliuzhna O., Lobiak O., Plugin, D. Nadzhafov, E., Lagler, M. Regarding the replacement of steel reinforcement in prestressed concrete sleepers with composite rebars. *AIP Conf. Proc.* 3064 (2024) 060003 https://doi.org/10.1063/5.0199575

28. Korkh, O., Sopov, V., Butska, L., Makarenko, O., Pershina, L. Thermodynamic calculation of alkali-silica reaction. *AIP Conf. Proc.* 2490 (2023) 050023. https://doi.org/10.1063/5.0144192

29. Plugin A., Borziak O., Miroshnichenko S., Krykun O., Zinchenko V. Effect of internal concrete corrosion on reinforced-concrete sleepers *AIP Conference Proceedings* 2557(1) (2022) 070004. https://doi.org/10.1063/5.0104860

30. Плугін А., Плугін Д., Мірошніченко С., Калінін О., Крикун О. Дослідження бетону залізобетонних шпал, що зазнали пошкоджень під час експлуатації *Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика* 20 (2021) 56-65. https://doi.org/10.15802/bttrp2021/245342

31. Blikharskyy Z., Sobol K., Markiv T., Selejdak J. Properties of Concretes Incorporating Recycling Waste and Corrosion Susceptibility of Reinforcing Steel Bars *Materials* 14 (2021) 2638. https://doi.org/10.3390/ma14102638

32. Markiv T., Blikharskyy Z. Effect of Calcium Nitrate-Based Admixture on the Strength of Concrete and Corrosion Susceptibility of Reinforcing Steel Bars *Lecture Notes in Civil Engineering* 290 (2023) 253–261. https://doi.org/10.1007/978-3-031-14141-6_25

33. Markiv T. Properties of Fresh and Hardened Mortars with Air-entraining Agent. *Theory and Building Practice JTBP* 4(2) (2022) 105-110. https://doi.org/10.23939/jtbp2022.02.105

34. Трикоз Л.В., Зінченко О.С., Калінін О.А., Никитинський А.В. Вплив виду обробки рециклінгових заповнювачів на міцність бетону *Український* журнал будівництва та архітектури 4(022) (2024) 126-133. https://doi.org/10.30838/J.BPSACEA.2312.300824.126.1083

35. Трикоз Л.В., Зінченко О.С. Никитинський А.В., Романенко О.В. Оцінювання гранулометричного складу вторинних заповнювачів, отриманих із відходів бетону *Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту* 206 (2023) 121-128. https://doi.org/10.18664/1994-7852.206.2023.296685

36. Плугін А.А., Казімагомедов І.Е., Скорик О.О., Костюк Т.О., Деденьова О.Б., Калінін О.А. Захист будівельних конструкцій та споруд від агресивних впливів. Український державний університет залізничного транспорту (2017) 188 с. 37. Плугін А.А., Борзяк О.С., Плугін О.А., Крикун О.П., Зінченко В.В. Розвиток уявлень про електрокорозію конструкцій залізничної колії та удосконалення способів їхнього захисту з застосуванням електропровідних композицій Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту 204 (2023) 35-52. http://doi.org/10.18664/1994-7852.204.2023.283877

38. Plugin A., Rucińska T., Borziak O., Pluhin O., Zhuravel V. Electrically Conductive Silicate Composite for Protection against Electrocorrosion *Minerals* 13(5) (2023) 610. https://doi.org/10.3390/min13050610

39. Плугін А.А., Плугін А.М., Плугін Д.А., Борзяк О.С., Плугін О.А., Дудін А.А. Механізм електрокорозії залізобетонних конструкцій під впливом високовольтної перемінної напруги в контактних проводах *Комунальне* господарство міст 103 (2012) 103.

40. Москвин В.М., Иванов Ф.М., Алексеев С.Н., Гузеев Е.А. Коррозия бетона и железобетона, методы их защиты. Стройиздат (1980) 536 с.

41. Алексеев С.Н., Иванов Ф.М., Модры С., Шиссль П. Долговечность железобетона в агрессивных середах. Стройиздат (1990) 320 с.

42. Taylor H.F.W. Cement Chemistry. Academic Press (1990) 475 p.

43. Johen Stark, Bernd Wicht. Dauerhaftigkeit von Beton. Shriften der Hochschule fur Architektur und Bauwesen Weimar Universitat (1995) 295 p.

44. Kurdowski W. Cement and Concrete Chemistry. Springer Nature (2014) 712 p.

45. Usherov-Marshak A.V. Calorimetry of cement and concrete. Fact, Kharkiv (2002) 183 p.

46. Герега А.Н., Вировой В.М. Кластерна структура композитів. Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури 53 (2014) 88-97.

47. Плугін А.М., Плугін А.А., Калінін О.А., Мірошніченко С.В., Плугін Д.А., Кагановський О.С., Плугін О.А., Градобоєв О.В., Борзяк О.С. Основи теорії твердіння, міцності, руйнування та довговічності портландцементу, бетону та конструкцій із них. Т.З. Теорія міцності, руйнування та довговічності бетону, залізобетону та конструкцій із них. За ред. А.М. Плугіна. Наукова думка, Київ (2012) 288 с.

48. Plugin A., Borziak O., Nykytynskyi A., Zhyhlo A., Zhuravel V. Correlation between crystallographic characteristics (according to the X-ray structural analysis data) and electrosurface mineral potentials *AIP Conference Proceedings* 2684 (2023) 040019. https://doi.org/10.1063/5.0120005

49. Reddy T.V.G., Ojha P.N., Singh B., Anwar R., Patel V. Condition Assessment and Repair Strategy for RCC Chimney of Thermal Power Station Located in Semi-Arid Region in India. *In book: Advances in Sustainable Materials and Resilient Infrastructure* (2022) https://doi.org/10.1007/978-981-16-9744-9_19

50. Maj M., Ubysz A., Hammadeh H., Askifi F. Non-Destructive Testing of Technical Conditions of RC Industrial Tall Chimneys Subjected to High Temperature. *Materials* 12 (12) (2019) https://doi.org/10.3390/ma12122027.

51. Maj M., Ubysz A. The effects of thermal overload in chimney caused by insulation damage. *Journal of Physics Conference Series* 1706 (1) (2020) 012198. https://doi.org/10.1088/1742-6596/1706/1/012198

52. Xiaowu Huang, Xianqi Xie, Jinshan Sun, Dongwang Zhong, Yingkang Yao, Shengwu Tu. Monitoring and Analysis of the Collapse Process in Blasting Demolition of Tall Reinforced Concrete Chimneys. *Sensors* 23(13) (2023) 6240. https://doi.org/10.3390/s23136240

53. Данілнеко Е.І. Залізнична колія. Улаштування, проектування і розрахунки, взаємодія з рухомим складом. Київ (2010) 522 с.

54. Плугін Д.А. Клеєні дерев'яні бруси підвищеної тріщиностійкості. Дис... к.т.н. 05.23.05 Харківський державний технічний університет будівництва та архітектури (2003).

55. Ferdousa W., Manalob A., Al Ajarmehc O., Mohammedd Ali A., Salihe C., Yuf Peng, Khotbehsarag M.M., Schubelh P. Static behaviour of glass fibre reinforced novel composite sleepers for mainline railway track. *Engineering Structures* 229 (2021) 111627. 56. Guoqing Jing, Hao Fu, Peyman Aela. Lateral displacement of different types of steel sleepers on ballasted track. *Construction and Building Materials* 186 (2018) 1268–1275.

57. Plugin, A.A., Miroshnichenko, S.V., Lobiak, O.V., Kalinin, O.A., Plugin, D.A. Crack resistance of reinforced-concrete sleepers with elastic rail fastening systems without base-plate. *IOP Confer. Ser.: Mater. Sci. Eng.* 1002(1) (2020) 012010. https://doi.org/10.1088/1757-899X/1002/1/012010

58. Raj Anand, NagarajanPraveen, Shashikala A.P. A Review on the Development of New Materials for Construction of Prestressed Concrete Railway Sleepers. *IOP Conf. Ser.: Mater. Sci. Eng.* 330 (2018) 012129. https://doi.org/10.1088/1757-899X/330/1/012129

59. Indhiradevi, P., Saravanakumar, P., Manikandan, P., Rajkumar, K., Logeswaran, S., Arul pandian, S. A Comparative Study on Recycled Plastic Railway Sleeper with Concrete Sleeper. *IOP Conf. Ser.: Mater. Sci. Eng.* 1145 (2021) 012125. https://doi.org/10.1088/1757-899X/1145/1/012125

60. Shokrieh Mahmood M., RahmatMeysam. On the reinforcement of concrete sleepers by composite materials. *Composite Structures* 76 (2006) 326-337.

61. Durech, D. Anchoring method for prestressing of FRP reinforcement. *Singapore* 13 (2010).

62. Schmidt J.W., Täljsten B., Bennitz A, Cowi A.S. FRP tendon anchorage in posttensionedconcrete structures. *In book: Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting II – Alexander et al (eds). Taylor & Francis Group* (2009).

63. Iman Ch., Mohsen, K., Mohd, Z.J., Payam, Sh. Experimental study of the behavior of the strength at bending of concrete beams reinforced by PKA and comparison of the limiting load moment with ACI. *Journal of Civil Engineering and Building Technologies* 2(1) (2010) 27-42.

64. Toutanji H., Saafi M. Behavior of bent concrete beams reinforced withfiberglass reinforcement. *Building Journal ACI* 5(97) (2000) 712-719.

65. Denvid, L., Hoat, J.P. Experimental study of hybrid concrete beams reinforcedwith FRP. *Building structures* 32 (2010) 3857-3865.

66. Федоренко Ю.В., Сопов В.П. Технологія модульного будівельного рішення SPEEDSTAC для відновлення зруйнованого житла в Україні. *Науковий вісник будівництва* 108(2) (2022) 44-49. https://doi.org/10.29295/2311-7257-2022-108-2-44-49

67. Victor Sopov; Elena Sharlay; Ekaterina Latorets; Mariya Gavrilovskaya Bioreceptive concrete for vertical greening of facades. *AIP Conf. Proc.* 2490 (2023) 050003. https://doi.org/10.1063/5.0122708

68. Федоренко Ю.В., Сопов В.П. Удосконалення технології самоочисних бетонних водойм Науковий вісник будівництва 105(3) (2021) 168-174. https://doi.org/10.29295/2311-7257-2021-105-3-168-174

69. Babushkin V.I., Matveyev G.M., Mchedlov-Petrossyan O.P. Thermodynamics of Silicates. Springer Nature (2011) 459 p.

70. Chase, M. W. NIST-JANAF Thermochemical Tables (4th edition). Journal of Physical and Chemical Reference Data, Monograph 9 (1998).

71. ДСТУ Б В.2.7-170:2008. Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення середньої густини, вологості, водопоглинання, пористості і водонепроникності. [Чинний від 2009-07-01]. Вид. офіц. К.: Мінрегіонбуд України. 2009. 38 с.

72. ДСТУ Б В.2.7-223:2009 Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення міцності за зразками, відібраними з конструкцій. [Чинний від 2010-09-01]. Вид. офіц. К.: Мінрегіонбуд України. 2010. 13 с.

73. ДСТУ Б В.2.7-214:2009. Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення міцності за контрольними зразками. [Чинний від 2010-09-01]. Вид. офіц. К.: Мінрегіонбуд України, 2010. 43 с.

74. Городецкий А.С., Евзеров И.Д. Компьютерные модели конструкций. Факт, Київ (2005) 344 с.

75. Lobiak, A., Plugin, A., Kravtsiv, L., Kovalova O. (2018) Modelling of motorway bridge spans under modernization with consideration of rheological

properties of the materials. *Matec Web of Conferences* 234, 04004 https://doi.org/10.1051/matecconf/201823404004

76. ДСТУ Б В.2.7-46:2010. Будівельні матеріали. Цементи загальнобудівельного призначення. Технічні умови. [Чинний від 2011-09-01]. Вид. офіц. К.: Мінрегіонбуд України. 2011. 20 с.

77. ДСТУ Б EN 197-1:2015 Цемент. Частина 1. Склад, технічні умови та критерії відповідності для звичайних цементів (EN 197-1:2011, IDT). [Чинний від 2016-07-01]. Вид. офіц. К.: Мінрегіон України. 2016. 53 с.

78. ДСТУ Б В.2.7-32-95 Будівельні матеріали. Пісок щільний природний для будівельних матеріалів, виробів, конструкцій і робіт. Технічні умови. [Чинний від 1996-01-01]. Вид. офіц. К.: Держкомстандарт України. 1996. 20 с.

79. ДСТУ Б В.2.7-204:2009 Будівельні матеріали. Щебінь із природного каменю для баластного шару залізничної колії. Технічні умови. [Чинний від 2010-09-01]. Вид. офіц. К.: Мінрегіон України. 2010. 14 с.

80. ДСТУ 7525:2014 Вода питна. Вимоги та методи контролювання якості. [Чинний від 2015-02-01]. Вид. офіц. К.: Мінекономрозвитку України. 2014. 25 с.

81. ГОСТ 7348-81 Дріт з вуглецевої сталі для армування заздалегідь напружених залізобетонних конструкцій. Технічні умови (СТ СЭВ 5728-86). [Скасовано 2019-01-01]. Довідкове джерело. Вид. офіц. ВПК Видавництво стандартів. 1981. 8 с.

82. Наджафов Е.Ф., Чженьхуа Є., Плугін Д.А., Плугін А.А., Дудін О.А. Кінетика карбонізації захисного шару бетону залізобетонних опор контактної залізниць. Збірник наукових Українського мережі праць державного університету залізничного 210 (2024)87-103. транспорту https://doi.org/10.18664/1994-7852.210.2024.320835

83. Наджафов Е.Ф., Плугін Д.А., Плугін А.А., Лобяк О.В. Несуча здатність опор контактної мережі залізниць із бетону, армованого композитною арматурою. *Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика* 26 (2024) 54–62. https://doi.org/10.15802/bttrp2024/315300

84. Наджафов Е.Ф., Плугін Д.А., Плугін А.А., Лобяк О.В., Слепченко С.В. Опорні конструкції контактної мережі залізниць із бетону, армованого композитною арматурою. Збірник міжнар. тез наук.-техн. конфер. «Структуроутворення та руйнування композиційних будівельних матеріалів та конструкцій», ОДАБА, Одеса, 23.04.2024. C. 96-99. https://drive.google.com/file/d/1jI7vWluCtPrF4HO4P4BpNs-_at6XPvwR/view

85. Плугін А.А., Панченко С.В., Муригін М.А., Плугін Д.А., Наджафов Е.Ф., Лобяк О.В. Порівняльні дослідження моделей бетонних конструкцій, армованих попередньо напруженою сталевою та композитною арматурою. Тези доповідей 10 Міжнародної конференції «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд і будівель на залізничному транспорті» (ТрансБуд-2024), УкрДУЗТ, Харків (20-22.11.2024) 45-48. https://kart.edu.ua/wp-content/uploads/2024/09/tezi-transbud-2024-2.pdf

86. ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об`єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. Зі Змінами № 1 та № 2. [Чинний від 2020-06-01]. Вид. офіц. К.: Мінрегіонбуд України. 2020. 68 с.

87. ДБН В.1.2-14:2018 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. [Чинний від 2019-01-01]. Вид. офіц. К.: Мінрегіонбуд України. 2018. 30 с.

88. Плугін А.А., Жван В.Д., Лобяк О.В., Назаренко О.М., Наджафов Е.Ф., Березовська А.О. Прогнозування залишкового ресурсу залізобетонної димової труби коксохімічного виробництва. *Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту* 208 (2024) 51-67. https://doi.org/10.18664/1994-7852.208.2024.308146

89. Патент 82697 UA МПК В28В 23/02 Спосіб виготовлення залізобетонних шпал з анкерами. Малєєва Т.О., Жученко О.М. Опубл. 12.05.2008, бюл.№9, 2008.

90. Патент 83837 UA МПК Е01В 3/00 В28В 23/02. Спосіб виготовлення анкерних залізобетонних шпал. Бучко І.В., Кацберг Л.А., Соболєв В.М. Опубл. 25.07.2007, бюл.№16, 2008.

91. Plugin A.N., Plugin A.A., Plugin O., Dudin O., Borzyak O. Research of influence of leakage currents and stray currents on railways on buildings and constructions. 17 Internationale Baustofftagung (17 ibausil), Weimar, 2 (2009) 1151-1156. https://www.researchgate.net/publication/331473805

92. Плугін А.А., Муригін М.А., Крикун О.П., Наджафов Е.Ф., Зінченко В.В. Експериментальні дослідження впливу електричних потенціалів на корозійні процеси в залізобетонних шпалах. *Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту* 207 (2024) 38-51. https://doi.org/10.18664/1994-7852.207.2024.301944

93. ДСТУ Б В.2.6-209:2016. Шпали залізобетонні попередньо напружені для залізниць колії 1520 і 1435 мм. Технічні умови. [Чинний від 2017-01-01]. Вид. офіц. К.: Мінрегіон України. 2016. 37 с.

94. Плугін А.А., Чайка В.М., Мусієнко С.М., Наджафов Е.Ф. Особливо дрібнозернистий бетон із відходів ГЗК для будівельних виробів. Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту 208 (2024) 79-91. https://doi.org/10.18664/1994-7852.208.2024.308196

95. Плугін А.А., Калюжна О.В., Муригін М.А., Наджафов Е.Ф., Плугін Д.А. Перспективи застосування композитної арматури в шпалах із бетону. Міжнар. наук.-техн. конфер. «Органічні і мінеральні в'яжучі та дорожні бетони на їх основі». ХНАДУ. Харків. 08-09.11.2022. С. 107-113.

https://rcf.khadi.kharkov.ua/fileadmin/user_upload/Збірник_тез_-_Редакція_.pdf

96. Plugin Andrii, Kaliuzhna Olena, Lobiak Oleksii, Plugin Dmytro, Nadzhafov El'shad Faih Ohly, Lagler Markus. Regarding the replacement of steel reinforcement in prestressed concrete sleepers with composite rebars. *AIP Conf. Proc.* 3064, 060003 (2024) https://doi.org/10.1063/5.0199575

97. Спосіб виготовлення шпал із бетону з попередньо напруженою арматурою. МПК Е01В 3/34, Е04G 21/12. УкрДУЗТ. Плугін А.А., Плугін Д.А.,

Муригін М.А., Панченко С.В., Чжи В, (Zhu W.), Лобяк О.В., Муригін А.В., Плугін О.А., Калюжна О.В., Муригіна Н.О., Дудін О.А., Наджафов Е.Ф.о. Заявка на винахід № а 2023 06180. Заявл. 18.12.2023.

98. Спосіб виготовлення шпал із бетону з попередньо напруженою арматурою. МПК Е01В 3/34, Е04G 21/12. УкрДУЗТ. Плугін А.А., Плугін Д.А., Муригін М.А., Панченко С.В., Чжи В, (Zhu W.), Лобяк О.В., Муригін А.В., Плугін О.А., Калюжна О.В., Муригіна Н.О., Дудін О.А., Наджафов Е.Ф.о. Заявка на корисну модель и 2023 06182. Заявл. 18.12.2023.

додатки

додаток а

РЕЗУЛЬТАТИ ДОСЛІДЖЕННЯ ФІЗИКО-МЕХАНІЧНИХ ВЛАСТИВОСТЕЙ СТАЛЕВОЇ ДРОТЯНОЇ ТА КОМПОЗИТНОЇ АРМАТУРИ

Арма- тура	п:-	N.	Шкала		Напру	ження	Вмірюван	ння за	лічильн	иком	машини	Вимірюв на	ання між а армату		
	діа- метр, мм	зраз- ка	маши- ни (max), кгс	Сила, кгс	<u>кгс</u> см ²	ΜΠа	Показник лічиль- ника	Кое фіці- єнт	Подов- ження, мм	База, мм	Віднос- на дефор- мація	Відстань між мітками, мм	Подов- ження, мм	Віднос- на дефор- мація	Примітка
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
				0	0	0	0		0		0	252	0	0	
				200	2829	278	15		3		0,00560	252	0	0	
				300	4244	416	20		4		0,00746	252	0	0	
			5000	400	5659	555	24,5		4,9	-	0,00914	252	0	0	
		CT1		500	7074	694	29		5,8		0,01082	252	0	0	
				600	8488	833	32,5		6,5		0,01213	253	1	0,00397	
				700	9903	971	36		7,2		0,01343	253	1	0,00397	
				800	11318	1110	40	_	8		0,01493	253	1	0,00397	
Стале-				900	12732	1249	44	0.2	8,8		0,01642	254	2	0,00794	
вий дріт	3			1000	14147	1388	57		11,4	536	0,02127	256	4	0,01587	~
Bp1400				1050	14854	1457	132	Í	26,4		0,04925	257	5	0,01984	Розрив
				0	0	0	0	-	0		0	253	0	0	
				100	1415	139	4,5	-	0,9	-	0,00168	254	1	0,00397	
				200	2829	278	9		1,8	-	0,00336	254	1	0,00397	
		a a		300	4244	416	14		2,8	-	0,00522	254	1	0,00397	
		CT2	2500	400	5659	555	18		3,6	-	0,00672	255	2	0,00794	
				500	/0/4	694	22	-	4,4		0,00821	255	2	0,00794	
				600	8488	833	26	-	5,2	-	0,00970	256	3	0,01190	
				/00	9903	9/1	29	-	5,8	-	0,01082	256	3	0,01190	
				800	11318	1110	32		6,4		0,01194	256	3	0,01190	

Таблиця А.1 – Результати випробування сталевого арматурного дроту та композитної арматури на розтяг

Продовження табл. А.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
				850	12025	1180	33,5		6,7		0,01250	256	3	0,01190	
				900	12732	1249	35,5		7,1		0,01325	256	3	0,01190	
				950	13440	1318	38		7,6		0,01418	257	4	0,01587	
				1000	14147	1388	41,5		8,3		0,01549	257	4	0,01587	
				1025	14501	1423	46		9,2		0,01716	257	4	0,01587	
				1050	14854	1457	55		11		0,02052	258	5	0,01984	
Стале-				1075	15208	1492	77		15,4		0,02873	260	7	0,02778	
вий дріт				1100	15562	1527	120		24		0,04478	263	10	0,03968	
Bp1400				1100	15562	1527	133		26,6		0,04963				Розрив, зазор 11 мм
				0	0	0	0		0		0	255	0	0	
		Ст3	2500	100	1415	139	3		0,6		0,00112	255	0	0	
				200	2829	278	7		1,4		0,00261	255	0	0	
				300	4244	416	18		3,6		0,00672	255	0	0	
				400	5659	555	26		5,2		0,00970	255	0	0	
				500	7074	694	33		6,6		0,01231	257	2	0,00794	Прослизання
				0	0	0	0		0		0	272	0	0	
				100	199	19,5	3,5		0,7		0,00201	272	0	0	
				200	398	39	5,5		1,1		0,00316	272	0	0	
Компо-				300	597	58,5	8,5		1,7		0,00489	272	0	0	
зитна				400	796	78,1	11,5		2,3		0,00661	274	2	0,00735	
епок-	0	V 1	2500	500	995	97,6	14,5		2,9	210	0,00833	273	1	0,00368	
сидно-	0	КI	2300	600	1194	117	17,5		3,5	540	0,01006	274	2	0,00735	
базаль- това				700	1393	137	20		4		0,01149	274	2	0,00735	
				800	1592	156	21,5		4,3		0,01236	275	3	0,01103	
				900	1790	176	24		4,8		0,01379	275	3	0,01103	
				1000	1989	195	26		5,2		0,01494	275	3	0,01103	
				1100	2188	215	28		5,6		0,01609	275	3	0,01103	

Продовження табл. А.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
				1200	2387	234	30,5		6,1		0,01753	275	3	0,01103	
				1300	2586	254	32,5		6,5		0,01868	276	4	0,01471	
				1400	2785	273	34,5		6,9		0,01983	276	4	0,01471	
				1500	2984	293	36,5		7,3		0,02098	276	4	0,01471	
				1600	3183	312	38,5		7,7		0,02213	277	5	0,01838	
				1700	3382	332	40,5		8,1		0,02328	277	5	0,01838	
				1800	3581	351	43		8,6		0,02471	277	5	0,01838	
				1900	3780	371	45		9		0,02586	277	5	0,01838	
		1/1		2000	3979	390	47,5		9,5		0,02730	277	5	0,01838	Початок течії
		KI		2100	4178	410	50,5		10,1		0,02902	277	5	0,01838	
				2200	4377	429	53		10,6		0,03046	277	5	0,01838	
Компо-				2300	4576	449	55,5		11,1		0,03190	277	5	0,01838	
зитна				2400	4775	468	58,5		11,7		0,03362	277	5	0,01838	
епок-				2400	4775	468	61		12,2		0,03506				Відрив спіралі
сидно- базаль-			5000	2500	4974	488	63,5		12,7		0,03649				Ост. розмір 348 мм
това				2700	5371	527	40,3 66		13,2		0,03793				
				2800	5570	546	44,5 70,5		14,1		0,04052				
				2850	5670	556	49 75		15		0,04310				Розрив
				0	0	0	0		0		0	255	0	0	
				200	398	39	4,8		0,96		0,00278	255	0	0	
				400	796	78,1	10		2		0,00580	256	1	0,00392	
				600	1194	117	14,5		2,9		0,00841	256	1	0,00392	
		К2	5000	800	1592	156	18,5		3,7	345	0,01072	257	2	0,00784	
				1000	1989	195	23		4,6		0,01333	257	2	0,00784	
				1200	2387	234	27,5		5,5		0,01594	258	3	0,01176	
				1400	2785	273	31,5		6,3		0,01826	258	3	0,01176	
				1600	3183	312	35,5		7,1		0,02058	259	4	0,01569	
Кінець табл. А.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16			
				1800	3581	351	39		7,8		0,02261	259	4	0,01569				
				2000	3979	390	43		8,6		0,02493	259	4	0,01569				
				2200	4377	429	47		9,4		0,02725							
				2400	4775	468	51		10,2 0	0,02957								
		VЭ		2600	5173	507	55,5		11,1		0,03217							
		κ2		2700	5371	527	57,5		11,5		0,03333							
				2800	5570	546	60		12		0,03478							
				2800	5570	546	62,5		12,5		0,03623				Відрив спіралі			
				2900	5769	566	65		13		0,03768							
				3000	5968	585	69		13,8		0,04000				Вислизання з шайби			
				0	0	0	0		0		0	252	0	0				
				200	200 398 3	39	5,5		1,1		0,00349	253	1	0,00397				
				400	796	78,1	10,5		2,1		0,00667	253	1	0,00397				
							600	1194	117	15,5		3,1		0,00984	255	3	0,01190	
				800	1592	156	20		4	0,01270	255	3	0,01190					
				1000	1989	195	24		4,8		0,01524	256	4	0,01587				
				1200	2387	234	28,5		5,7		0,01810	256	4	0,01587				
		К3	5000	1400	2785	273	32,5		6,5	315	0,02063	256	4	0,01587				
				1600	3183	312	36,5		7,3		0,02317	256	4	0,01587				
				1800	3581	351	41		8,2		0,02603	257	5	0,01984				
				2000	3979	390	45,3		9,06		0,02876	257	5	0,01984				
				2200	4377	429	50		10		0,03175	257	5	0,01984				
				2400	4775	468	54,5		10,9		0,03460							
				2600	5173	507	60		12		0,03810							
				2715	5401	530	63,5		12,7		0,04032				Вислизання з шайби			





Рис. А.1 – Залежність «напруження – відносна деформація» сталевого арматурного дроту: *a* – зразка Ст1; *б* – зразка Ст2. Ліч – за показаннями лічильника розривної машини; Мітки – за мітками на стержні



Рис. А.2 – Залежність «напруження – відносна деформація» сталевого арматурного дроту: *а* – зразка СтЗ; *б* – середня





Рис. А.3 – Залежність «напруження – відносна деформація» композитної арматури: *a* – зразка К1; *б* – зразка К2



Рис. А.4 – Залежність «напруження – відносна деформація» композитної арматури: *a* – зразка КЗ; *б* – середня

ДОДАТОК Б

РЕЗУЛЬТАТИ РОЗРАХУНКОВОГО ЕКСПЕРИМЕНТУ З ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ МОДЕЛЕЙ ІЗ БЕТОНУ, АРМОВАНИХ КОМПОЗИТНОЮТА СТАЛЕВОЮ ДРОТЯНОЮ АРМАТУРОЮ



Рис. Б.1 – Поля напружень в моделі зі сталевим дротом, зусилля натягу $N_{pk} = 58 \text{ кH}:$

 $a - F = 400 \text{ kg}; \sigma^+ = 1.29 \text{ MPa}; \sigma^- = -18.7 \text{ MPa}; \Delta = 0.13 \text{ mm}; N_p = 29.3 \text{ k N};$ $b - F = 800 \text{ kg}; \sigma^+ = 1.09 \text{ MPa}; \sigma^- = -24.4 \text{ MPa}; \Delta = 0.263 \text{ mm}; N_p = 29.5 \text{ kN}$ (F = 850 kg - formation of cracks in the stretched zone);

 $c - F = 1000 \text{ kg}; \sigma^+ = 4.23 \text{ MPa}; \sigma^- = -26.5 \text{ MPa}; \Delta = 0.334 \text{ mm}; N_p = 29.7 \text{ kN};$ $d - F = 1200 \text{ kg}; \sigma^+ = 4.28 \text{ MPa}; \sigma^- = -28.4 \text{ MPa}; \Delta = 0.416 \text{ mm}; N_p = 29.9 \text{ kN}$ (F = 1350 kg - formation of cracks in the compressed zone)



Рис. Б.2 – Поля напружень в моделі зі сталевим дротом, зусилля натягу $N_{pk} = 58 \text{ кH}:$

 $a - F = 1400 \text{ kg}; \sigma^+ = 4.33 \text{ MPa}; \sigma^- = -30.4 \text{ MPa}; \Delta = 0.532 \text{ mm}; N_p = 30.3 \text{ kN};$ $b - F = 1600 \text{ kg}; \sigma^+ = 6.47 \text{ MPa}; \sigma^- = -30.8 \text{ MPa}; \Delta = 0.692 \text{ mm}; N_p = 30.9 \text{ kN};$ $c - F = 1700 \text{ kg}; \sigma^+ = 6.9 \text{ MPa}; \sigma^- = -31.3 \text{ MPa}; \Delta = 0.837 \text{ mm}; N_p = 31.4 \text{ kN};$ $d - F = 1800 \text{ kg}; \sigma^+ = 7.86 \text{ MPa}; \sigma^- = -31.5 \text{ MPa}; \Delta = 1.33 \text{ mm}; N_p = 33.3 \text{ kN};$ (F = 1850 kg - the formation of a plastic hinge)



Рис. Б.3 – Поля напружень в моделі зі сталевим дротом, зусилля натягу $N_{pk} = 58 \text{ кH}:$

 $a - F = 1900 \text{ kg}; \sigma^+ = 8.59 \text{ MPa}; \sigma^- = -31.9 \text{ MPa}; \Delta = 1.88 \text{ mm}; N_p = 35 \text{ kN};$ $b - F = 1950 \text{ kg}; \sigma^+ = 7.32 \text{ MPa}; \sigma^- = -32.5 \text{ MPa}; \Delta = 3.57 \text{ mm}; N_p = 39.1 \text{ kN}$ (destruction)



Рис. Б.4 – Поля напружень в моделі з композитною арматурою, N_{pk} = 46 kN: $a - F = 400 \text{ kg}; \sigma^+ = 0.88 \text{ MPa}; \sigma^- = -16.5 \text{ MPa}; \Delta = 0.12 \text{ mm}; N_p = 23.1 \text{ kN};$ $b - F = 800 \text{ kg}; \sigma^+ = 2.97 \text{ MPa}; \sigma^- = -22.5 \text{ MPa}; \Delta = 0.24 \text{ mm}; N_p = 23.2 \text{ kN}$ (F = 850 kg - formation of cracks in the stretched zone); $c - F = 1000 \text{ kg}; \sigma^+ = 5.24 \text{ MPa}; \sigma^- = -24.9 \text{ MPa}; \Delta = 0.32 \text{ mm}; N_p = 23.2 \text{ kN};$ $d - F = 1200 \text{ kg}; \sigma^+ = 5.17 \text{ MPa}; \sigma^- = -27.7 \text{ MPa}; \Delta = 0.42 \text{ mm}; N_p = 23.3 \text{ kN}$ (F = 1250 kg - formation of cracks in the compressed zone)



Рис. Б.5 – Поля напружень в моделі з композитною арматурою, N_{pk} =46kN: $a - F = 1400 \text{ kg}; \sigma^+ = 5.5 \text{ MPa}; \sigma^- = -30.5 \text{ MPa}; \Delta = 0.57 \text{ mm}; N_p = 23.6 \text{ kN};$ $b - F = 1600 \text{ kg}; \sigma^+ = 8.21 \text{ MPa}; \sigma^- = -31.8 \text{ MPa}; \Delta = 0.82 \text{ mm}; N_p = 23.9 \text{ kN}$ (F = 1650 kg - the formation of a plastic hinge);

 $c - F = 1700 \text{ kg}; \sigma^+ = 11.6 \text{ MPa}; \sigma^- = -33.5 \text{ MPa}; \Delta = 1.17 \text{ mm}; N_p = 24.4 \text{ kN};$ $d - F = 1750 \text{ kg}; \sigma^+ = 10.2 \text{ MPa}; \sigma^- = -32.1 \text{ MPa}; \Delta = 3.77 \text{ mm}; N_p = 29.6 \text{ kN}$ (destruction)





Рис. Б.6 – Поля напружень в моделі зі сталевим дротом, зусилля натягу $N_{pk} = 29 \text{ кH}:$

 $a - F = 400 \text{ kg}; \sigma^+ = 0.77 \text{ MPa}; \sigma^- = -13.1 \text{ MPa}; \Delta = 0.11 \text{ mm}; N_p = 14.8 \text{ kN}$ (F = 550 kg – formation of cracks in the stretched zone); $b - F = 800 \text{ kg}; \sigma^+ = 6.01 \text{ MPa}; \sigma^- = -19.4 \text{ MPa}; \Delta = 0.21 \text{ mm}; N_p = 15 \text{ kN};$ $c - F = 1000 \text{ kg}; \sigma^+ = 5.85 \text{ MPa}; \sigma^- = -22.9 \text{ MPa}; \Delta = 0.29 \text{ mm}; N_p = 15.3 \text{ kN};$

 $d - F = 1200 \text{ kg}; \sigma^+ = 6.4 \text{ MPa}; \sigma^- = -27 \text{ MPa}; \Delta = 0.44 \text{ mm}; N_p = 15.9 \text{ kN}$

(F = 1300 kg - formation of cracks in the compressed zone)



Рис. Б.7 – Поля напружень в моделі зі сталевим дротом, зусилля натягу $N_{pk} = 29 \text{ кH}:$

 $a - F = 1400 \text{ kg}; \sigma^+ = 4.33 \text{ MPa}; \sigma^- = -30.4 \text{ MPa}; \Delta = 0.71 \text{ mm}; N_p = 16.9 \text{ kN};$ $b - F = 1600 \text{ kg}; \sigma^+ = 9.18 \text{ Mpa}; \sigma^- = -34.1 \text{ MPa}; \Delta = 1.18 \text{ mm}; N_p = 18.5 \text{ kN};$ $c - F = 1700 \text{ kg}; \sigma^+ = 15.1 \text{ MPa}; \sigma^- = -33.5 \text{ MPa}; \Delta = 1.81 \text{ mm}; N_p = 20.5 \text{ kN}$ (F = 1650 kg; the formation of a plastic hinge);

 $d - F = 1750 \text{ kg}; \sigma^+ = 6.59 \text{ MPa}; \sigma^- = -32.1 \text{ MPa}; \Delta = 3.4 \text{mm}; N_p = 25.5 \text{ kN}$ (destruction)



Рис. Б – 8 Поля напружень в моделі з композитною арматурою, N_{pk} = 23 kN: a - F = 400 kg; $\sigma^+ = 1.04$ MPa; $\sigma^- = -12.1$ MPa; $\Delta = 0.10$ mm; $N_p = 11.6$ kN (F = 450 kg – formation of cracks in the stretched zone);

 $b - F = 800 \text{ kg}; \sigma^+ = 5.53 \text{ MPa}; \sigma^- = -18.7 \text{ MPa}; \Delta = 0.21 \text{ mm}; N_p = 11.7 \text{ kN};$ $c - F = 1000 \text{ kg}; \sigma^+ = 6.86 \text{ MPa}; \sigma^- = -22.9 \text{ MPa}; \Delta = 0.32 \text{ mm}; N_p = 11.8 \text{ kH}$ $d - F = 1200 \text{ kg}; \sigma^+ = 8.97 \text{ MPa}; \sigma^- = -29.1 \text{ MPa}; \Delta = 0.56 \text{ mm}; N_p = 12.2 \text{ kH}$ (F = 1250 kN - formation of cracks in the compressed zone)



Рис. Б.9 – Поля напружень в моделі з композитною арматурою, $N_{pk} = 23$ kN: a - F = 1400 kg; $\sigma^+ = 12.4$ MPa; $\sigma^- = -34$ MPa; $\Delta = 1.13$ mm; $N_p = 13$ kN (F = 1450 kg –formation of a plastic hinge);

 $b - F = 1550 \text{ kg}; \sigma^+ = 15.2 \text{ MPa}; \sigma^- = -41.2 \text{ MPa}; \Delta = 3.03 \text{ mm}; N_p = 15.4 \text{ kN}$ (destruction)



Рис. Б.10 – Поля напружень в моделі зі сталевим дротом, зусилля натягу $N_{pk} = 0$ кН:

a - F = 200 kg; $\sigma^+ = 2.21$ MPa; $\sigma^- = -3.96$ MPa; $\Delta = 0.05$ mm; $N_p = 0.14$ kN (F = 350 kg – formation of cracks in the stretched zone);

 $b - F = 400 \text{ kg}; \sigma^+ = 3.22 \text{ Mpa}; \sigma^- = -10.6 \text{ MPa}; \Delta = 0.17 \text{ mm}; N_p = 0.76 \text{ kN}$ $c - F = 600 \text{ kg}; \sigma^+ = 5.71 \text{ MPa}; \sigma^- = -22.8 \text{ MPa}; \Delta = 0.59 \text{ mm}; N_p = 2.52 \text{ kN}$ (F = 750 kg - formation of cracks in the compressed zone)



Рис. Б.11 – Поля напружень в моделі зі сталевим дротом, зусилля натягу $N_{pk} = 0$ кH: a - F = 800 kg; $\sigma^+ = 6.8$ Mpa; $\sigma^- = -32$ MPa; $\Delta = 1.37$ mm; $N_p = 5.25$ kN;

 $b - F = 950 \text{ kg}; \sigma^+ = 6.8 \text{ MPa}; \sigma^- = -33.4 \text{ MPa}; \Delta = 3.57 \text{ mm}; N_p = 9.8 \text{ kN}$

(destruction)





a - F = 200 kg; $\sigma^+ = 2.24$ MPa; $\sigma^- = -4.02$ MPa; $\Delta = 0.05$ mm; $N_p = 0.05$ kN (F = 350 kg – formation of cracks in the stretched zone);

 $b - F = 400 \text{ kg}; \sigma^+ = 3.75 \text{ Mpa}; \sigma^- = -11.5 \text{ MPa}; \Delta = 0.19 \text{ mm}; N_p = 0.32 \text{ kN}$

c - F = 600 kg; $\sigma^+ = 7.54$ MPa; $\sigma^- = -28.3$ MPa; $\Delta = 0.94$ mm; $N_p = 1.53$ kN (F = 650 kg – formation of cracks in the compressed zone)



Рис. Б.13 – Поля напружень в моделі зі сталевим дротом, зусилля натягу $N_{pk} = 0$ кН:

 $a - F = 700 \text{ kg}; \sigma^+ = 9.51 \text{ Mpa}; \sigma^- = -33.4 \text{ MPa}; \Delta = 1.76 \text{ mm}; N_p = 2.73 \text{ kN};$ $b - F = 800 \text{ kg}; \sigma^+ = 9.51 \text{ MPa}; \sigma^- = -33.4 \text{ MPa}; \Delta = 3.2 \text{ mm}; N_p = 4.5 \text{ kN}$ (destruction)

Розмір моделі, мм Бетон		Бетон	Арма- тура	d, мм	n	№ мод.	Натяг арматурного пакету <i>N_{pk}</i> , kN	Подовж- Центральне зосе- М о ня сила реджене наванта- N Np, kN ження F, кгс page		Максимальні напруження, МПа розтягуючі s+ стискаючі s-		Прогин - Д, мм	Утворення:	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
										0			0	
									29,3	400	1,29	18,7	0,13	
									29,5	800	1,09	24,4	0,26	
										850			0,25	тріщ. в розтяг. зоні
				Bp1400					29,7	1000	4,23	26,5	0,33	
									29,9	1200	4,28	28,4	0,42	
					3	8		58	30,3	1400	4,33	30,4	0,53	тріщ. в стисн. зоні
									30,9	1600	6,47	30,8	0,69	
									31,4	1700	6,9	31,3	0,84	
									33,3	1800	7,86	31,5	1,33	
			C35/45							1850			1,56	пластичн. шарніру
560	100	50							35,0	1900	8,59	31,9	1,88	
500	100	50	CJJ/4J						39,1	1950	7,32	32,5	3,57	руйнування
										0			0	
									23,0	400	0,88	16,5	0,12	
									23,2	800	2,97	22,5	0,24	
									23,2	850			0,23	тріщ. в розтяг. зоні
				Volume					23,2	1000	5,24	24,9	0,32	
				NOMIIO-	8	2		46	23,3	1200	5,17	27,7	0,42	
				Shina					23,6	1400	5,5	30,5	0,57	тріщ. в стисн. зоні
									23,9	1600	8,21	31,8	0,82	
										1650			0,95	пластичн. шарніру
									24,4	1700	11,6	33,5	1,17	
									29,6	1750	10,2	32,1	3,77	руйнування

Таблиця Б.1 – Результати дослідження впливу армування на напружено-деформований стан моделей

Продовження табл. Б.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
										0			0	
									14,8	400	0,77	13,1	0,11	
										550			0,16	тріщ. в розтяг. зоні
									15	800	6,01	19,4	0,21	
							S1,		15,3	1000	5,85	22,9	0,29	
			C35/45	Bp1400	3	8	S2,	29	15,9	1200	6,4	27	0,44	
							S 3		16,9	1400	4,33	30,4	0,71	тріщ. в стисн. зоні
									18,5	1600	9,18	34,1	1,18	
										1650			1,4	пластичн. шарніру
									20,5	1700	15,1	33,5	1,81	
560	100	50							25,5	1750	6,59	32,1	3,4	руйнування
										0			0	
									11,6	400	1,04	12,1	0,1	
										450			0,12	тріщ. в розтяг. зоні
									11,7	800	5,53	18,7	0,21	
				Компо-	8	2	C1;	23	11,8	1000	6,86	22,9	0,32	
				зитна	0		C3	23	12,2	1200	8,97	29,1	0,56	
										1250			0,67	тріщ. в стисн. зоні
									13	1400	12,4	34	1,13	
										1450			1,5	пластичн. шарніру
									15,4	1550	15,2	41,2	3,03	руйнування

Кінець табл. Б.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
) C35/45							0			0	
									0,14	200	2,21	3,96	0,05	
										350			0,1	тріщ.в розтяг.зоні
				Dn1400	2	0		0	0,76	400	3,22	10,6	0,17	
				Бр1400	3	0		0	2,52	600	5,71	22,8	0,59	
										750			1,05	тріщ.в стисн.зоні
									5,25	800	6,8	32	1,37	
560	100	50							9,8	950	6,8	33,4	3,57	руйнування
300	100	50								0			0	
									0,05	200	2,24	4,02	0,05	
										350			0,11	тріщ.в розтяг.зоні
				Компо-	0	2	C^{2}	0	0,32	400	3,75	11,5	0,19	
				зитна	0	2	C2	0	1,53	600	7,54	28,3	0,94	
										650			1,3	тріщ.в стисн.зоні
									2,73	700	9,51	33,4	1,76	
									4,5	800	9,51	33,4	3,2	руйнування

ДОДАТОК В

Міністерство освіти та науки України

Український державний університет залізничного транспорту

Затверджено: Проректор за науково-педагогічної ороботи УкрДУЗТ к.т.н., доц. к.т.н., доц. 12.12.2024

методика

прогнозування залишкового ресурсу залізобетонних опор контактної мережі залізниць

Розроблено:

Зав. кафедри будівельних матеріалів, конструкцій та споруд

Дмитро ПЛУГІН д.т.н., проф. 11.12.2024

Зав. кафедри залізничної колії і транспортних споруд

д.т.н., проф. Андрій ПЛУГІН 11.12.2024

Аспірант кафедри будівельних матеріалів, конструкцій та споруд

Ельшад НАДЖАФОВ

10.12.2024

Харків 2024

Зміст

Вступ
1 Послідовність прогнозування залишкового ресурсу опор контактної мережі на електрифікованій ділянці
2 Вивчення виконавчої та/або експлуатаційної документації 4
3 Натурне обстеження ділянки 4
4 Відбір зразків бетону для лабораторних досліджень 7
5 Лабораторні дослідження зразків бетону 7
6 Розрахунок залишкового ресурсу опор контактної мережі 8

Вступ

Методика розроблена за результатами держбюджетної науково-дослідної роботи Українського державного університету залізничного транспорту ДР№ 0122U002125 «Теоретичні та експериментальні основи створення композиційних матеріалів на основі мінеральних в'яжучих для захисту від електрокорозії і ремонту споруд залізничного транспорту», а також за результатами дисертаційного дослідження аспіранта кафедри будівельних матеріалів, конструкцій та споруд УкрДУЗТ Ельшада Наджафова.

Методика розповсюджується на прогнозування залишкового ресурсу експлуатованих залізобетонних опор контактної мережі залізниць і призначена для використання організаціями та підприємствами, що здійснюють утримання і ремонт контактної мережі електрифікованих залізниць, обстеження і проектування ремонту її опорних конструкцій.

Об'єкт методики – залізобетонні центрифуговані опори контактної мережі, що експлуатуються на електрифіковані ділянці залізниці.

Мета прогнозування залишкового ресурсу – визначення розподілу опор за строками, в які вони досягають граничного стану та підлягають заміні, для організації своєчасної заміни та унеможливлення загроз безпеці руху.

Критерій граничного стану опори – досягнення фронтом карбонізації робочої арматури за його проходження від зовнішньої або внутрішньої поверхні опори.

Обмеження: методика розповсюджується на залізобетонні опори контактної мережі залізниць, в яких не спостерігається ознак електрокорозії, – на електрифікованих перемінним струмом ділянках, на електрифікованих постійним струмом ділянках за умови справної електроізоляції консолей та якісної справної гідроізоляції підземної частини опор, а також для яких не спостерігається розвиток крену із загрозою габариту або стійкості.

1 Послідовність прогнозування залишкового ресурсу опор контактної мережі на електрифікованій ділянці

1) вивчення виконавчої та/або експлуатаційної документації;

- 2) натурне обстеження ділянки;
- 3) відбір зразків бетону для лабораторних досліджень;
- 4) лабораторні дослідження зразків бетону;
- 5) розрахунок залишкового ресурсу опор контактної мережі

2 Вивчення виконавчої та/або експлуатаційної документації

Під час вивчення виконавчої та/або експлуатаційної документації ділянки визначають тип та проектні характеристик опор, зокрема, товщину стінки h, см, та діаметр арматури d, см, а також рік виготовлення/встановлення та фактичний строк експлуатації τ_0 , років, на поточний час.

3 Натурне обстеження ділянки

Під час натурного обстеження ділянки здійснюють суцільне вимірювання товщини захисного шару бетону до робочої арматури всіх опор, заповнення відомості та побудову розподілу опор за товщиною захисного шару.

Захисний шар бетону вимірюють у см на висоті 1,5 м над умовним обрізом фундаменту в чотирьох діаметрально протилежних місцях вимірювачем захисного шару Hilti PS 50 (рис. 1). За остаточний результат приймають мінімальну із отриманих величин *a_{i,min}*. Якщо отримана мінімальна величина товщини захисного шару менша, ніж 3 см, *a_{i,min}* визначають з урахуванням більш швидкого досягнення фронтом карбонізації робочої арматури з внутрішньої сторони за формулою:

$$a_{i,min} = h - (d + a_{i,max}), \text{ CM}, \tag{1}$$

де *h* – товщина стінки опори, для більшості типів опор 6 см; *d* – діаметр арматури, для більшості типів опор 0,5 см; *a_{i,max}* – максимальне із чотирьох отриманих значень, см.



Рис. 1 – Дослідження залізобетонних опор контактної мережі залізниць: *а* – польові – вимірювання товщини захисного шару бетону неруйнівним методом за допомогою приладу Hilti PS 50; *б* – лабораторні – визначення водопоглинення за допомогою електронних ваг-вологоміру RADWAG WPS 210/C/2

Результати визначення товщини захисного шару опор контактної мережі на ділянці заносять у відомість (табл. 1).

Для наочності рекомендується побудувати гістограму розподілу опор за мінімальною товщиною захисного шару на кшталт рис. 2.

Таблиця 1 – Відомість прогнозування залишкового ресурсу залізобетонних опор контактної мережі на ділянці

_____ за станом на « » _____ 202__ р.

№ опори	Рік виготовлення/ встановлення	Тривалість експлуатації на поточний час т ₀ , років	Мінімальна товщина захисного шару <i>а_{min,i}</i> , см	Реакційна здатність бетону <i>m</i> 0, см ² /см ²	Ефективний коефіцієнт дифузії <i>D</i> ', см ² /г	Залишковий ресурс опори	Запланова ний рік заміни опори
1	2	3	4	5	6	7	
1							
2							
3							
n							

Таблиця 2 – Визначення кінетичних характеристик карбонізації бетону

№ зразка	Тривалість експлуатації	Гли карбо бетон	бина нізації ну, см	Маса зразка, г, у стані		Водопоглинанн за масою, %	Я	Реакційна здатність	Ефективний коефіцієнт дифузії	
	опор на поточний час то, років	Xi	Хсер	водонасиче ному до постійної маси <i>т</i> 1	сухому то	$W_{m,i} = 100 \cdot \frac{m_1 - m_0}{m_0}$	W _{m,cep}	$m_0 = 14,48W_{m,cep},$ cm^2/cm^2	$D' = \frac{m_0 x_{\rm cep}^2}{2,2075 \cdot 10^4 \cdot \tau_0},$ $c M^2 / \Gamma$	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
1										
2										
3										
n										



Рис. 2 – Гістограма розподілу залізобетонних опор контактної мережі за мінімальною товщиною захисного шару

4 Відбір зразків бетону для лабораторних досліджень

Відбір зразків бетону опор контактної мережі ділянки для лабораторних досліджень здійснюють по одному з кожної п'ятдесятої опори, але не менше, ніж із трьох опор. Ці опори мають бути однакового року виготовлення/встановлення.

Відбір зразків здійснюють вибурюванням циліндричних кернів діаметром 40–60 мм, висотою, що відповідає товщині стінки, свердлильним станком з кільцевим свердлом і водяним охолодженням.

Одразу після відбору зразки герметично упаковують в поліетиленові пакети.

5 Лабораторні дослідження зразків бетону

У складі лабораторних досліджень визначають глибину карбонізації та водопоглинення бетону за масою.

Для вимірювання глибини карбонізації бетону на бічну поверхню зразкакерна наносять 0,1 % розчин фенолфталеїну в етиловому спирті. Глибину карбонізації *х* вимірюють за допомогою відлікового мікросокопу як товщину незабарвленого (нейтралізованого) шару розчинної частини бетону від поверхні зразка до його границі із забарвленим в малиновий колір шаром. Глибину карбонізації вимірюють в чотирьох діаметрально протилежних місцях зразка керна та за величину глибини карбонізації бетону опори *x_i* приймають середнє арифметичне чотирьох отриманих значень. За цими результатами визначають середнє значення глибини карбонізації для ділянки *x*_{cep}. Результати вимірювань заносять і обробляють у табл. 2.

Для визначення водопоглинення за масою від кернів алмазним диском відрізають по три диски товщиною 10 мм. Отримані зразки водонасичують до постійної маси, після чого визначають водопоглинення за допомогою вагвологоміру RADWAG WPS 210/C/2 (рис. 1, δ), висушуючи зразок до постійної маси. Водопоглинення за масою бетону опори $W_{m,i}$ визначають як середнє арифметичне значень водопоглинення трьох зразків. За цими результатами визначають середнє значення водопоглинення бетону для ділянки $W_{m,cep}$. Результати вимірювань заносять і обробляють у табл. 2.

За отриманими середніми значеннями глибини карбонізації x_{cep} і водопоглинення за масою $W_{m,cep}$ за рівняннями, наведеними у стовпчиках 9 і 10 табл. 2, відповідно, розраховують реакційну здатність бетону m_0 та ефективний коефіцієнт дифузії вуглекислого газу D'. Результати розрахунків заносять у табл. 2.

Водопоглинення за масою $W_{m,cep}$, реакційну здатність бетону m_0 та ефективний коефіцієнт дифузії вуглекислого газу D' для прогнозування залишкового ресурсу опор на обстежуваній ділянці допускається не визначати. Величини $W_{m,cep}$, m_0 та D' рекомендується визначати з метою накопичення статистичних даних для удосконалення цієї методики.

6 Розрахунок залишкового ресурсу опор контактної мережі

Залишковий ресурс кожної опори як час, за який фронт карбонізації досягне робочої арматури, розраховують за рівнянням, наведеним у стовпчику 7 табл. 1.

За величинами залишкового ресурсу для кожної опори рекомендується призначати строки її своєчасної заміни для унеможливлення загроз безпеці руху.

enstrees er nie

«Azərbaycan dəmir yolları» QSC «11 saylı İxtisaslaşdırılmışmış Dəmir Yolu » MMC

Təsdiq edilib:

«11 saylı İxtisaslaşdırılmış Dəmir Yolu » MMC-nin Direktoru



Dəmir yolu kontakt şəbəkəsinin dəmir-beton dayaqlarının qalıq resurslarının proqnozlaşdırılması METODİKASI

Hazırladı;

«11 saylı İxtisaslaşdırılmış Dəmir Yolu » MMC-nin Layihələr üzrə aparıcı mühəndisi

Elsad NƏCƏFOV

06.01.2025

Mündəricat

Giriş	3							
1 Elektrikləşdirilmiş sahədə birləşdirici şəbəkə dayaqlarının qalıq resursunun proqnozlaşdırılması ardıcıllığı	4							
2 İcra və/ və ya istismar sənədlərinin öyrənilməsi								
3 Sahənin ətraflı müayinəsi	4							
4 Laboratoriya tədqiqatları üçün beton nümunələrinin götürülməsi	7							
5 Beton nümunələrinin laboratoriya tədqiqatları	7							
6 Birləşdirici şəbəkə dayaqlarının qalıq resurslarının hesablanması	9							
Mənbələr	10							

Metodika, Ukrayna Dövlət Dəmir Yolu Nəqliyyat Universiteti tərəfindən hazırlanmış və 12.12.2024-cü ildə təsdiq edilmiş "Dəmir yolu birləşdirici şəbəkəsinin dəmir-beton dayaqlarının qalıq resurslarının proqnozlaşdırılması metodikasının" tərcüməsi üsulu ilə qəbul edilmişdir[1].

Metodika, dəmir yolu birləşdirici şəbəkəsinin istismar olunan dəmir-beton dayaqlarının qalıq resurslarının proqnozlaşdırılması üçün tətbiq edilir və elektrikləşdirilmiş dəmir yollarının birləşdirici şəbəkəsinin saxlanması və təmiri, dayaq konstruksiyalarının müayinəsi və təmirinin layihələndirilməsi ilə məşğul olan təşkilatlar və müəssisələr tərəfindən istifadə üçün nəzərdə tutulmuşdur.

Metodika obyekti dəmir yolunun elektrikləşdirilmiş hissəsində istismar olunan birləşdirici şəbəkəsinin dəmir-beton sentrifuqa dayaqlarıdır.

Qalıq resursunun proqnozlaşdırılmasının məqsədi, vaxtında dəyişdirilməsini təşkil etmək və yol təhlükəsizliyi təhdidlərinin qarşısını almaq üçün dayaqların maksimum vəziyyətinə çatdıqları və dəyişdirilməli olduqları müddətə görə paylanmasını müəyyənləşdirməkdir.

Dayağın ən son vəziyyətinin meyarı, işçi armaturanın karbonlaşma tərəfinin dayağın xarici və ya daxili səthindən keçməsinin təmin edilməsidir.

Məhdudiyyətlər: metodika, alternativ cərəyanla elektrikləşdirilmiş ərazilərdə, konsolların müvaiq elektrik izolyasiyası və dayaqların yeraltı hissəsinin yüksək keyfiyyətli müvafiq hidroizolyasiyanın təmin edilməsi şərtilə sabit cərəyanla elektrikləşdirilmiş ərazilərdə, habelə qabarit və ya sabitlik təhlükəsi ilə əyilmə inkişafı müşahidə edilmədiyi ərazilərdə olan elektrokoroziya əlamətlərinin olmadığı dəmir yollarının birləçdirici şəbəkəsinin dəmir-beton dayaqları üçün tətbiq olunur.

1 Elektrikləşdirilmiş sahədə birləşdirici şəbəkə dayaqlarının qalıq resursunun proqnozlaşdırılması ardıcıllığı

- 1) icra və/ və ya istismar sənədlərinin öyrənilməsi;
- 2) sahənin ətraflı müayinəsi;
- 3) laboratoriya tədqiqatları üçün beton nümunələrinin götürülməsi;
- 4) beton nümunələrinin laboratoriya tədqiqatları;
- 5) birləşdirici şəbəkə dayaqlarının qalıq resurslarının hesablanması

2 İcra və/ və ya istismar sənədlərinin öyrənilməsi

Saəhələrin icra və/ və ya istismar sənədlərinin öyrənilməsi zamanı cari vaxt üçün dayaqların növü və layihə xüsusiyyətləri, xüsusən divarın qalınlığı *h*, sm, və armaturun diametri *d*, sm, habelə istehsal/ quraşdırma ili və faktiki istismar müddəti τ_0 , il, təyin edilir.

3 Sahənin ətraflı müayinəsi

Sahənin ətraflı müayinəsi zamanı betonun qoruyucu qatının qalınlığının bütün dayaqların işçi armaturasına qədər tam ölçülməsi aparılır, məlumat cədvəli doldurulur və qoruyucu təbəqənin qalınlığına görə dayaqların paylanması həyata keçirilir.

Betonun qoruyucu təbəqəsi, Hilti PS 50 qoruyucu təbəqə ölçmə cihazı ilə dörd diametrik əks yerdə təməlin şərti kənarından 1,5 m yüksəklikdə, sm ilə ölçülür (şəkil. 1). Son nəticə göstəricisi alınan *a_{i,min}* dəyərlərinin minimumu hesab edilir. Qoruyucu təbəqənin qalınlığının alınmış minimum dəyəri 3 sm-dən azdırsa, *a_{i,min}* dəyəri işçi armaturanın içəridən karbonlaşma tərəfinin daha sürətli əldə edilməsi nəzərə alınmaqla aşadğıakı düsturla müəyyən edilir:

$$a_{i,min} = h - (d + a_{i,max}), \,\mathrm{sm},\tag{1}$$

burada h – dayaq divarının qalınlığı, dayaqların əksəriyyyəti üçün 6 sm təşkil edir; d – armaturanın diametri, dayaqların əksəriyyyəti üçün 0,5 sm təşil edir; $a_{i,max}$ – alınmış dörd göstəricilərdən maksimum olan dəyər, sm.



Şək. 1 – Dəmir yolu birləşdirici şəbəkəsinin dəmir-beton dayaqlarının tədqiqi:
a – səyyar – HiltiPS 50 cihazı ilə dağıdıcı olmayan üsulla qoruyucu beton qatının
qalınlığının ölçülməsi; b – laboratoriya – RADWAG WPS 210/C/2 elektron tərəzihiqrometrlərdən istifadə etməklə su udma göstəricisinin təyin edilməsi

Sahədə birləşdirici şəbəkə dayaqlarının qoruyucu təbəqəsinin qalınlığının müəyyən edilməsinin nəticələri cədvəldə qeyd olunur (Cədvəl 1).

Əyanilik üçün qoruyucu təbəqənin minimum qalınlığı ilə dayaqların paylanması histoqramını qurmaq (məsələn Şəkil 2-də göstərildiyi kimi) tövsiyə olunur.
Cədvəl 1 – « » _____ 202 __ il tarixinə olan vəziyyətə görə ______ sahəsində birləşdirici şəbəkənin dəmirbeton dayaqlarının qalıq resursunun proqnozlaşdırılması

Dayaq №-si	İstehsal/ quraşdırma ili	Cari vaxtda isitismar müddəti τ₀, il	Qoruyucu təbəqənin minimum qalınlığı <i>a_{min,i}</i> , sm	Betonun reaktivlik qabiliyyəti m ₀ , sm ² /sm ²	Effektiv diffuziya əmsalı D', sm ² /q	Dayağın qalıq resursu $\tau_i = \tau_0 \cdot \left(\frac{a_{mini}^2}{x_{cep}^2} - 1\right), \text{ il}$	Planlaşdırılan dayaq dəyişdirmə ili
1	2	3	4	5	6	7	
1							
2							
3							
n							

Cədvəl 2 - Beton karbonlaşmasının kinematik xüsusiyyətlərinin təyini

Nümu nə №-si	Cari vaxt üçün dayaqların istismar müddəti το, il	Beton karbonlaşma dərinliyi, sm		Nümunə kütləsi, q, aşağıdakı vəziyyətdə		Kütləyə görə su udma göstəricisi, %		Betonun reaktivlik	Effektiv diffuziya əmsalı
		Xi	Хсер	daimi kütlə qədər su ilə doymuş vəziyyətdə, m1	quru vəziyyə tdə, m ₀	$W_{m,i} = 100 \cdot \frac{m_1 - m_0}{m_0}$	Wm,cep	$m_0 = 14,48W_{m,cep},$ sm^2/sm^2	$D' = \frac{m_0 x_{cep}^2}{2,2075 \cdot 10^4 \cdot \tau_0},$ sm ² /q
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1									
2									
3									
n									



Şək. 2 – Qoruyucu təbəqənin minimal qalınlığı üzrə birləşdirici şəbəkənin dəmirbeton dayaqlarının paylanması histoqramı

4 Laboratoriya tədqiqatları üçün beton nümunələrinin götürülməsi

Laboratoriya tədqiqatları üçün sahədəki birləşdirici şəbəkənin beton dayaqlarının nümunə götürülməsi hər əllinci dayaqdan biri ilə, lakin üç dayaqdan az olmamaqla şərti ilə aparılır. Həmin dayaqların istehsal/ quraşdırma ili eyni olmalıdır.

Nümunələrin götürülməsi dövrəvi burğu və su soyutma ilə dəlikaçan dəzgahla diametri 40-60 mm, hündürlüyü divarın qalınlığına uyğun olan silindrik kernlərin qazılması ilə aparılır.

Götürüldükdən dərhal sonra nümunələr polietilen torbalarda hermetik şəkildə qablaşdırılır.

5 Beton nümunələrinin laboratoriya tədqiqatları

Laboratoriya tədqiqatları çərçivəsində betonun karbonlaşma və su udma dərinliyi kütlə ilə müəyyən edilir.

Betonun karbonlaşma dərinliyini ölçmək üçün etil spirtində 0,1% fenolftalein məhlulu kern nümunəsinin yan səthinə tətbiq olunur. Karbonlaşma dərinliyi *x*, nümunənin səthindən moruq rəngli təbəqə ilə sərhədinə qədər betonun həll olunan hissəsinin boyanmamış (zərərsizləşdirilmiş) qatının qalınlığını sayma mikroskopu ilə ölçülür. Karbonlaşma dərinliyi kern nümunəsinin dörd diametrik əks yerində ölçülür və dayaqların beton karbonlaşma dərinliyinin dəyəri x_i üçün alınan dörd dəyərin arifmetik ortalaması alınır. Bu nəticələrə əsasən, sahə üçün karbonlaşma dərinliyinin orta dəyəri x_{cep} müəyyən edilir. Ölçmə nəticələri cədvəl 2-yə daxil edilir və işlənir.

Kütlə ilə su udma göstərəcisini təyin etmək üçün, 10 mm qalınlığında üç disk bir almaz disk ilə kernlərdən kəsilir. Alınan nümunələr sabit kütləyə qədər su ilə doyurulur, bundan sonra su udma göstərəcisi tərəzi olan RADWAG WPS 210/C/2 rütubətölçən cihazı istifadə edərək müəyyən edilir (şəkil 1, *b*), nümunə sabit kütləyə qədər qurudulur. Dayağın beton kütləsinə görə suyun udulması $W_{m,i}$ üç nümunənin su udma dəyərlərinin arifmetik ortalaması kimi müəyyən edilir. Bu nəticələrə görə, bir sahə üçün betonun su udma orta dəyəri $W_{m,cep}$ müəyyən edilir. Ölçmə nəticələri cədvəl 2-yə daxil edilir və işlənir.

2-ci Cədvəlin 9 və 10-cu sütunlarda verilmiş tənliklərə görə, karbonlaşma dərinliyinin x_{cep} və kütlə ilə su udmanın $W_{m,cep}$ əldə edilmiş orta dəyərlərinə görə, betonun reaktivli qabiliyyəti m_0 və karbon qazının effektiv diffuziya əmsalı D'hesablanır. Hesablama nəticələri cədvəl 2-yə daxil edilir.

Tədqiq olunan sahədəki dayaqların qalıq ehtiyatını proqnozlaşdırmaq üçün kütlə ilə su udma göstəricisinin $W_{m,cep}$, betonun reaktivli qabiliyyətinin m_0 və karbon qazının effektiv diffuziya əmsalının D' müəyyən edilməməsinə icazə verilir. Bu metodikanın təkmilləşdirilməsi üçün statistik məlumatların toplanması məqsədi ilə $W_{m,cep}$, m_0 və D'dəyərlərinin müəyyən edilməsi tövsiyə olunur.

6 Birləşdirici şəbəkə dayaqlarının qalıq resursunun hesablanması

Hər bir dayağın qalıq resursu, karbonlaşma tərəfinin işçi armaturaya çatacağı vaxt kimi, 1-ci Cədvəlin 7-ci sütunda verilmiş tənliklə hesablanır.

Hər bir dayaq üçün qalıq resursunun dəyərlərinə görə, yol təhlükəsizliyi təhdidlərinin qarşısını almaq məqsədi ilə vaxtında dəyişdirilməsi üçün vaxt təyin etmək tövsiyə olunur.

Mənbələr

1. Плугін Д.А., Плугін А.А., Наджафов Е.Ф.о. Методики прогнозування залишкового ресурсу залізобетонних опор контактної мережі залізниць. Український державний університет залізничного транспорту, Харків, затверджена 12.12.2024, 8 с.

ДОДАТОК Г

ЗАЯВКИ НА ВИДАЧУ ПАТЕНТІВ НА ВИНАХІД І КОРИСНУ МОДЕЛЬ



МІНЕКОНОМІКИ

НАЦІОНАЛЬНИЙ ОРГАН ІНТЕЛЕКТУАЛЬНОЇ ВЛАСНОСТІ

ДЕРЖАВНА ОРГАНІЗАЦІЯ «УКРАЇНСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ОФІС ІНТЕЛЕКТУАЛЬНОЇ ВЛАСНОСТІ ТА ІННОВАЦІЙ»

(YKPHOIBI)

вул. Дмитра Годзенка, 1, м. Київ, 01601, тел.: +380 44 209-27-06, +380 67 501-05-95 е-mail: office@nipo.gov.ua, http://www.nipo.gov.ua, код згідно з ЄДРПОУ 44673629

14.02.2024 № 3614/3A/24

Стосується заявки № а 2023 06180 / при листуванні просимо посилатися на цей № / Адреса для листування УКРАЇНСЬКИЙ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ ЗАЛІЗНИЧНОГО ТРАНСПОРТУ, НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА, площа Фейсрбаха, буд. 7, кім. 1-318, м. Харків, 61050

Повідомлення про встановлення дати подання заявки на винахід (корисну модель)

(21) Реєстраційний номер заявки а 2023 06180

(71) Заявник(и) УКРАЇНСЬКИЙ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ ЗАЛІЗНИЧНОГО ТРАНСПОРТУ

(54) Назва винаходу СПОСІБ ВИГОТОВЛЕННЯ ШПАЛ ІЗ БЕТОНУ З ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНОЮ АРМАТУРОЮ

Матеріали заявки відповідають вимогам статті 13 Закону України «Про охорону прав на винаходи і корисні моделі» (далі – Закон) щодо встановлення дати подання заявки на дату одержання Державною організацією «Український національний офіс інтелектуальної власності та інновацій»:

матеріалів заявки
Дата подання заявки
18.12.2023

Начальник сектору встановлення дати подання заявок

Телефон

494-05-98

Експерт 1 категорії

Наталія ТАРАН

Любов ЛУЦЕНКО



Форма В4



МІНЕКОНОМІКИ

НАЦІОНАЛЬНИЙ ОРГАН ІНТЕЛЕКТУАЛЬНОЇ ВЛАСНОСТІ

ДЕРЖАВНА ОРГАНІЗАЦІЯ «УКРАЇНСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ОФІС ІНТЕЛЕКТУАЛЬНОЇ ВЛАСНОСТІ ТА ІННОВАЦІЙ»

(YKPHOIBI)

вул. Дмитра Годзенка, 1, м. Київ, 01601, тел.: +380 44 209-27-06, +380 67 501-05-95 е-mail: office@nipo.gov.ua, http://www.nipo.gov.ua, код згідно з ЄДРПОУ 44673629

14.02.2024 № 1702/3У/24

Стосується заявки № и 2023 06182 / при листуванні просимо посилатися на цей № / Адреса для листування УКРАЇНСЬКИЙ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ ЗАЛІЗНИЧНОГО ТРАНСПОРТУ, НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА, площа Фейєрбаха, буд. 7, кім. 1-318, м. Харків, 61050

Повідомлення про встановлення дати подання заявки на винахід (корисну модель)

(21) Реєстраційний номер заявки и 2023 06182

(71) Заявник(и) УКРАЇНСЬКИЙ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ ЗАЛІЗНИЧНОГО ТРАНСПОРТУ

(54) Назва корисної моделі СПОСІБ ВИГОТОВЛЕННЯ ШПАЛ ІЗ БЕТОНУ З ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНОЮ АРМАТУРОЮ

Матеріали заявки відповідають вимогам статті 13 Закону України «Про охорону прав на винаходи і корисні моделі» (далі – Закон) щодо встановлення дати подання заявки на дату одержання Державною організацією «Український національний офіс інтелектуальної власності та інновацій»:

• матеріалів заявки

Телефон

Експерт 1 категорії

Дата подання заявки 18.12.2023

Начальник сектору встановлення дати подання заявок

494-05-98

Любов ЛУЦЕНКО

222

Форма В4

220100000202306182008813

Наталія ТАРАН

ДОДАТОК Д

АКТИ ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕНЬ

ЗАТВЕРДЖУЮ:

Проректор з науково-педагогічної роботи Українського державного університету залізничного транспорту



впровадження результатів дисертаційного дослідження аспіранта Ельшада НАДЖАФОВА в проєкті державних будівельних норм України

м. Харків

21.02.2025

Ми, що підписалися нижче, завідувач кафедри залізничної колії і транспортних споруд УкрДУЗТ д.т.н., проф. Андрій ПЛУГІН (науковий керівник розробки державних будівельних норм України), завідувач кафедри будівельних матеріалів, конструкцій та споруд УкрДУЗТ д.т.н., проф. Дмитро ПЛУГІН, аспірант кафедри будівельних матеріалів, конструкцій та споруд УкрДУЗТ Ельшад НАДЖАФОВ склали цей акт про те, що за станом на 21.02.2025 за результатами дисертаційного дослідження Ельшада НАДЖАФОВА в остаточній редакції проєкту ДБН В.2.3-ХХ-200Х Залізниці колії 1435 мм. Норми проєктування, який розробляється Українським державним університетом залізничного транспорту, перший абзац п. 22.31 доповнено нормою: «Допускається застосування сталевих оцинкованих опор на залізобетонних фундаментах або фундаментах із бетону з композитною арматурою».

Дмитро ПЛУГІН Андрій ПЛУГІН Ельшад НАДЖАФОВ

ЗАТВЕРДЖУЮ:

Проректор з науково-педагогічної роботи Українського державного університету залізничного транспорту Владислав ПАНЧЕНКО 2025 р. ДОВІДКА

про впровадження результатів дисертації на здобуття наукового ступеня доктора філософії НАДЖАФОВА Ельшада Фаіг огли «Бетонні опорні конструкції з неметалевим армуванням для ЛЕП і контактних мереж»

Результати дисертаційного дослідження Ельшада НАДЖАФОВА використані у навчальному процесі за спеціальностями 273 Залізничний транспорт, 192 Будівництво та цивільна інженерія, освітніми програмами всіх освітніх рівнів «Залізничні споруди та колійне господарство», «Промислове та цивільне будівництво» в курсах «Будівельні конструкції та будівлі на залізничному транспорті», «Випробування та підсилення будівельних конструкцій», «Модифікація бетонів і будівельних розчинів хімічними та мінеральними добавками і полімерами», «Сучасні технічні рішення щодо підвищення надійності елементів залізничної колії», у дипломному проєктуванні.

Результати дисертаційного дослідження Ельшада НАДЖАФОВА використані у науково-дослідних роботах «Теоретичні та експериментальні основи створення композиційних матеріалів на основі мінеральних в'яжучих для захисту від електрокорозії і ремонту споруд залізничного транспорту» (ДР№ 0122U002125), що виконувалась УкзДУЗТ у 2022–23 рр. за кошти державного бюджету України, та «Integrated rail freight optimisation in Ukraine: Railway sleepers, rolling stock and logistics» (ДР№ 0123U102700), що виконувалась УкрДУЗТ та Університетом Західної Шотландії у 2023–24 рр. за грантові кошти UUK і UK – Ukraine R&I twinning grant.

Завідувач кафедри будівельних матеріалів, конструкцій та споруд, д.т.н., професор Дмитро ПЛУГІН

ДОДАТОК Е

СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗДОБУВАЧА ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ

Наукові праці, в яких опубліковані основні наукові результати дисертації:

1. Наджафов Е.Ф., Чженьхуа Є., Плугін Д.А., Плугін А.А., Дудін О.А. Кінетика карбонізації захисного шару бетону залізобетонних опор контактної залізниць. Українського мережі Збірник наукових праць державного 210 університету залізничного (2024)87–103. транспорту, https://doi.org/10.18664/1994-7852.210.2024.320835

2. Наджафов Е. Ф., Плугін Д. А., Плугін А. А., Лобяк О.В. Несуча здатність опор контактної мережі залізниць із бетону, армованого композитною арматурою. Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика, 26 (2024) 54–62. https://doi.org/10.15802/bttrp2024/315300

3. Плугін А.А., Жван В.Д., Лобяк О.В., Назаренко О.М., Наджафов Е.Ф., Березовська А.О. Прогнозування залишкового ресурсу залізобетонної димової труби коксохімічного виробництва. Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту, 208 (2024) 51-67. https://doi.org/10.18664/1994-7852.208.2024.308146

4. Плугін А.А., Муригін М.А., Крикун О.П., Наджафов Е.Ф., Зінченко В.В. Експериментальні дослідження впливу електричних потенціалів на корозійні процеси в залізобетонних шпалах. Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту, 207 (2024) 38-51. https://doi.org/10.18664/1994-7852.207.2024.301944

5. Andrii Plugin, Olena Kaliuzhna, Oleksii Lobiak, Dmytro Plugin, El'shad Faih Ohly Nadzhafov, Markus Lagler. Regarding the replacement of steel reinforcement in prestressed concrete sleepers with composite rebars. AIP Conf. Proc. 3064, 060003 (2024) <u>https://doi.org/10.1063/5.0199575</u>

Наукові праці, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації:

6. Плугін А.А., Панченко С.В., Муригін М.А., Плугін Д.А., Наджафов Е.Ф., Лобяк О.В. Порівняльні дослідження моделей бетонних конструкцій, армованих попередньо напруженою сталевою та композитною арматурою. Тези доповідей 10 Міжнародної конференції «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд і будівель на залізничному транспорті» (ТрансБуд-2024), УкрДУЗТ, Харків (20-22.11.2024) С. 45-48. <u>https://kart.edu.ua/wp-content/uploads/2024/09/tezi-transbud-2024-2.pdf</u>

7. Наджафов Е.Ф., Плугін Д.А., Плугін А.А., Лобяк О.В., Слепченко С.В. Опорні конструкції контактної мережі залізниць із бетону, армованого композитною арматурою. Збірник тез міжнар. наук.-техн. конфер. «Структуроутворення та руйнування композиційних будівельних матеріалів та конструкцій», ОДАБА, Одеса, 23.04.2024. С. 96-99.

https://drive.google.com/file/d/1jI7vWluCtPrF4HO4P4BpNs-_at6XPvwR/view

8. Плугін А.А., Калюжна О.В., Муригін М.А., Наджафов Е.Ф., Плугін Д.А. Перспективи застосування композитної арматури в шпалах із бетону. Міжнар. наук.-техн. конфер. «Органічні і мінеральні в'яжучі та дорожні бетони на їх основі». ХНАДУ. Харків. 08-09.11.2022. С. 107-113. https://rcf.khadi.kharkov.ua/fileadmin/user_upload/Збірник_тез_- Редакція_.pdf

Наукові праці, які додатково відображають наукові результати дисертації:

9. Плугін А.А., Чайка В.М., Мусієнко С.М., Наджафов Е.Ф. Особливо дрібнозернистий бетон із відходів ГЗК для будівельних виробів. Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту, 208 (2024) 79-91. <u>https://doi.org/10.18664/1994-7852.208.2024.308196</u>

10. Спосіб виготовлення шпал із бетону з попередньо напруженою арматурою. МПК Е01В 3/34, Е04G 21/12. УкрДУЗТ. Плугін А.А., Плугін Д.А., Муригін М.А., Панченко С.В., Чжи В, (Zhu W.), Лобяк О.В., Муригін А.В.,

Плугін О.А., Калюжна О.В., Муригіна Н.О., Дудін О.А., Наджафов Е.Ф.о. Заявка на видачу патенту на винахід № а 2023 06180. Заявл.18.12.2023.

11. Спосіб виготовлення шпал із бетону з попередньо напруженою арматурою. МПК Е01В 3/34, Е04G 21/12. УкрДУЗТ. Плугін А.А., Плугін Д.А., Муригін М.А., Панченко С.В., Чжи В, (Zhu W.), Лобяк О.В., Муригін А.В., Плугін О.А., Калюжна О.В., Муригіна Н.О., Дудін О.А., Наджафов Е.Ф.о. Заявка на видачу патенту на корисну модель u202306182. Заявл. 18.12.2023.