ISSN 2413-6212 (Online), ISSN 2227-1252 (Print)
Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика, 2024, № 26

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК 625.42:624.042/.044-047.44

Е. Ф. НАДЖАФОВ[1], Д. А. ПЛУГІН[2], А. А. ПЛУГІН[3*], О. В. ЛОБЯК[4]

[1] Кафедра будівельних матеріалів, конструкцій та споруд,
Український державний університет залізничного транспорту, майдан Оборонний Вал 7, Харків, Україна, 61050,
тел. +38 (057) 730 10 63, ел. пошта bmcs@kart.edu.ua, ORCID 0000-0002-6143-8183
[2] Кафедра будівельних матеріалів, конструкцій та споруд,
Український державний університет залізничного транспорту, майдан Оборонний Вал 7, Харків, Україна, 61050,
тел. +38 (050) 401 27 92, ел. пошта plugin.da@gmail.com, ORCID 0000-0002-4359-4369
[3*] Кафедра залізничної колії і транспортних споруд,
Український державний університет залізничного транспорту, майдан Оборонний Вал 7, Харків, Україна, 61050,
тел. +38 (050) 533 68 85, ел. пошта aaplugin@gmail.com, ORCID 0000-0002-6941-2076
[4] Кафедра будівельної механіки та гідравліки,
Український державний університет залізничного транспорту, майдан Оборонний Вал 7, Харків, Україна, 61050,
тел. +38 (050) 805 90 93, ел. пошта lobiak@ukr.net, ORCID 0000-0002-9553-4245

НЕСУЧА ЗДАТНІСТЬ ОПОР КОНТАКТНОЇ МЕРЕЖІ ЗАЛІЗНИЦЬ ІЗ БЕТОНУ, АРМОВАНОГО КОМПОЗИТНОЮ АРМАТУРОЮ

Мета. Під час експлуатації на електрифікованих постійним струмом залізницях залізобетонні опори контактної мережі зазнають пошкоджень від електрокорозії. Тому розробка альтернативних конструкцій опор, зокрема, бетонних з композитною арматурою, та оцінка їх несучої здатності є актуальним завданням. Метою дослідження є порівняння несучої здатності конічних центрифугованих опор контактної мережі залізниць із бетону, армованого сталевою та композитною арматурою. **Методика**. 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. **Результати**. Побудовано скінчено-елементі моделі стояків зі сталевою та композитною арматурою з однаковими перерізом та попереднім напруженням. Їх навантаження під час розрахункового експерименту здійснювали до руйнування, розрахунок виконували в нелінійній постановці. В результаті розрахункового експерименту отримано ізополя деформацій, напружень в бетоні, зусиль в подовжній і поперечній арматурі. Встановлено, що стояки як зі сталевою, так і композитною арматурою руйнуються через розвив робочої арматури. У розтягнутій зоні стояка зі сталевою арматурою тріщини не утворюються до руйнування, стояк з композитною арматурою працює з тріщинами в розтягнутій зоні. У стояка зі сталевою арматурою розподіл розтягнутої та стиснутої зон по поперечному перерізу є рівномірним, у стояка з композитною арматурою спостерігається широка розтягнута зона, саме у якій і утворюються тріщини, і мінімальна стиснута зона. Конструкція залізобетонного стояка забезпечує потрібну несучу здатність опори – нормативний згинальний момент, стояка з композитною арматурою – не забезпечує на 21 % через менший у 5,4 рази модуль пружності композитної арматури порівняно зі сталевою. Деформація стояка з композитною арматурою перевищує деформацію стояка зі сталевою арматурою на 64 %. Забезпечення потрібної несучої здатності є можливим за рахунок збільшення перерізу арматури та натягу її пакету. **Наукова новизна**. 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 створенні можливості конструювати стійкі до електрокорозійних впливів опори контактної мережі залізниць.

Ключові слова: бетон; композитна арматура; стояк; несуча здатність; контактна мережа; залізниця

Вступ

Перша електрифікована ділянка на залізницях колишнього радянського простору з’явилась в Азербайджані. Ділянка Баку – Сабунчі 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 1955–56 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

© Е. Ф. Наджафов, Д. А. Плугін, А. А. Плугін, О. В. Лобяк Creative Commons Attribution 4.0 International

почалось застосування залізобетонних опор. Проте за майже сім десятиріч масової експлуатації залізобетонних опор з'ясувалось, що в умовах експлуатації електрифікованих залізниць вони зазнають інтенсивних пошкоджень через електрокорозію сталевої арматури. Тому розробка альтернативних конструкцій опор, зокрема, бетонних з корозійностійкою композитною арматурою, та оцінка їх несучої здатності є актуальним завданням.

Мета

Метою дослідження є порівняння несучої здатності конічних центрифугованих опор контактної мережі залізниць із бетону, армованого сталевою та композитною арматурою.

Аналітичний огляд джерел з тематики дослідження

Перший тип залізобетонних опор – ЖБД, двотаврові відкритого профілю з отворами у стінці, виготовляли із віброваного бетону без попереднього напруження арматури (Вайнштейн, Павлов, 1988). Такі опори не мали потрібної надійності й довговічності, тому майже одразу розпочалось застосування конічних трубчастих центрифугованих опор типу ЖБК. Вершина опори вже після її розпалублення закривалась заглушкою із бетонної суміші, ущільненої штикуванням. Центрифугований бетон за рахунок відтиснення зайвої води та зниження В/Ц мав набагато більші міцність та щільність, проте опори типу ЖБК виготовлялись з ненапруженим каркасом із стержневої арматури і були схильні до утворення поперечних тріщин від згинального моменту (Кудрявцев, 1988).

З 1957 р. центрифуговані опори почали виготовляти з попередньо напруженою подовжньою арматурою із високоміцного дроту ∅5 мм із вуглецевої сталі та спіральною арматурою із холоднотягнутого дроту ∅3 мм (рис. 1) типів УЖБК, ГК, СЖБК, СК, СКУ, СКЦ, С, СС по мірі удосконалення. Вони набагато краще опирались згинальному моменту, проте у вершині опор часто утворювались подовжні тріщини від попереднього напруження арматури, тому наступним удосконаленням опор стало встановлення у вершині підсилювальних кілець із стержневої арматури (або згущення спіралі), що майже усунуло тріщини у вершині опор. 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 бітумної мастики, сланцевого лаку 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.

Під час експлуатації опор на ділянках, електрифікованих постійним струмом, попередньо напружений дріт зазнає інтенсивної електрокорозії (Bertolini, Carsana, & Pedeferri, 2013). 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. Крім того, вона запобігає раптовому падінню опори внаслідок корозії дроту, забезпечуючи її контрольоване під час нагляду повільне нахилення по мірі розвитку корозійного ураження.

У попередньо напружених опор (до 80 % у 1987-88 рр.) також спостерігалось порушення захисного шару, що призводило до швидкої корозії арматури (Плугін, 1990). Ненапружений каркас перед поміщенням у форму обв'язували бетонними фіксаторами. Під час підкочування нижньої півформи під попередньо напружений каркас такі фіксатори збивались. Лише після впровадження низки організаційно-технічних заходів цю проблему вдалось розв'язати, але частково (Плугін, 1994).

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 – у кривих, анкерні, а також встановлені на укосах насипів, у слабких ґрунтах, схильні до нахилення. Для таких випадків почина-

Creative Commons Attribution 4.0 International © Е. Ф. Наджафов, Д. А. Плугін, А. А. Плугін, О. В. Лобяк

ISSN 2413-6212 (Online), ISSN 2227-1252 (Print)
Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика, 2024, № 26

ючи з перших типів на додаток до нероздільних були впроваджені роздільні опори – укорочені, встановлювані у збірні залізобетонні фундаменти стаканного типу з двотавровим, а потім трьохпроменевим перерізом нижньої частини, а також впроваджували їх вібраційне занурення.

а) б)

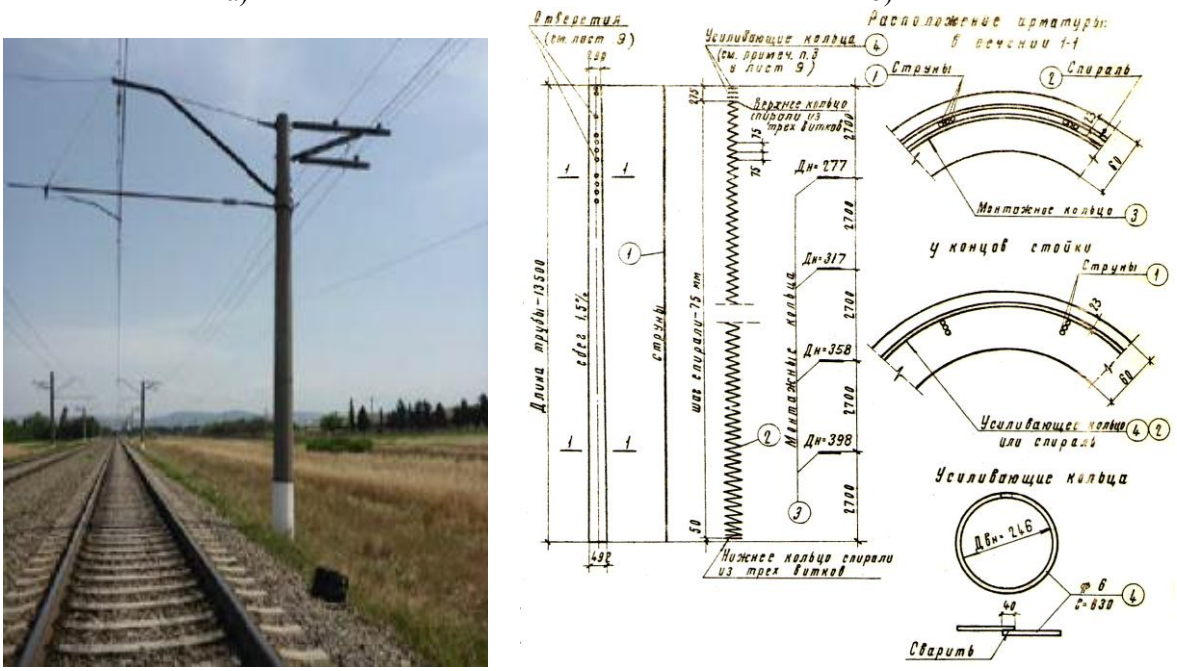

Рис. 1. Залізобетонні конічні центрифуговані опори контактної мережі:
а) контактна мережа на дільниці Baku – Böyük Kəsik
Азербайджанської залізниці (Feldbacher, Meißner, Roner, & Steinert, 2016);
б) конструкція стояка залізобетонної опори контактної мережі довжиною 13,6 м (креслення серії 3.501-12)

Дослідженнями (Feldbacher, Meißner, Roner, & Steinert, 2016) показано, що після 50–60 років експлуатації на ділянці Baku – Böyük Kəsik Азербайджанської залізниці, електрифікованій постійним струмом (рис. 1, а), 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. 2), у 89,3 % з яких вони незначні I і II категорії (рис. 1, б, в, г) і опори можуть бути залишені під наглядом або відремонтовані, у 10,7 % пошкодження III (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 (Бєлікова, 2009) 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 I і II категорії – 8,8 %, III категорії – 4 % (Калюжна, Шевченко, Бєлікова, 2014). 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.

Викладене дозволило визначити подальші напрямки розвитку конструкції, технології виготовлення і установлення опор, позбавлених недоліків існуючих опор та відповідних сучасним умовам. За аналогією з (Plugin, Kaliuzhna, Lobiak, et al., 2024) припущено, що опори із композитною арматурою матимуть набагато меншу електропровідність і не будуть зазнавати електрокорозійних впливів. Запропоновано конструкцію центрифугованої бетонної опори з композитною попередньо напруженою арматурою, в якій сталеву дротяну арматуру замінено композитною рівного перерізу з однаковим натягом арматурного пакету.

© Е. Ф. Наджафов, Д. А. Плугін, А. А. Плугін, О. В. Лобяк Creative Commons Attribution 4.0 International

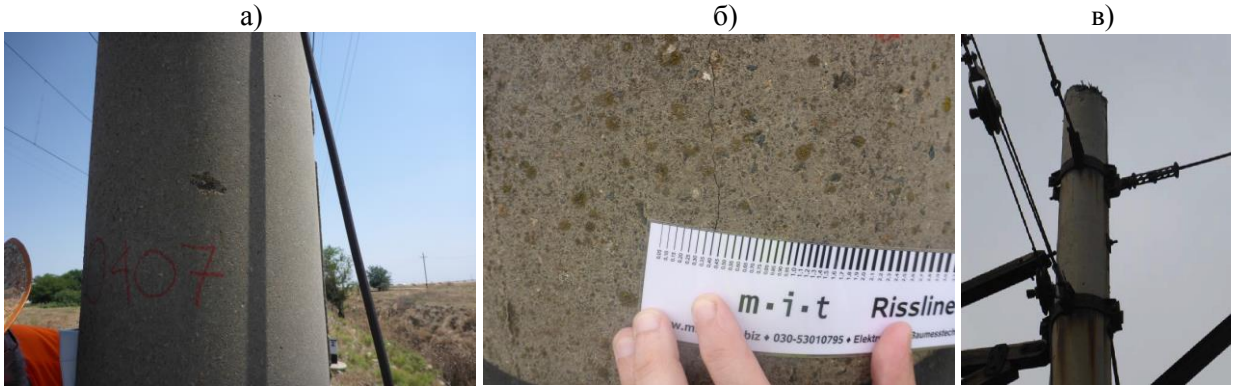

Рис. 2. Пошкодження залізобетонних опор контактної мережі
на дільниці Baku – Böyük Kəsik Азербайджанської залізниці:
а) місцеві відколи бетону; б) поздовжні тріщини; в) руйнування бетонних заглушок

Методика

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.

Характеристики стандартного стояка СС 136.6-3 ДСТУ Б В.2.6-21 (рис. 1): 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 – С32/40; робоча арматура – 48∅5Вр1400 (Вр-II ГОСТ 7348), поперечна арматура (спіраль) – ∅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∅5 – 32,8 кН, сталевої поперечної В-II∅5 – 3,92 кН; композитної подовжньої ∅5 мм і поперечної ∅3 мм – 10,6 і 3,81 кН, відповідно.

Порівняння несучої здатності здійснене для випадку стандартного випробування стояка на міцність, жорсткість і тріщиностійкість згідно ДСТУ Б В.2.6-21. Схема випробувань (навантаження) наведена на рис.3. Контрольні навантаження: на жорсткість і тріщиностійкість – 16,48 кН, на міцність – 26,28 кН; контрольна величина прогину на рівні контактного проводу (на 11,3 м вище комля та на 2300 мм нижче вершини) – 100 мм.

Скінчено-елементна модель стояка наведена на рис. 4, *а*. Її навантаження під час розрахункового експерименту здійснювали до руйнування стояка. Розрахунок виконували в нелінійній постановці.

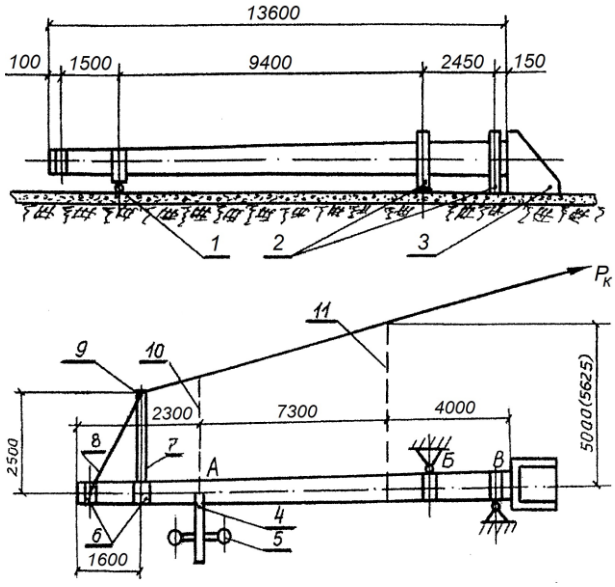

Рис. 3. Схема випробувань стояка СС 136.6-3
за ДСТУ Б В.2.6-21:
1 – шарнірно-ковзна опора;
2 – шарнірно-нерухомі опори; *3* – упор у торці;
4 – вимірювальна рейка; *5* – нерухомий репер;
6 – сталеві хомути; *7* – пряма консоль; *8* – тяга;
9 – трос; *10* – рівень контактного проводу;
11 – рівень умовного уступу фундаменту

Creative Commons Attribution 4.0 International © Е. Ф. Наджафов, Д. А. Плугін, А. А. Плугін, О. В. Лобяк

ISSN 2413-6212 (Online), ISSN 2227-1252 (Print)
Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика, 2024, № 26

Для побудови моделі за аналогією з (Lobiak, Plugin, Kravtsiv, Kovalova, 2018) прийнято такі гіпотези: 1) 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 σ_c–ε_c, арматури – діаграмою σ_s–ε_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 крокового-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, приростання навантажень на кожному кроці – нерівномірне.

Результати та їх обговорення

Результати розрахунків наведено: на рис. 4, б, в – ізополя деформацій стояка із бетону, армованого попередньо напруженою сталевою (б) і композитною (в) арматурою на момент його руйнування; на рис. 5 – ізополя напружень в стояку, армованому попередньо напруженою сталевою (а) та композитною (б) арматурою на момент руйнування; на рис. 6 – ізополя зусиль у робочій подовжній (а, б) і спіральній поперечній (в, г) арматурі стояків, армованих сталевою (а, в) та композитною (б, г) арматурою на момент руйнування. Результати розрахунків узагальнено в табл. 1.

Із табл. 1 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. 5, табл. 1) не перевищують його міцності на стиск, зусилля в поперечній арматурі (рис. 6, в, г, табл. 1) не перевищують її розривні зусилля, а зусилля в робочій арматурі (рис. 6, а, б, табл. 1) – перевищують її розривні зусилля. На момент руйнування в стояку зі сталевою арматурою розтягувальні напруження (рис. 5, табл. 1) 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. 4, б, в, і табл. 1, і деформація на момент руйнування стояка з композитною арматурою перевищує деформацію стояка з композитною арматурою на 64 %.

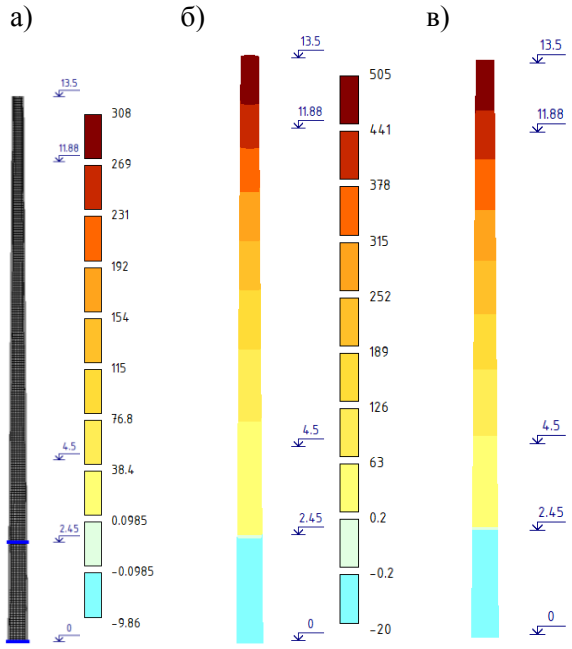

Рис. 4 Скінчено-елемента модель (а) та ізополя деформацій, мм, стояків із бетону, армованих попередньо напруженою сталевою (б) і композитною (в) арматурою, на момент їх руйнування

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 сто-

© Е. Ф. Наджафов, Д. А. Плугін, А. А. Плугін, О. В. Лобяк Creative Commons Attribution 4.0 International

яка 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. Дослідження продовжуються.

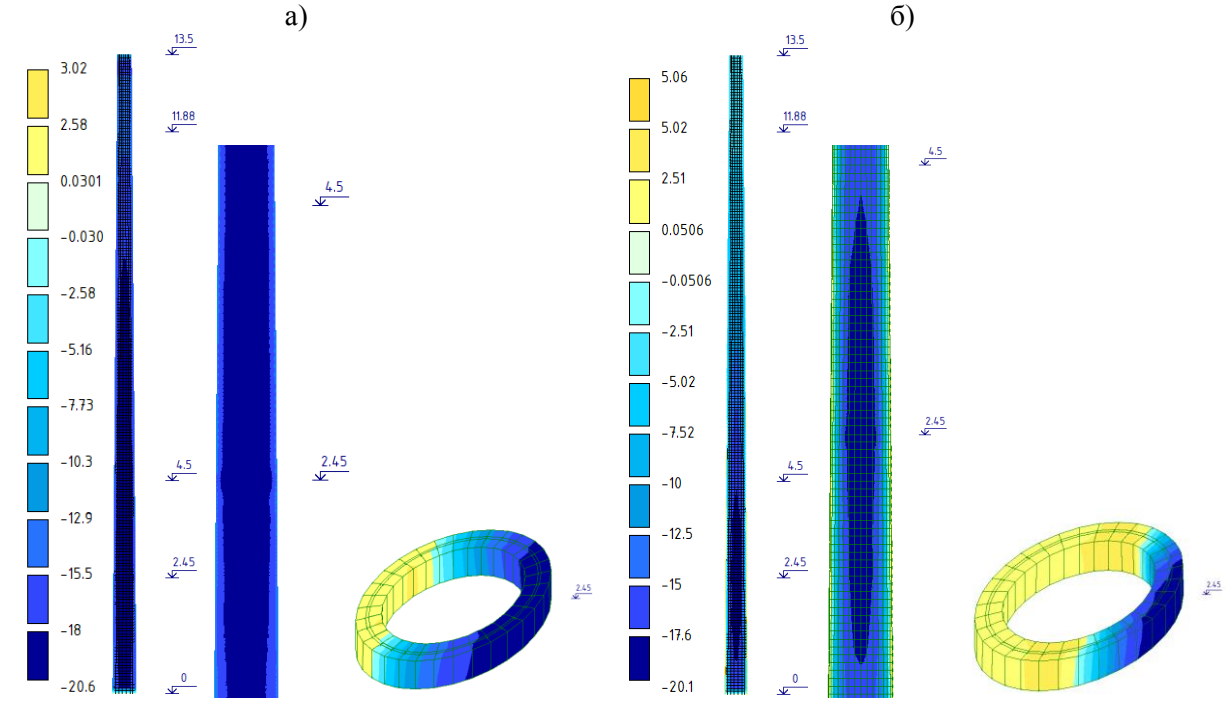

Рис. 5 Ізополя напружень, МПа, в стояках із бетону, армованих попередньо напруженою сталевою (а) та композитною (б) арматурою, на момент їх руйнування

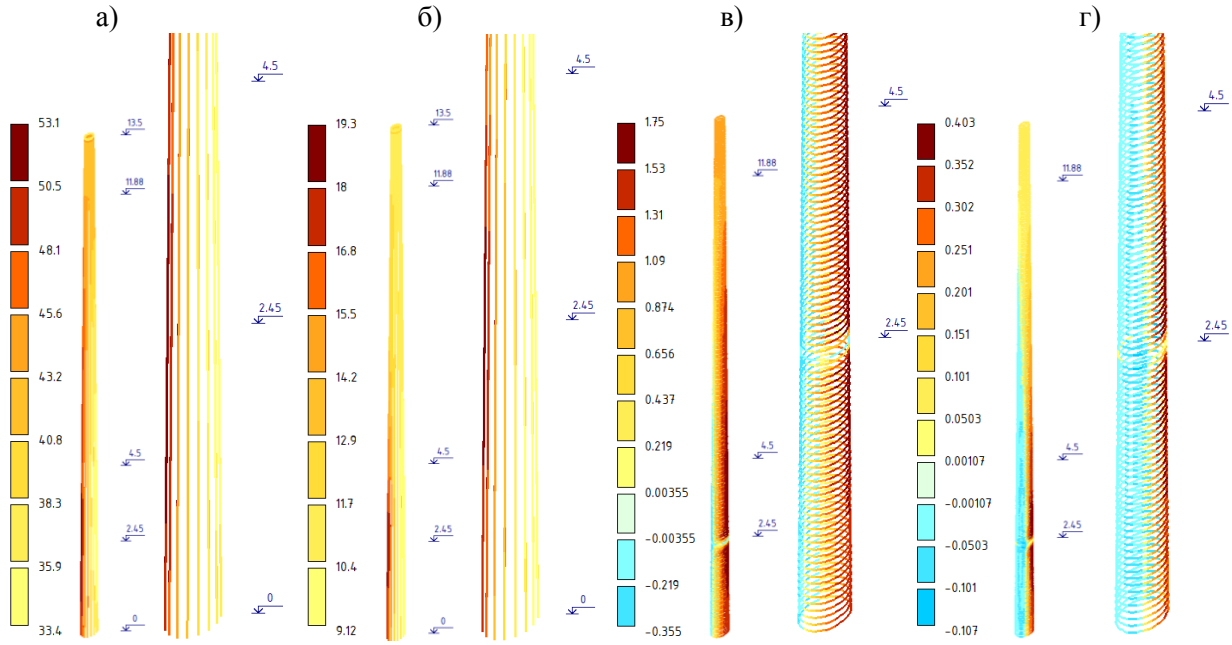

Рис. 6 Ізополя зусиль, кН, у робочій (а, б) і поперечній (в, г) арматурі стояків із бетону, армованих попередньо напруженою сталевою (а, в) та композитною (б, г) арматурою, на момент їх руйнування

Creative Commons Attribution 4.0 International © Е. Ф. Наджафов, Д. А. Плугін, А. А. Плугін, О. В. Лобяк

Таблиця 1

Результати розрахунку напружено-деформованого стану стояків зі сталевою та композитною арматурою

Показник	Од. вимір.	Величина		
		нормативна	фактична на момент руйнування для стояка з арматурою	
			сталевою	композитною
Згинальний момент $M_н$	кН·м	79	82,3	62,8
Коефіцієнт запасу за міцністю			1,04	0,79
Деформація верхівки стояка	мм		308	505
Максимальне стискаюче напруження в бетоні	МПа	29	20,6	20,1
Максимальне розтягувальне напруження в бетоні	«	3,9	3,02	5,06
Зусилля в робочій повздовжній арматурі	кН	32,8/10,6	33,4...53,1	9,12...19,3
Зусилля в спіральній поперечній арматурі	«	3,92/3,81	–0,355...1,75	–0,107...0,403

Наукова новизна та практична значимість

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.

Подяка

Дослідження, результати яких викладені в цій статті, проводились у рамках грантового наукового проєкту UK-Ukraine R&I twinning: "Integrated rail freight optimization in Ukraine: "Railway sleepers, rolling stock and logistics" within the UK-Ukraine R&I twinning grants scheme(“UUKi”)" grants scheme, project 11150 (ДРН 0123U102700, ДОН 0224U031548).

Висновки

Проведено розрахунковий експеримент і виконано аналіз напружено-деформованого стану стояків опор контактної мережі залізниць із бетону, армованого попередньо напруженою сталевою та композитною арматурою. Встановлено, що конструкція залізобетонного стояка забезпечує потрібну несучу здатність – нормативний згинальний момент 79 кН·м, стояка з композитною арматурою за її однакового перерізу та натягу пакету – не забезпечує на 21 % 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. Для випадку неможливості її забезпечення таким шляхом запропоновано конструктивно-технологічне рішення роздільних металевих телескопічних опор, встановлюваних на буронабивні фундаменти із бетону з композитною арматурою за допомогою анкерних болтів.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

Bertolini, L., Carsana, M., & Pedeferri, P. (2013). Corrosion behaviour of steel in concrete in the presence of stray current. *Corrosion Science*, 49, 1056-1068. DOI: https://doi.org/10.1016/j.corsci.2006.05.048

Feldbacher, R., Meißner, M., Roner, M., & Steinert, L. (2016). *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.

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. DOI: https://doi.org/10.1051/matecconf/201823404004

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

Бєлікова, Н. В. (2009). *Несуча здатність залізобетонних опор контактної мережі після ремонту та підсилення.* Дис… к.т.н. 05.23.01. Українська державна академія залізничного транспорту, Харків.

Вайнштейн, А. Л., & Павлов, А. В. (1988). *Коррозионные повреждения опор контактной сети*. Транспорт.

Калюжна, О. В., Шевченко, В. М., & Бєлікова, Н. В.

© Е. Ф. Наджафов, Д. А. Плугін, А. А. Плугін, О. В. Лобяк Creative Commons Attribution 4.0 International

(2014). Аналіз та контроль безвідмовної роботи контактної мережі. *Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту*, 147, 139-142.

Кудрявцев, А. А. (1988). *Несущая способность опор контактной сети*. Транспорт.

Плугін, А. А. (1990). Підвищення якості опор контактної мережі на основі застосування статистичних методів. *Міжвузівський збірник наукових праць, Харківський інститут інженерів залізничного транспорту*, 13, 51-57.

Плугін, А. А. (1994). *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.

E. F. NADZHAFOV [1], D. A. PLUGIN[2], A. A. PLUGIN[3*], O. V. LOBIAK[4]

[1] Building Materials and Structures Department, Ukrainian State University of Railway Transport,
Oboronnyy Val Sq. 7, Kharkiv, Ukraine, 61050, tel. +38 (057) 730 10 63,
e-mail bmcs@kart.edu.ua, ORCID 0000-0002-6143-8183
[2] Building Materials and Structures Department, Ukrainian State University of Railway Transport,
Oboronnyy Val Sq. 7, Kharkiv, Ukraine, 61050, tel. +38 (050) 401 27 92,
e-mail plugin.da@gmail.com, ORCID 0000-0002-4359-4369
[3*] Railway Track and Transport Structures Department, Ukrainian State University of Railway Transport,
Oboronnyy Val Sq. 7, Kharkiv, Ukraine, 61050, tel. +38 (050) 533 68 85,
e-mail aaplugin@gmail.com, ORCID 0000-0002-6941-2076
[4] Building Mechanic and Hydraulic Department, Ukrainian State University of Railway Transport,
Oboronnyy Val Sq. 7, Kharkiv, Ukraine, 61050, tel. +38 (050) 805 90 93,
e-mail lobiak@ukr.net, ORCID 0000-0002-9553-4245

LOAD-BEARING CAPACITY OF THE CONTACT NETWORK POLE OF RAILWAYS MADE OF CONCRETE REINFORCED WITH COMPOSITE REINFORCEMENT

Purpose. During operation on electrified direct current railways, reinforced concrete contact network pole of railways are damaged by electrical corrosion. Therefore, the development of alternative support structures, in particular, concrete with composite reinforcement, and the assessment of their bearing capacity is an urgent task. The purpose of the study is to compare the bearing capacity of conical centrifuged poles of the contact network of railways made of concrete reinforced with steel and composite reinforcement. **Methodology**. The comparison of the load-bearing capacity of the pole of the contact network of railways made of concrete reinforced with composite and steel reinforcement was carried out by means of a calculation experiment with the analysis of the stress-strain state of the risers using the finite element method and the LIRA-SAPR software complex. **Findings.** A finite-element model of poles with steel and composite reinforcement with the same cross-section and prestress was constructed. Their load during the calculation experiment was carried out until destruction, the calculation was performed in a non-linear setting. As a result of the calculated experiment, the isofield of deformations, stresses in concrete, forces in longitudinal and transverse reinforcement was obtained. It has been established that poles with both steel and composite reinforcement are destroyed due to the development of the working reinforcement. In the stretched zone of the pole with steel reinforcement, cracks do not form before failure, the pole with composite reinforcement works with cracks in the stretched zone. In a pole with steel reinforcement, the distribution of stretched and compressed zones along the cross section is uniform, in a pole with composite reinforcement, a wide stretched zone is observed, precisely in which cracks form, and a minimal compressed zone. The design of the reinforced concrete pole provides the necessary load-bearing capacity of the pole - normative bending moment, the pole with composite reinforcement - does not provide it by 21% due to the 5.4 times smaller modulus of elasticity of the composite reinforcement compared to steel. The deformation of the pole with composite reinforcement exceeds the deformation of the pole with steel reinforcement by 64%. Ensuring the required load-bearing capacity is possible by increasing the cross-section of the reinforcement and the tension of its package. **Originality.** For the first time, a finite-element model of a conical ring cross-section of a structure made of concrete reinforced with pre-stressed composite reinforcement and the regularity of the distribution of deformations and stresses during bending was obtained. **Practical value** lies in the creation of an opportunity to design poles of the contact network of railways that are resistant to electrocorrosive influences.

Keywords: concrete; composite reinforcement; pole; bearing capacity; contact network; railway

Creative Commons Attribution 4.0 International © Е. Ф. Наджафов, Д. А. Плугін, А. А. Плугін, О. В. Лобяк

REFERENCES

Bertolini, L., Carsana, M., & Pedeferri, P. (2013). Corrosion behaviour of steel in concrete in the presence of stray current. *Corrosion Science*, 49, 1056-1068. DOI: https://doi.org/10.1016/j.corsci.2006.05.048 (in English)

Feldbacher, R., Meißner, M., Roner, M., & Steinert, L. (2016). *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. (in English)

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. DOI: https://doi.org/10.1051/matecconf/201823404004 (in English)

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

Bielikova, N. V. (2009). Nesucha zdatnist zalizobetonnykh opor kontaktnoi merezhi pislia remontu ta pidsylennia. Dys… k.t.n. 05.23.01. Ukrainska derzhavna akademiia zaliznychnoho transportu, Kharkiv. (in Ukrainian)

Weinstein, A. L., & Pavlov, A. V. (1988). *Corrosion damage to overhead contact line supports*. Transport. (in Russian)

Kaliuzhna, O. V., Shevchenko, V. M., & Bielikova, N. V. (2014). Analiz ta kontrol bezvidmovnoi roboty kontaktnoi merezhi. *Zbirnyk naukovykh prats Ukrainskoho derzhavnoho universytetu zaliznychnoho transportu*, 147, 139-142. (in Ukrainian)

Kudryavtsev, A. A. (1988). Load-bearing capacity of overhead contact network supports. Transport. (in Russian)

Pluhin, A. A. (1990). Pidvyshchennia yakosti opor kontaktnoi merezhi na osnovi zastosuvannia statystychnykh meto-div. *Mizhvuzivskyi zbirnyk naukovykh prats, Kharkivskyi instytut inzheneriv zaliznychnoho transportu*, 13, 51-57. (in Ukrainian)

Pluhin, A. A. (1994). *Udoskonalennia skladu ta struktury betonu z urakhuvanniam elektropoverkhnevykh vlastyvostei yoho skladovykh dlia pidvyshchennia mitsnosti ta stiikosti vyrobiv kiltsevoho pererizu*. Dys… k.t.n. 05.23.05. Kharkivskyi inzhenerno-budivelnyi instytut. (in Ukrainian)

Надійшла до редколегії 07.10.2024.
Прийнята до друку 28.10.2024.

© Е. Ф. Наджафов, Д. А. Плугін, А. А. Плугін, О. В. Лобяк Creative Commons Attribution 4.0 International