УДК 691.328

КІНЕТИКА КАРБОНІЗАЦІЇ ЗАХИСНОГО ШАРУ БЕТОНУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ОПОР КОНТАКТНОЇ МЕРЕЖІ ЗАЛІЗНИЦЬ

Аспіранти Е. Ф. Наджафов, Є Чженьхуа, доктори техн. наук Д. А. Плугін, А. А. Плугін, О.А. Дудін

KINETICS OF CARBONIZATION OF THE PROTECTIVE LAYER OF CONCRETE OF REINFORCED CONCRETE POLES OF RAILWAY CONTACT NETWORK

PhD student E. F. Najafov, PhD student Ye Zhenhua,
Dr. Sc. (Tech.) D. A. Plugin, Dr. Sc. (Tech.) A. A. Plugin
Dr. Sc. (Tech.) O.A. Dudin
DOI: https://doi.org/10.18664/1994-7852.210.2024.320835

Анотація. *Досліджено вплив карбонізації захисного шару бетону, що спричиняє втрату бетоном захисних властивостей до сталевої арматури, на довговічність опор. Виконано аналіз впливу конструктивних особливостей і технологічних факторів на характеристики захисного шару бетону опор контактної мережі, термодинамічний аналіз реакції нейтралізації продуктів гідратації цементу вуглекислим газом, теоретичний аналіз процесу карбонізації та кінетики просування її фронту, експериментальне дослідження кінетики карбонізації. Встановлено, що нейтралізація бетону вуглекислим газом відбувається через розчинення молекул* CO_2*, а кінетика просування фронту карбонізації визначається дифузією цих молекул через поровий простір бетону. Запропоновано рівняння кінетики карбонізації. Показано, що реакційна здатність бетону для карбонізації визначена водопоглинанням бетону. Визначено величини ефективного коефіцієнта дифузії* CO_2 *в бетоні опор, отримано кінетичні залежності просування фронту карбонізації.*

Ключові слова: *залізобетонна опора контактної мережі залізниці, центрифугований бетон, довговічність, вуглекислий газ, гідроксид кальцію, карбонізація, дифузія.*

Abstract. *Reinforced concrete conical centrifuged poles of the contact network are widespread on electrified railways. In addition to electrocorrosion of the underground part of the supports on electrified sections with direct current, the above-ground part of the supports is also damaged. The influence of carbonization of the protective layer of concrete, which causes the loss of concrete protective properties to steel reinforcement, on the durability of the supports has been studied. An analysis of the influence of design features and technological factors on the characteristics of the protective layer of concrete supports of the contact network has been performed, a thermodynamic analysis of the reaction of neutralization of cement hydration products by carbon dioxide, a theoretical analysis of the carbonization process and the kinetics of its front advancement, and an experimental study of the kinetics of carbonization have been performed. It has been established that centrifugation provides high density of concrete and very slow carbonization. However, due to structural and technological features, a significant number of operated supports have an insufficient thickness of the protective layer. As a result of thermodynamic analysis, it was established that the neutralization of concrete with carbon dioxide occurs through the dissolution of CO_2 molecules, and the kinetics of the carbonation front advancement is determined by the diffusion of these molecules through the pore space of concrete. Equations of carbonation kinetics based on Fick's law are proposed. It is shown that the reactivity of concrete for carbonation is determined by the volume of pores accessible to water and, consequently, by the water absorption of concrete, a new equation is proposed for its determination. As a result of experimental studies of carbonation kinetics, the values of the effective diffusion coefficient of CO_2 in the concrete of the supports were determined, and the kinetic dependences of the carbonation front advancement were obtained. As a result of statistical analysis, it was established that the most influential factor determining the durability of the supports of the contact network is the thickness of the protective layer. The minimum thickness of the protective layer is established, which is guaranteed to provide a standardized service life of the supports of 50 years.*

Keywords*: reinforced concrete poles of the railway contact network, centrifuged concrete, durability, carbon dioxide, calcium hydroxide, carbonization, diffusion* **.**

Вступ. Масова електрифікація залізниць у світі почалася в 1950-х рр. На електрифікованих залізницях одним із розповсюджених типів опорних конструкцій контактної мережі стали залізобетонні конічні центрифуговані опори. Відомо, що на ділянках, електрифікованих постійним струмом, вони зазнають інтенсивного електрокорозійного впливу з пошкодженням переважно сталевої арматури їхньої підземної частини. Великий досвід експлуатації опор дав змогу мінімізувати цей вплив за допомогою ізоляції підземної частини, комбінованого армування попередньо-напруженим високоміцним дротом і ненапруженою стрижневою арматурою, ізолюючими деталями. Проте пошкоджень різного характеру зазнає і надземна частина опор. Одним із розповсюджених типів пошкоджень залізобетонних конструкцій, які знижують їхню довговічність, є корозія арматури внаслідок карбонізації (нейтралізації) захисного шару бетону. Переважно таких пошкоджень зазнають конструкції з бетону невисокої щільності. Проте, незважаючи на високу щільність бетону центрифугованих опор, у них також зазначали такі пошкодження. Тому дослідження кінетики карбонізації бетону опор контактної мережі є актуальним завданням, вирішення якого сприятиме підвищенню їхньої надійності, довговічності та ресурсу.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Найбільш руйнівним фактором для залізобетонних опор контактної мережі залізниць є вплив струмів витоку в разі електрифікації постійним струмом. Ці струми стікають із рейок через групове

заземлення опор на рейки і спричиняють електрокорозію підземної частини опор, яка і визначатиме їхній фактичний термін служби [1]. Електрокорозійні процеси відбуваються і на ділянках змінного струму, проте їхня інтенсивність порівняно з постійним струмом набагато менша [2]. Проте в залізобетонних опорах контактної мережі за період їх використання спостерігали також корозію арматури надземної частини внаслідок карбонізації захисного шару бетону через його недостатні щільність [3], товщину захисного шару [4].

Карбонізація полягає в 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 [5]. Нейтралізація здійснюється й іншими кислими газами – сірчаним ангідридом, оксидами азоту. У роботі [3] зазначено умовність терміна «газова корозія» відносно 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 розчинитися до того, як вступати в реакцію з іншою розчиненою речовиною. Визначальний вплив на кінетику і 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 [6]. 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 і води після гідратації, капілярні від надлишку води замішування, повітряні від залучення повітря (звичайно замкнені сферичні), седиментаційні від зовнішнього та внутрішнього водовідділення. Упродовж експлуатації утворюються усадочні, температурні тріщини, пори вилуговування, пори й тріщини від інших видів корозії. Усадочними дефектами є поверхні розподілу між «кластерами» – агрегатами частинок у мікроструктурі бетону [7]. Залежно від співвідношення розмірів пор і товщини адсорбційних шарів на їхніх стінках, а також рушійних сил переміщення води в них пори класифікують на гелеві (ефективний радіус до 15 Å), мікрокапіляри (до 0,1 мкм), макрокапіляри (0,1–10 мкм), некапілярні пори. Уважають, що гелеві пори та мікрокапіляри практично недоступні для води. У 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, характер якого визначається переважним розміром пор [8], тому кінетику карбонізації визначають за рівнянням Фіка, у якому коефіцієнт дифузії заміняють емпіричним ефективним коефіцієнтом дифузії та вводять до рівняння емпіричну величину реакційної здатності бетону [9].

Існує припущення, що водопоглинання бетону достатньо точно характеризує поровий простір бетону саме щодо його проникності для газів, рідин та іонів [10]. Для вирішення практичних завдань такий підхід здається найбільш продуктивним.

Визначення мети та завдання дослідження. Метою дослідження є встановлення кінетики нейтралізації

захисного шару бетону залізобетонних опор контактної мережі для прогнозування їхньої довговічності. Для досягнення мети висунуто такі завдання досліджень: аналіз впливу конструктивних особливостей і технологічних факторів на характеристики захисного шару бетону опор контактної мережі; термодинамічний аналіз реакції нейтралізації продуктів гідратації цементу вуглекислим газом; теоретичний аналіз процесу карбонізації та кінетики просування її фронту; експериментальне дослідження кінетики карбонізації.

Методи досліджень. Можливість протікання реакцій карбонізації оцінювали термодинамічним аналізом за величинами їхньої вільної енергії Гіббса ΔG^0 і константи рівноваги K [11]. Вихідні дані для аналізу – термодинамічні константи за стандартних умов реагентів і продуктів припущених реакцій прийняті за роботою [12] і наведені в табл. 1.

Таблиця 1

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

Сполуки, іони	ΔG^0_{298}, кДж/моль	Сполуки, іони	ΔG^0_{298}, кДж/моль
$CO_{2газ}$	−394,36	$CO_3^{2-}{}_{aq}$	−527,9
$Ca(OH)_{2тв}$	−562,5	$HCO_3^-{}_{aq}$	−586,77
$CaCO_{3тв}$	−1128,8	$H^+{}_{aq}$	0
$H_2O_{рід}$	−237,13	$OH^-{}_{aq}$	−157,2

Вільну енергію Гіббса ΔG^0 реакцій за стандартних умов (25 °С) визначали за формулою, кДж/моль,

$$\Delta G^0 = \Sigma\Delta G^0_{продуктів} - \Sigma\Delta G^0_{реагентів}. \quad (1)$$

Константу рівноваги реакції визначали за формулою

$$K = exp(-\Delta G^0/RT). \quad (2)$$

Рівняння рівноваги складали як відношення добутку концентрацій продуктів П[продукти] у ступенях їхніх стехіометричних коефіцієнтів n до добутку концентрацій реагентів П[реагенти] у ступенях їхніх стехіометричних коефіцієнтів m:

$$П[продукти]n \,/\, П[реагенти]m = K, \quad (3)$$

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

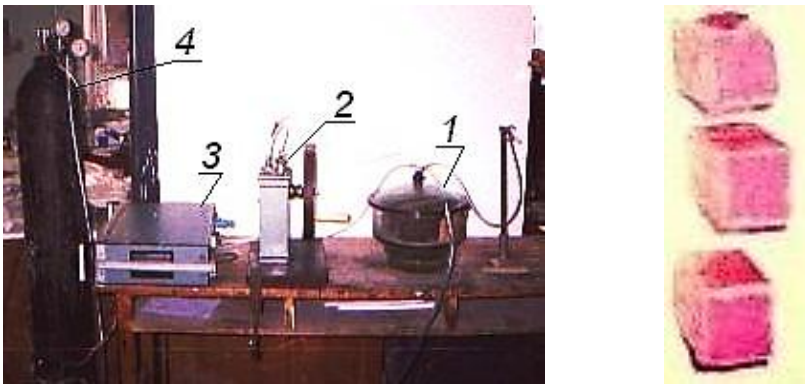
Можливість довільного протікання реакцій оцінюють так: у разі негативного значення ΔG^0 реакція протікає довільно, у разі позитивного значення ΔG^0 – довільно не протікає; у разі $K > 1$ реакція зміщена в бік продуктів і протікає довільно, у разі $K < 1$ реакція зміщена в бік реагентів і довільно не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

Товщину захисного шару бетону в польових умовах вимірювали неруйнівним методом за допомогою приладів ИСЗ-10Н [4] і Hilti PS 50 [13], а також прямими вимірюваннями в пробитих отворах (рис. 1). Глибину карбонізації бетону опор після їхньої тривалої експлуатації визначали на бічних поверхнях пробитих отворів, для чого на ці поверхні наносили розчин фенолфталеїну 0,1 % в етиловому спирті та вимірювали товщину незабарвленого (нейтралізованого) шару.

а б

Рис. 1. Визначення товщини захисного шару бетону опор контактної мережі в польових умовах [13]: а – неруйнівним методом за допомогою приладу Hilti PS 50; б – прямими вимірюваннями в пробитих отворах

Для експериментального дослідження кінетики карбонізації з чотирьох опор контактної мережі кільцевим свердлом із водяним охолодженням вибурювали циліндричні керни діаметром 60 мм, висотою 60 мм (відповідає товщині стінки). Керни розділяли на 18 зразків, за якими визначали водопоглинання за ДСТУ Б В.2.7-170. Показники, які визначають кінетику карбонізації – ефективний коефіцієнт дифузії D′ та реакційну здатність бетону m_0, досліджували за методикою [9] на трьох зразках, що мали мінімальне, максимальне та найближче до середнього значення водопоглинання. Зразки у вигляді кубів із розміром ребра 40 мм вирізали на каменерізальному верстаті під водяним охолодженням. Дифузійну проникність визначали прискореним способом за допомогою лабораторної установки, наведеної на рис. 2.



а б

Рис. 2. Дослідження дифузійної проникності бетону для CO_2:
а – лабораторна установка; б – зрізи зразків, що піддали прискореному випробуванню:
1 – камера з підвищеним вмістом CO_2 для експозиції зразків;
2 – лабораторний вакуумний насос; *3* – газоаналізатор ГИАМ-14;
4 – балон із CO_2, оснащений газовим редуктором

Зразки витримували в камері з відносною вологістю повітря 75±3 % за температури +20±5 °С до встановлення постійної маси. Зразки поміщували в камеру установки, із якої за допомогою вакуумного насоса 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 упродовж усієї експозиції зразків. Зразки витримували в камері впродовж семи діб, підтримуючи зазначену концентрацію CO_2 і температуру +20±5 °С. Після експозиції зразки розколювали, на поверхні відколу наносили розчин фенолфталеїну 0,1 % в етиловому спирті та за допомогою відлікового мікроскопа вимірювали товщину x_0 незабарвленого (нейтралізованого) шару від поверхні зразка до його границі із забарвленим у малиновий колір шаром. Результати вимірювань піддавали статистичній обробці.

Ефективний коефіцієнт дифузії CO_2 у бетоні D' розраховували за формулою [9]

$$D' = \frac{m_0 x_0^2}{2 c_0 \tau_0} = 8{,}2672 \cdot 10^{-6} \cdot m_0 x_0^2, \text{ см}^2/\text{г}, \quad (4)$$

де x_0 – глибина карбонізації, см;

c_0 – концентрація вуглекислого газу в камері, 10 % або 0,1 см^3/см^3;

τ_0 – тривалість карбонізації, 7 діб = 6,048×10^5 с;

m_0 – реакційна ємність бетону,

$$m_0 = \frac{0{,}4 Ц p f}{\rho_{CO2}} = 72{,}8376 \cdot Ц, \text{ см}^2/\text{см}^2, \quad (5)$$

де Ц – вміст цементу в бетоні, г/см^3;

p – 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/см^3.

Основна частина дослідження. Аналіз впливу конструктивних особливостей і технологічних факторів на характеристики захисного шару бетону опор контактної мережі. На залізницях пострадянських країн перша електрифікація була здійснена у 1926 р. на ділянці Баку – Сабунчі (Азербайджан), де на перегонах були встановлені дерев'яні опори контактної мережі. На початку масової електрифікації (1955–56 рр.) на перегонах спочатку встановлювали металеві ґратчасті опори. Їх встановлювали в котловани, які заповнювали бетоном. Але такі опори були визнані надто металомісткими, тому замість них швидко почали застосовувати залізобетонні опори. Перші залізобетонні опори типу ЖБД були двотавровими з отворами в стінці для полегшення. Їх виготовляли без попереднього напруження арматури з бетону, який ущільнювали вібрацією [1, 3]. Захисний шар такого бетону швидко зазнавав карбонізації і втрачав захисні властивості до арматури, яка швидко кородувала, тому довговічність опор виявилася недостатньою. Майже одночасно з опорами ЖБД почалося виробництво і встановлення залізобетонних конічних трубчастих центрифугованих опор типу ЖБК. Вершини опор після розпалублення забивали заглушкою з бетонної суміші, ущільненої штикуванням. Центрифугований бетон за рахунок відтиснення зайвої води та зниження В/Ц мав більші міцність і щільність, ніж вібрований бетон опор ЖБД, тому нейтралізація захисного шару та корозія арматури через неї уповільнилася. Але впровадження центрифугованого бетону не вирішило повністю проблему недостатньої довговічності опор. У надземній частині центрифугованих опор більш пізніх конструкцій досі продовжують виявляти тріщини від корозії подовжньої арматури (рис. 3), зокрема через нейтралізацію захисного шару бетону.

Крім того, опори ЖБК виготовляли з ненапруженим каркасом із стрижневої

арматури, тому вони були схильні до утворення поперечних тріщин від згинального моменту, корозія арматури відбувалася у тріщинах і їхня довговічність також виявилася недостатньою. З 1957 р. почали виготовляти центрифуговані опори з попередньо напруженою подовжньою арматурою спочатку стрижневою ∅6 і ∅12 мм, потім із високоміцного вуглецевого дроту ∅5 мм, поперечною спіральною арматурою з холоднотягнутого дроту ∅3 мм, що дало змогу усунути поперечні тріщини. Ця конструкція з деякими змінами є основною дотепер. У серіях робочих креслень у подальшому позначення типу опор послідовно змінювалося: УЖБК, ГК, СЖБК, СК, СКУ, СКЦ, С, СС [1, 3].

Рис. 3. Подовжні тріщини в опорах від корозії подовжньої арматури

У попередньо напружених опорах поперечні тріщин були усунуті, проте в їхній вершині одразу після передавання натягу арматури з форми на бетон почали утворюватися подовжні тріщини. У наступних типах опор у вершині передбачили підсилювальні кільця зі стрижневої арматури або згущення спіралі, що дало змогу усунути такі тріщини. Для запобігання корозії арматури та розморожування бетону в нижній частині опор також почали влаштовувати заглушку, а на комлеву частину на висоту до 1 м вище умовного обрізу фундаменту наносити обмазувальну гідроізоляцію з гарячої бітумної мастики або сланцевого лаку. Пізніше від нижньої заглушки відмовилися і почали наносити ізоляційне покриття на зовнішню і внутрішню поверхні стінки опор ванним просоченням. Для запобігання утворенню конденсату в порожнині опор у їхніх стінках, починаючи з типу СКЦ, почали влаштовувати вентиляційні отвори.

Упродовж експлуатації опор на електрифікованих постійним струмом ділянках з’ясували, що попередньо напружений дріт зазнає інтенсивної електрокорозії в підземній частині [1]. Тому для ділянок, електрифікованих постійним струмом, були запропоновані опори типу СКЦо, СО з комбінованим армуванням – попередньо напруженим із високоміцного дроту по всій висоті опори та ненапруженим стрижневим в її нижній частині. Це збільшило площу стікання корозійного струму з арматури в бетон і далі в землю, а отже, обумовило зниження щільності струму стікання та уповільнення розвитку електрокорозійного пошкодження. Наявність ненапруженої стрижневої

арматури, крім того, забезпечило контрольоване в межах оглядів нахилення опори з розвитком пошкодження замість її раптового обрушення.

Більша частина залізобетонних конічних опор контактної мережі є нероздільними, які встановлюють у попередньо вириті котловани. Зворотна засипка котловану не відтворює природний стан ґрунту, тому опори, на які впливають підвищені згинальні моменти в крутих кривих, а також встановлені на укосах насипів, особливо нестійких, схильні до нахилення. Для таких випадків, починаючи з перших типів опор, додатково до нероздільних були впроваджені укорочені роздільні опори, які встановлюють у збірні залізобетонні фундаменти стаканного типу. За формою поперечного перерізу нижньої частини фундаменти виготовляли спочатку двотавровими, потім трипроменевими. Для цих фундаментів були розроблені спеціальні агрегати-віброзанурювачі АВСЕ, які забезпечували вібраційне занурення фундаменту у ґрунт. Такий фундамент ущільнює ґрунт навколо себе і за рахунок цього, а також свого розвинутого перерізу забезпечує набагато кращий опір згинальним моментам порівняно з нероздільною конічною опорою.

Проте вдвічі більша кількість деталей обумовлювала і більшу трудомісткість зведення опорної конструкції, тому в 1980-х рр. було запропоновано цікаве конструктивно-технологічне рішення, яке мало на меті поєднати зазначені переваги нероздільних опор і віброзанурених фундаментів – опори виготовляли зі зворотною конічністю комлевої частини (типу СОК), а агрегат АВСЕ оснастили металевим штампом такої самої форми [4]. Котлован у ґрунті виштамповували, і встановлена опора самоущільнювалася в ньому під власною вагою. Таке подвійне ущільнення ґрунту мало забезпечити підвищену здатність опиратися нахилу від згинального моменту. На жаль, низка проблем того часу зробила це конструктивно-технологічне рішення несвоєчасним. Значна кількість котлованів не піддавалася якісному виштамповуванню через неоднорідність ґрунту, наявність у 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 у ґрунті виявилася ще гіршою, ніж у традиційних конічних по всій довжині опор. Можливо, цю проблему могло б вирішити застосування георадарів, але до їх впровадження ще були десятки років.

Попередньо напружене армування опор, особливо типу СОК, повернуло обумовлені особливостями технології їх виготовлення проблеми, пов’язані з нейтралізацією бетону захисного шару [4, 10]. Центрифуговані опори бетонують 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 відцентровою силою із форми в бік комлевої частини. Після центрифугування форму поміщують у пропарювальну камеру і піддають тепловологісній обробці. У перших конічних опор із ненапруженою арматурою каркас збирали на кондукторі, обв’язували бетонними фіксаторами захисного шару і поміщали 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

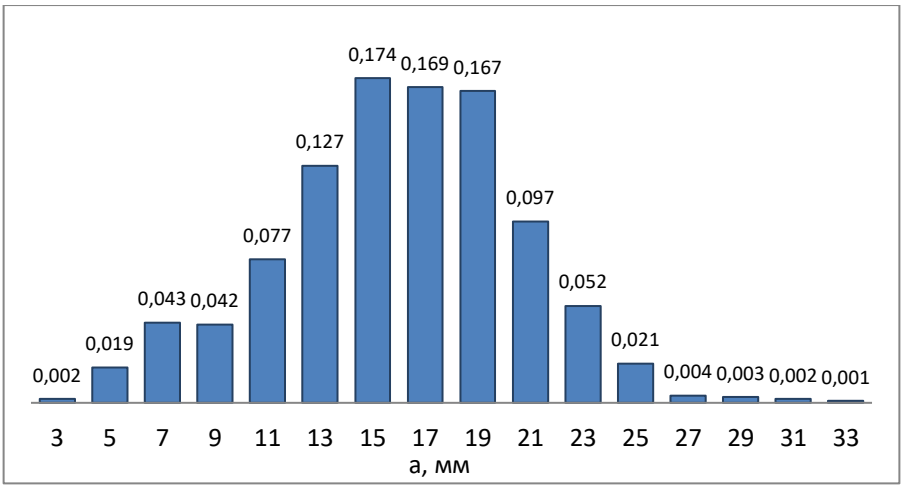
«мотовилі» пакет із безперервного дроту у 24 обороти (48 дротин), на який перед цим одягали підсилювальні кільця і бухту дроту для спірального армування, частково натягували пакет, розмотували та фіксували в'язальним дротом спіраль. Потім по роликах стенда підкочували під пакет нижню півформу, заповнювали 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 технологічній документації були передбачені бетонні фіксатори захисного шару з випусками в'язального дроту, їх встановлення не забезпечувало захисний шар – вони збивалися під час підкочування нижньої півформи. Регулювання роликів за висотою, яке допомогло би вирішити цю проблему, на наявній на той час технологічній базі налагодити на постійній основі не вдалося. Тому в попередньо напружених опорах виникали суттєві порушення товщини захисного шару, яка не піддавалася контролю наявними електромагнітними приладами через нерегулярне розміщення подовжньої арматури (чергування окремих дротів і пучків по декілька дротин), її зближення по довжині, густу спіраль.

В опорах зі зворотною конічністю комлевої частини в місці переламу встановлювали розпірне кільце. Під час донатягування пакета вже в закритій формі кільце разом з усім арматурним пакетом зміщувалося вбік аж до торкання спіральною арматурою поверхні форми, захисний шар до робочої арматури однобічно неконтрольовано зменшувався до 3 мм (діаметра спіральної арматури). Це призвело до того, що на поверхні опор типу СОК через 1–2 роки після установлення з'являлись іржаві смуги навпроти спіральної арматури. Спеціальне тарування електромагнітних приладів ИЗС-10Н, виконане НДІБК, дало змогу провести масштабні дослідження мінімальної товщини захисного шару до робочої арматури 9127 опор, виготовлених шістьома різними заводами і встановлених на залізницях України. Розподіл опор за товщиною захисного шару наведено на рис. 4, *а*. Було встановлено, що захисний шар не відповідає нормативним вимогам (23 +5;–3 мм) у 80,2 % опор типу С і 99,4 % опор типу СОК. Після впровадження низки організаційно-технічних заходів ці показники вдалося знизити для опор типу С до 50,8 %, а для опор типу СОК лише до 84,1 %, через що вони були зняті з виробництва, а частина їх, що мала захисний шар менше 5 мм, демонтована [4]. Схожий розподіл опор за товщиною захисного шару спостерігається й на залізниці Азербайджану (рис. 3, б) [13], де у близько 42 % опор виготовлення 1960-х рр. товщина захисного шару не відповідає нормативним вимогам.

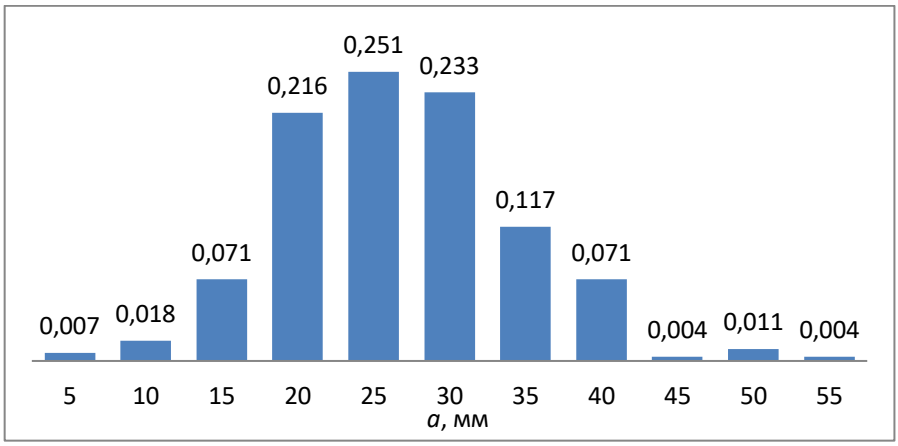
Отже, виготовлення опор центрифугуванням забезпечило високу щільність і міцність бетону, а також повільне просування фронту карбонізації. Проте особливості конструкції і технології виробництва цих опор обумовили значні коливання товщини захисного шару, а отже, доволі значну кількість експлуатованих опор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

Термодинамічний аналіз реакції нейтралізації бетону захисного шару вуглекислим газом. Взаємодія вуглекислого газу CO_2 із гідроксидом кальцію $Ca(OH)_2$ відбувається в 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 CO_3^{2-} чи гідрокарбонатного HCO_3^-іонів відповідно. Можливі реакції наведені в табл. 2. Оскільки розчинення $Ca(OH)_2$ відбувається, але на кінцевий результат не впливає, в окрему реакцію в табл. 2 воно не виділено. 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 відрізняються на порядки, тому фактична послідовність реакції визначатиме кінетику просування фронту карбонізації. Переважність реакцій визначено за допомогою їх термодинамічного аналізу. Результати розрахунків наведено в табл. 2.



а



б

Рис. 4. Гістограми розподілу опор за мінімальною товщиною захисного шару за даними робіт [4] (*а*) і [13] (*б*)

Таблиця 2

Можливі реакції карбонізації вапна, їхня вільна енергія Гіббса ΔG^0 і рівняння рівноваги з константою рівноваги K у стандартних умовах

Номер	Реакція	ΔG^0, кДж/моль	Рівняння рівноваги з константою рівноваги
1	$CO_{2газ} + Ca(OH)_{2тв} = CaCO_{3тв} + H_2O_{рід}$	−409,07	$1 / P_{CO2} = 4{,}65 \cdot 10^{71}$
2	$CO_{2газ} + H_2O_{рід} = 2H^+_{aq} + CO_3^{2-}{}_{aq}$	103,59	$[H^+_{aq}]^2 \cdot [CO_3^{2-}{}_{aq}] / P_{CO2} = 7{,}1 \cdot 10^{-19}$
3	$CO_3^{2-}{}_{aq} + Ca(OH)_{2тв} = CaCO_{3тв} + 2OH^-_{aq}$	−566,3	$[OH^-_{aq}]^2 / P_{CO2} = 1{,}6 \cdot 10^{99}$
4	$CO_{2газ} + H_2O_{рід} = H^+_{aq} + HCO_3^-{}_{aq}$	44,72	$[H^+_{aq}] \cdot [HCO_3^-{}_{aq}] / P_{CO2} = 1{,}46 \cdot 10^{-8}$

Із табл. 2 видно, що в реакціях 1 і 3 безпосередньої взаємодії $CO_{2газ}$ і взаємодії карбонат-іона $CO_3^{2-}{}_{aq}$, відповідно, з $Ca(OH)_{2тв}$ за стандартних умов вільна енергія Гіббса ΔG^0 негативна, а константа рівноваги набагато більша 1, отже, ці реакції суттєво зміщені в бік продуктів і відбуваються довільно. Судячи з рівняння рівноваги, протікання реакції 1 визначено парціальним тиском $CO_{2газ}$, 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 $CO_{2газ}$ з утворенням гідроксил-іона $2H^+{}_{aq}$ та карбонат-іона $CO_3^{2-}{}_{aq}$ або гідрокарбонат-іона $HCO_3^-{}_{aq}$, відповідно, за стандартних умов вільна енергія Гіббса ΔG^0 позитивна, а константа рівноваги набагато менша 1, отже, ці реакції суттєво зміщені в бік реагентів і 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 уже карбонізованого шару бетону. Дифузія молекул може відбуватися крізь поровий електроліт або повітря порового простору.

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. 5. 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.

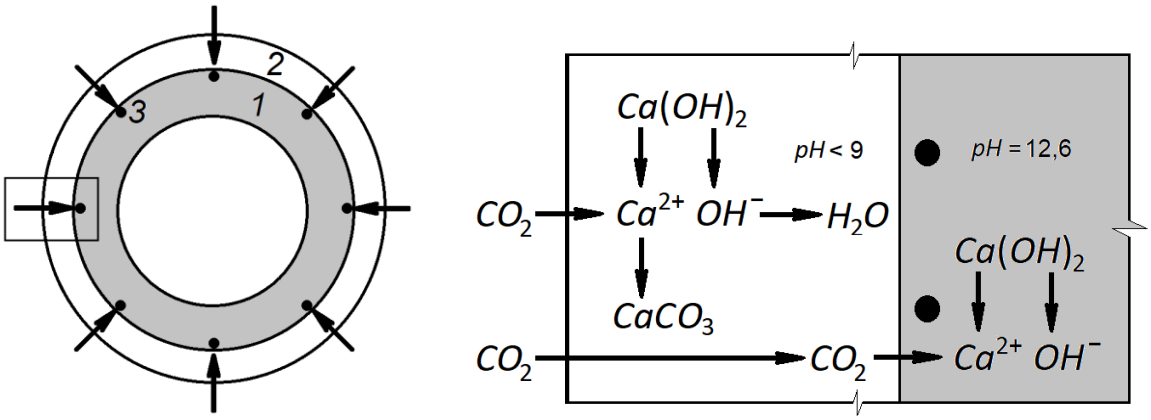


Рис. 5. Схема просування карбонізації бетону захисного шару в поперечному перерізі опори контактної мережі: *1* – некарбонізований бетон; *2* – карбонізований бетон захисного шару; *3* – робоча арматура

Застосування рівняння (5) для визначення реакційної здатності m_0 центрифугованого бетону зі зниженою пористістю через стиснені умови для утворення $CaCO_3$ може призвести до некоректного оцінювання 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 $CaCO_3$ з подальшим надходженням CO_2 у порову вологу бетону

від його поверхні. Поблизу поверхні концентрація Ca^{2+} і, отже, OH^- знижується. Зниженню концентрації Ca^{2+} перешкоджає дифузійне перенесення цих іонів з об'єму бетону до його поверхні. Зі зниженням 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 поки поблизу поверхні бетону існують умови для зростання кристалів $CaCO_3$. З кольматацією порового простору цими кристалами фронт карбонізації переміщується вглиб бетону.

Виходячи з викладеного, припустимо, що величину реакційної здатності бетону m_0 можна 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 і відповідно об'єм $CaCO_3$, який може їх заповнити, характеризує водопоглинання бетону за об'ємом:

$$W_V = W_m \rho_б / \rho_в, \ \% . \qquad (6)$$

З урахуванням щільності та молекулярної маси CO_2 і $CaCO_3$ ρ_{CO2} = 1,977 кг/м^3, ρ_{CaCO3} = 2711, M_{CO2} = 44, M_{CaCO3} = 100 відповідно об'єм CO_2, необхідний для утворення такої кількості $CaCO_3$, складе, см^2/см^2,

$$m_0 = \frac{W_V}{100} \cdot \frac{\rho_{CaCO3} M_{CO2}}{\rho_{CO2} M_{CaCO3}} = \frac{W_m \rho_б \rho_{CaCO3} M_{CO2}}{100 \rho_в \rho_{CO2} M_{CaCO3}} = 14{,}48 W_m . \qquad (7)$$

Тривалість τ карбонізації захисного шару товщиною x в атмосферних умовах виходячи з закону Фіка складе [9], роки,

$$\tau = \frac{m_0 x^2}{2D' c}, \text{ с}; \quad \tau = \frac{m_0 x^2}{6{,}3072 \cdot 10^7 \cdot D' c} = \frac{m_0 x^2}{2{,}2075 \cdot 10^4 \cdot D'} , \qquad (8)$$

де c – концентрація CO_2 в атмосфері, 0,035 % = 0,00035 см^3/см^3.

За рівнянням (8), кінетична залежність просування фронту карбонізації бетону експлуатованих в атмосферних умовах опор контактної мережі матиме вигляд, см,

$$x = \sqrt{\frac{2D' c \tau}{m_o}} = \sqrt{\frac{2{,}2075 \cdot 10^4 \cdot D' \tau}{m_0}} , \qquad (9)$$

де m_0 доцільно визначати за альтернативними рівняннями (5) і (7) і приймати для аналізу кінетики менше з них.

Експериментальне дослідження впливу факторів на кінетику карбонізації та довговічність опор контактної мережі. Досліджено чотири опори, виготовлені в 1985–87 рр. Номінальний склад бетону (у перерахунку на сухі заповнювачі), кг/1 м^3 бетону: портландцемент, що відповідає сучасному CEM I-500, – 447–498; пісок кварцовий із модулем крупності близько 2 – 475–582; щебінь гранітний суміші фракцій 5–20 мм – 1356–1165; вода – 192–209. В/Ц – 0,43–0,42. Під час центрифугування відтискається та виводиться з опори шлам в обсязі 4–5 %

об'єму бетону. Оскільки шлам переважно складається з води, можна прийняти зменшення вмісту води в бетонній суміші в середньому на 45 кг/м^3, отже до 147-164 кг. Відповідно залишковий В/Ц склав 0,31–0,33. Реакційна здатність бетону m_0, за формулою (5), для витрат цементу 0,447–0,498 г/см^3 складе 32,558–36,273 см^3/см^3, у середньому $m_{0,сер}$ = 34,416 см^3/см^3.

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 %. Величини реакційної здатності бетону m_0, за формулою (7), складуть: мінімальна $m_{0,min}$ = 24,616 см^3/см^3, максимальна $m_{0,max}$ = 44,888 см^3/см^3, середня $m_{0,сер}$ = 35,766 см^3/см^3.

Як бачимо, величини реакційної здатності бетону m_0, визначені за формулами (5) і (7), мають добру збіжність – їхні середні значення 34,416 і 35,766 см^3/см^3 близькі. Для подальшого аналізу приймемо $m_{0,сер}$ = 35,766 см^3/см^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 коефіцієнта дифузії D', визначені за формулою (4), склали $0{,}46\times10^{-5}$, $0{,}61\times10^{-5}$, $0{,}51\times10^{-5}$, у середньому $D'_{сер} = 0{,}53\times10^{-5}$ см^2/с.

Побудовані за рівнянням (9) для отриманих прискореними випробуваннями $m_{0,сер}$ = 35,766 см^3/см^3, $D'_{min} = 0{,}46\times10^{-5}$ см^2/с і $D'_{max} = 0{,}61\times10^{-5}$ см^2/с кінетичні залежності глибини карбонізації x від τ наведені на рис. 6.

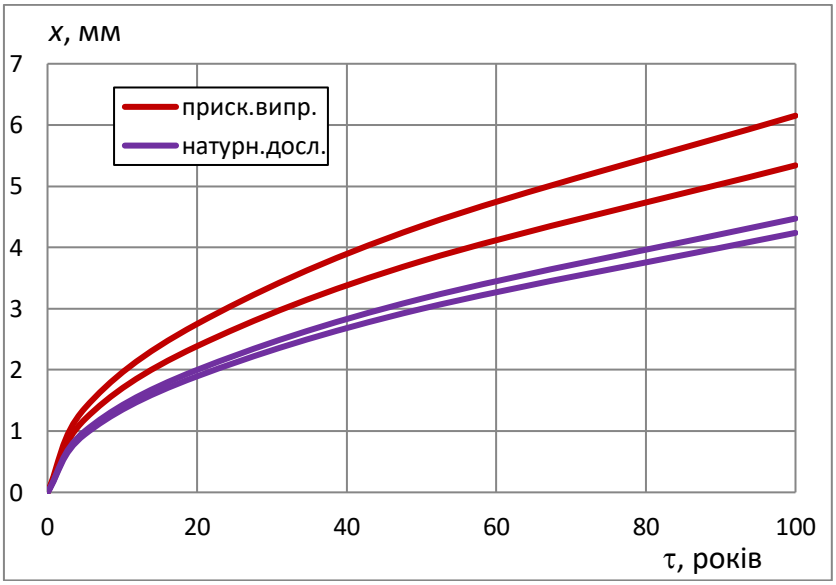


Рис. 6. Кінетика просування фронту карбонізації в захисному шарі бетону опор контактної мережі за результатами прискорених випробувань і натурних досліджень

У результаті натурних досліджень опор після 50 років експлуатації на ділянці Baku – Boyuk Kesik Азербайджанської залізниці, електрифікованій постійним струмом, 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 уже замінених за 50 років опор невідома). Близько 30 % опор відхиляються від вертикалі більше ніж на 2°.

Для уточнення величин ефективного коефіцієнта дифузії D' рівняння (8) подано як, см^2/г,

$$D' = \frac{m_0 x^2}{2{,}2075 \cdot 10^4 \cdot \tau}, . \qquad (10)$$

За формулою (10), для $m_{0,\text{сер}}$ = 35,766 см^3/см^3, x = 0,1 і 0,3 см, уточнені величини D' складуть 0,32×10^{-5} і 0,29×10^{-5} см^2/с. Побудовані за рівнянням (9) для отриманих натурними дослідженнями величин D'_{min} = 0,29×10^{-5} см^2/с і D'_{max} = 0,35×10^{-5} см^2/с кінетичні залежності глибини карбонізації x від τ наведені на рис. 6.

Як бачимо, прискорені випробування дають завищені на 37–43 % величини ефективного коефіцієнта дифузії D' для центрифугованого бетону опор контактної мережі. Відповідно зміщені й графіки кінетичних залежностей (рис. 6). Це може бути пояснено тим, що під час тривалої експлуатації опор відбувається кольматація порового простору бетону карбонатом кальцію з відповідним зниженням дифузійної проникності. У разі використання для оцінювання довговічності опор величин ефективного коефіцієнта дифузії D', визначеного прискореним методом, до нього необхідно застосовувати поправковий коефіцієнт (0,29+0,35)/(0,46+0,61) = 0,6.

Як бачимо із рівнянь (7) і (8), тривалість карбонізації захисного шару бетону до робочої арматури опор контактної мережі залежить від товщини захисного шару a, ефективного коефіцієнта дифузії CO_2 в бетоні D' і реакційної здатності бетону відносно CO_2 m_0 а, отже, за рівнянням (7), – від водопоглинання бетону W_m. Дослідимо вплив кожного з цих факторів. Цей вплив кількісно характеризує питома вага γ (ступінь впливу) кожного з них:

$$\gamma_a = \frac{V_a^2}{V_a^2 + V_D^2 + V_W^2}; \qquad (11)$$

$$\gamma_D = \frac{V_D^2}{V_a^2 + V_D^2 + V_W^2}; \qquad (12)$$

$$\gamma_W = \frac{V_W^2}{V_a^2 + V_D^2 + V_W^2}, \qquad (13)$$

де V_a – коефіцієнт варіації тривалості τ_a карбонізації захисного шару, обумовлений коливанням величини товщини захисного шару (рис. 4, а) за однакових середніх величин $D'_{\text{сер}}$ = 0,53×10^{-5} см^2/с і $W_{m,\text{сер}}$ = 2,47 %;

V_D – коефіцієнт варіації тривалості τ_D карбонізації захисного шару, обумовлений коливанням величини ефективного коефіцієнта дифузії D' за однакових середніх значень $a_{\text{сер}}$ = 1,4 см і $W_{m,\text{сер}}$ = 2,47 %;

V_W – коефіцієнт варіації тривалості τ_W карбонізації захисного шару, обумовлений коливанням величини водопоглинання бетону W_m за середніх значень $D'_{\text{сер}}$ = 0,53×10^{-5} см^2/с і $a_{\text{сер}}$ = 1,4.

Тривалість карбонізації τ_a, τ_D, τ_W визначали за рівняннями (7) і (8), підставляючи в них зазначені аналізовані та середні величини.

Для визначення V_a розрахуємо середньоквадратичне відхилення S_a:

$$S_a = \sqrt{\sum_{i=1}^{n} q_i (\tau_{xi} - \tau_{x,cep})^2} = 436{,}4, \qquad (14)$$

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

τ_{xi} – тривалість карбонізації захисного шару товщиною a_i, що відповідає і-му інтервалу гістограми на рис. 4, *а*, визначена за формулами (7) і (8);

$\tau_{x,сер}$ = 706,3 років – тривалість карбонізації захисного шару середньої за гістограмою на рис. 4, *а* товщини $a_{сер}$ = 1,5 см.

$$V_a = S_a / \tau_{x,сер} = 0{,}62. \quad (15)$$

Для визначення V_D розрахуємо середньоквадратичне відхилення S_D:

$$S_D = \sqrt{\frac{1}{n-1}\sum_{i=1}^{n}(\tau_{Di} - \tau_{D,сер})^2} = 101{,}1, \quad (16)$$

де *n* – кількість визначених значень *D′*, 3;

τ_{Di} – тривалість карбонізації захисного шару товщиною $a_{сер}$ = 1,4 см, що відповідає *i*-му із трьох визначених значень $D' = 0{,}46\times10^{-5}$, $0{,}61\times10^{-5}$ і $0{,}51\times10^{-5}$ см^2/с;

$\tau_{D,сер}$ = 698,1 років – тривалість карбонізації захисного шару товщиною $a_{сер}$ = 1,4 см, що відповідає середньому значенню $D'_{сер} = 0{,}53\times10^{-5}$ см^2/с.

$$V_D = S_D / \tau_{D,сер} = 0{,}14. \quad (17)$$

Для визначення V_W розрахуємо середньоквадратичне відхилення S_W:

$$S_W = \sqrt{\frac{1}{n-1}\sum_{i=1}^{n}(\tau_{Wi} - \tau_{W,сер})^2} = 119{,}7, \quad (18)$$

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

τ_{Wi} – тривалість карбонізації захисного шару товщиною $a_{сер}$ = 1,4 см, що відповідає *i*-му із 18 визначених значень W_m;

$\tau_{W,сер}$ = 704,0 років – тривалість карбонізації захисного шару товщиною $a_{сер}$ = 1,4 см, що відповідає середньому значенню $W_{m,сер}$ = 2,47 %.

$$V_W = S_W / \tau_{W,сер} = 0{,}17. \quad (19)$$

Підставляючи V_a = 0,62, V_D = 0,14 і V_W = 0,17 у формули (11)-(13), отримаємо γ_a = 0,89, γ_D = 0,04 і γ_W = 0,07.

Отже, найбільш впливовим фактором, що визначає тривалість карбонізації захисного шару бетону, а отже, і довговічність опор контактної мережі, є товщина захисного шару.

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 $D'_{max} = 0{,}61\times10^{-5}$ см^2/с, складе *a* = 4,5 мм.

Висновки. У результаті аналізу впливу конструктивних особливостей і технологічних факторів на характеристики захисного шару бетону опор контактної мережі встановлено, що виготовлення опор центрифугуванням забезпечує високу щільність бетону, а отже, дуже повільну карбонізацію. Проте зазначені особливості обумовили значні коливання товщини захисного шару і значну кількість експлуатованих опор із недостатньою товщиною захисного шару.

У 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 визначена дифузією цих молекул через поровий електроліт або повітря порового простору бетону. У результаті теоретичного аналізу процесу карбонізації та кінетики просування її фронту запропоновані рівняння, ґрунтовані на законі Фіка. Показано, що для карбонізації щільного центрифугованого бетону об’ємом доступних для води пор, а отже, водопоглинанням бетону, запропоновано нове рівняння для визначення реакційної здатності.

У результаті досліджень кінетики карбонізації прискореним методом визначено величини ефективного коефіцієнта дифузії CO_2 в бетоні опор *D′*, які знаходяться в межах $0{,}46–0{,}61\times10^{-5}$ см^2/с,

отримано кінетичні залежності просування фронту карбонізації. За результатами натурних обстежень опор, що знаходилися в експлуатації 50 років, величини D' уточнені та склали 0,29–0,35×10^{-5} см^2/с, тобто зменшилися на 37–43 %, що свідчить про зниження дифузійної проникності бетону з часом за рахунок кольматації порового простору карбонатом кальцію. Для оцінювання довговічності опор запропоновано до визначених прискореним методом величин D' застосовувати поправковий коефіцієнт 0,6. У 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 4,5 мм.

Список використаних джерел

1. Вайнштейн А. Л., Павлов А. В. Коррозионные повреждения опор контактной сети. Москва: Транспорт, 1988. 111 с.
2. Механізм електрокорозії залізобетонних конструкцій під впливом високовольтної перемінної напруги в контактних проводах / А. А. Плугін, А. М. Плугін, Д. А. Плугін та ін. *Комунальне господарство міст.* 2012. № 103.
3. Кудрявцев А. А. Несущая способность опор контактной сети. Москва: Транспорт, 1988. 160 с.
4. Плугін А. А. Підвищення якості опор контактної мережі на основі використання статистичних методів. *Міжвузівський збірник наукових праць.* Харків: ХІІТ, 1990. Вип. 13. С. 51-57.
5. Johen Stark, Bernd Wicht. Dauerhaftigkeit von Beton. Shriften der Hochschule fur Architektur und Bauwesen Weimar Universitat. 1995.
6. Usherov-Marshak A.V. Calorimetry of cement and concrete. Fact, Kharkiv. 2002. 183 p.
7. Герега А. Н., Вировой В. М. Кластерна структура композитів. *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури*. 2014. № 53. С. 88-97.
8. Основи теорії твердіння, міцності, руйнування та довговічності портландцементу, бетону та конструкцій із них. Т. 3. Теорія міцності, руйнування та довговічності бетону, залізобетону та конструкцій із них / А. М. Плугін, А. А. Плугін, О. А. Калінін та ін.; за ред. А. М. Плугіна. Київ: Наукова думка, 2012. 288 с.
9. Alekseev S. N., Ivanov F. M., Modry S., Schiessel P. Durability of Reinforced Concrete in Aggressive Media. Stroyizdat. 1990. 320 p.
10. Плугін А. А. Удосконалення складу та структури бетону з урахуванням електроповерхневих властивостей його складових для підвищення міцності та стійкості виробів кільцевого перерізу: дис. … канд. техн. наук; 05.23.05. Харків: ХІБІ, 1994. 245 с.
11. Babushkin V. I., Matveyev G. M., Mchedlov-Petrossyan O. P. Thermodynamics of Silicates. *Springer Nature*. 2011. 459 p.
12. Chase M. W. NIST-JANAF Thermochemical Tables (4th edition). *Journal of Physical and Chemical Reference Data, Monograph*. 1998. № 9.
13. Existing Overhead Contact Line Assessment of Concrete Poles Baku – Boyuk Kesik (Georgian Border). Report evaluation of concrete poles. ILF Consulting Engineers Austria GmbH, Innsbruck, Austria. DB Engineering and Consulting GmbH, Leipzig, Germany. 2016. 40 p.

Наджафов Ельшад Фаіг огли, аспірант кафедри будівельних матеріалів, конструкцій та споруд, Український державний університет залізничного транспорту. ORCID 0000-0002-6143-8183. E-mail: bmcs@kart.edu.ua.

Чженьхуа Є, аспірант кафедри будівельних матеріалів, конструкцій та споруд, Український державний університет залізничного транспорту. E-mail: bmcs@kart.edu.ua.
Плугін Дмитро Артурович, доктор технічних наук, професор, завідувач кафедри будівельних матеріалів, конструкцій та споруд, Український державний університет залізничного транспорту. ORCID ID: 0000-0002-4359-4369. Тел.: +38 (057) 730-10-63. E-mail: plugin.da@kart.edu.ua.
Плугін Андрій Аркадійович, доктор технічних наук, професор, завідувач кафедри залізничної колії і транспортних споруд, Український державний університет залізничного транспорту. ORCID ID: 0000-0002-6941-2076. Тел.: +38 (057) 730-10-58. E-mail: plugin_aa@kart.edu.ua.
Дудін Олексій Аркадійович, кандидат технічних наук, доцент, декан будівельного факультету, Український державний університет залізничного транспорту. ORCID ID: 0000-0002-6838-1669. Тел.: +38 (095) 090-72-83. E-mail: dudin@kart.edu.ua.

Najafov Elshad, PhD student, Building Materials and Structures Department, Ukrainian State University of Railway Transport, ORCID 0000-0002-6143-8183. E-mail: bmcs@kart.edu.ua.
Zhenhua Ye, PhD student, Building Materials and Structures Department, Ukrainian State University of Railway Transport. E-mail: bmcs@kart.edu.ua.
Plugin Dmytro, Dr. Sc. (Tech.), Professor, Head of the Department of Building Materials and Structures, Ukrainian State University of Railway Transport. ORCID ID: 0000-0002-4359-4369. Tel.: +38 (057) 730-10-63. E-mail: plugin.da@kart.edu.ua.
Plugin Andrii, Professor, Head of the Department of Railway Tracks and Transport Facilities, Ukrainian State University of Railway Transport. ORCID ID: 0000-0002-6941-2076. Tel.: +38 (057) 730-10-58. E-mail: plugin_aa@kart.edu.ua.
Oleksii Dudin, PhD., Assoc. Prof., Dean of the Civil Engineering Faculty, Ukrainian State University of Railway Transport. ORCID ID: 0000-0002-6838-1669. Tel.: +38 (095) 090-72-83. E-mail: dudin@kart.edu.ua.

Статтю прийнято 12.12.2024 р.