

6. www.rada.gov.ua
УДК 624.073.11

**ОСОБЛИВОСТІ МОДЕЛЮВАННЯ ТА РОЗРАХУНОК
КОНСТРУКЦІЇ УШКОДЖЕНОГО ШЛЯХОПРОВОДУ**

О.В. Лобяк, к.т.н., доцент

Українська державна академія залізничного транспорту, Харків

У залізобетонних конструкціях штучних споруд із ненапруженого залізобетону під час тривалої експлуатації виникають різні дефекти та пошкодження у вигляді тріщин, околів бетону, відшарування захисного шару, корозії арматури, раковин. Існуючі норми й рекомендації [1] в основному розглядають обстеження конструкцій, метою яких є розробка конструкції підсилення. При цьому виявляються ушкодження, оцінюється їхній ступінь і підбирається конструкція або вид ремонту таким чином, щоб несуча здатність була відновлена. Для визначення ступеня небезпечності дефектів за їх впливом на несучу здатність та для розробки технології щодо їх усунення, необхідна комплексна оцінка напружено-деформованого стану конструкції.

Останнім часом у практиці проектування широко застосовуються програмні комплекси, засновані на методі кінцевих елементів, що дозволяють розраховувати конструкції реалізуючи модель нелінійної роботи залізобетону [2,3]. Практично можливий розрахунок ушкодженої конструкції з урахуванням місцевого зниження перетину арматури, порушення зчеплення арматури з бетоном, наявності в бетоні зон з низькою міцністю. Такі розрахунки більш точно визначають несучу здатність ушкоджених конструкцій.

Дана стаття заснована на матеріалах дослідницької роботи із чисельної оцінки фактичного стану ушкодженого рамного шляхопроводу, розташованого на 802 км. діл. Гребінка–Черкаси Південної залізниці (рис. 1). Під шляхопроводом розташована двоколійна ділянка Гребінка – Полтава – Лозова зі швидкісним рухом. По шляхопроводу звертаються поїзди з локомотивами 2ТЭ-10, 2ТЭ-116. Швидкість руху – 40 км/год.

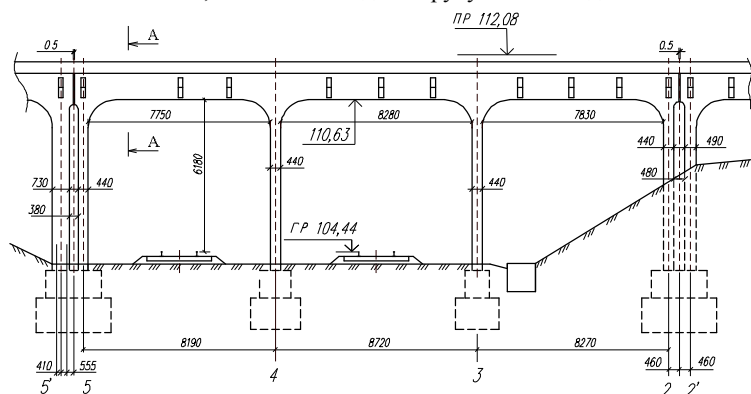


Рис. 1. Фрагмент фасаду шляхопроводу.

Шляхопровід монолітний, рамний, 8-ми прогоновий (повний отвір – 52 м), зведений в 1912 р по розрахункових нормах 1907 р. Прогонові будови розташовані щодо опор під кутом 45°. Опори складаються з трьох стійок, прогонові будови – із чотирьох балок кожна, з'єднання балок і стійок підсилено вутами. Аналіз напружено-деформованого стану виконувався для центральної частини шляхопроводу (прогони 2-3; 3-4; 4-5), відділеної від інших частин деформаційними швами. Баластне корито виконане із збірних залізобетонних блоків, змонтованих по верху прогонових будов без анкерівки (рис. 2). Верхня будова колії ланкова, на залізобетонних спецпалах, укладається на баласт (0.3 м).

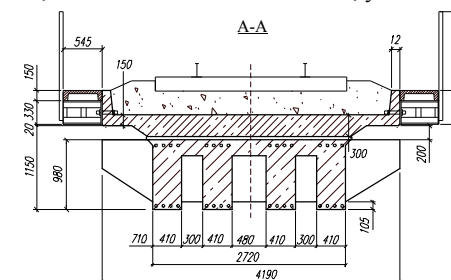


Рис. 2. Поперечний переріз прогонової будови.

При натурному обстеженні несучих конструкцій встановлено, що, крім іншого, значні ушкодження одержали балки прогонових будов й вуті. Було виявлене зменшення висоти балок внаслідок корозії бетону й місцевого відколювання захисного шару. Вилугування вапна місцями досягає 32%, що свідчить про втрати міцності бетону на 40%. При цьому, зниження площі поздовжніх арматур місцями досягає 15%, а ознакою останньої стадії карбонізації є поява тріщин в балках уздовж арматурних стержнів (рис. 3,а). Також виявлено ушкодження опор у вутах (рис. 3,б), що супроводжується відколами бетону й корозією арматур. Характеристики міцності бетону визначалися неруйнівними методами для опор і балок прогонових будов у тому числі в ушкоджених зонах.



а)

б)

Рис. 3. Коррозія арматур балок (а) та відколи бетону у вутах (б).

Розрахункова модель шляхопроводу (див. рис. 4) виконана у програмному комплексі «Ліра 9.4» [4] і представлена у вигляді сукупності фізично нелінійних, ізопараметричних, об'ємних кінцевих елементів (КЕ). При цьому, жорсткостні характеристики КЕ складені з урахуванням нелінійних діаграм деформування бетону й сталі, а насиченість арматурою задавалося осьовими відсотками армування.

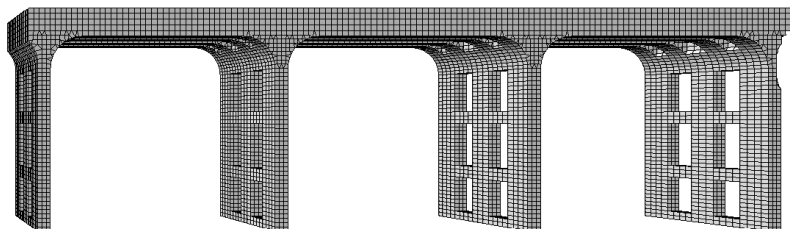


Рис. 4. Скінченноелементна модель конструкції шляхопроводу

Відомо, що робота бетону у фізично нелінійних задачах описується нелінійним законом деформування, а арматури – діаграмою з фізичною площадкою текучості. Однак, можливість використання повних діаграм деформування у ПК «Ліра» не реалізована – виключена можливість застосування спадної вітки деформування бетону й фізичної площадки текучості сталі. Також не реалізована можливість прямого впливу на характеристики елементів, що мають первісні uszkodження. Моделювання нелінійної роботи бетону в ПК «Ліра» можливо тільки за допомогою експонентних залежностей, використання яких досить добре визначає роботу неушкоджених матеріалів на першому відрізку повних діаграм деформування. У зв'язку із цим, для формування більш точної розрахункової моделі з урахуванням первісних uszkodжень було реалізоване наступне:

- для КЕ на uszkodжених ділянках виконувалося зниження класу бетону відповідно до результатів даних неруйнуючого контролю міцності (прийняті в розрахунок діаграми показані на рис. 5), а робота бетону на розтягання на відповідних ділянках не враховувалася;

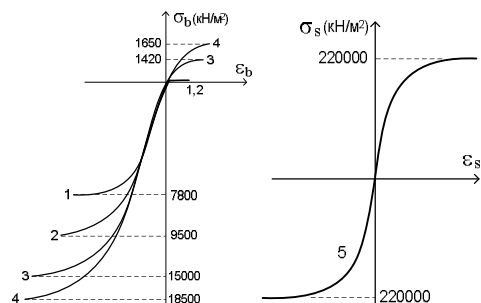


Рис. 5. Діаграми деформування матеріалів

(1- бетон для uszkodженої області вут; 2 – бетон ригелів в uszkodженій зоні; 3 – бетон для стійок; 4 – бетон для ригелів).

- тріщини, що мають значне розкриття, моделювалися шляхом розриву вузлових зв'язків між кінцевими елементами, розташованими уздовж берега відповідної тріщини;
- у зонах з відколами бетону виконувалося відділення відповідної групи КЕ;
- облік фактичної корозії арматури виконувалося шляхом зменшення розрахункової площі її поперечного переріза.

Розрахункове навантаження приймалося як сума еквівалентного навантаження від тепловоза 2ТЭ116 (2.794 т/м²) і власної ваги елементів конструкції шляхопроводу й верхньої будови колії. Розрахунок виконувався кроковим методом, на кожному етапі навантаження збільшувалося на 10% від свого повного значення. Результати розрахунку наведені на рис. 6, 7 у вигляді ізополей стискаючих і згинальних напружень (МПа). Адекватність розрахунку перевірялася за результатами натурного експерименту.

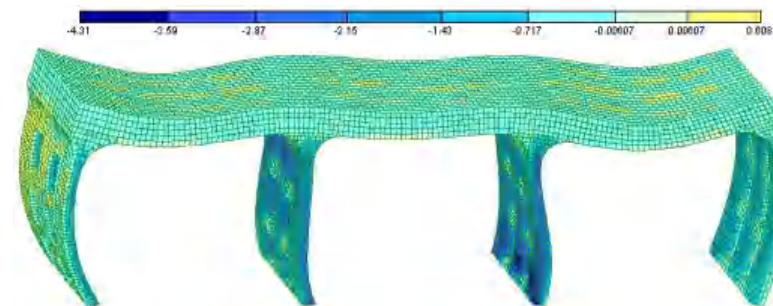


Рис. 6. Ізополі стискаючих напруг на деформованій схемі (МПа).

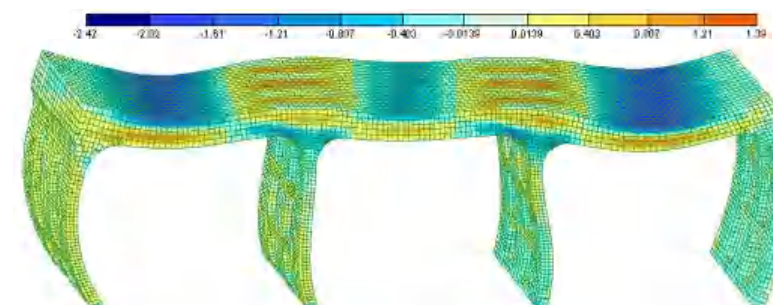


Рис. 7. Ізополі згинальних напруг на деформованій схемі (МПа).

З перших етапів навантаження конструкція працює нелінійно за рахунок виключення із роботи розтягнутих елементів, що моделюють uszkodжені ділянки бетону (розтягнута зона балок і окремі ділянки вутів). При цьому

прогини нелінійно зростають, конструкція міняє свою розрахункову схему, пристосовуючись до збільшеного навантаження (конструкція знаходить додаткові резерви за рахунок гарної роботи бетону на стиск). Максимальні значення переміщень виникають у прольоті 3-2 і досягають 2.2 мм.

Максимальних значень стискаючі напруги досягають у проміжних опорах. На відміну від крайніх, ці опори переважно працюють на стиск у діапазоні напруг від 0.85 до 4.3 МПа. У вутах цих опор стискаючі напруги не перевищують 1.65 МПа. Згинальні напруги досягають свого максимального значення 1.28 МПа головним чином у розтягнутих зонах крайніх прольотів. У верхніх волокнах над проміжними опорами ці напруги не перевищують 1.39 МПа. Необхідно відзначити, що вути крайніх опор також переважно працюють на згин з розтягнутими волокнами в тих областях, де виявлені під час обстеження відколи бетону. Значення цих напруг не перевищують 0.31 МПа, із чого можна припустити, що руйнування вутів можливо за рахунок корозійних процесів і гальмових сил.

На підставі адекватності розрахункової схеми на наступному етапі завантаження виконувалося розрахунковими навантаженнями (приймалося як сума еквівалентного навантаження (з урахуванням динаміки) 13.92 т/м або 5.12 т/м² і власної ваги елементів конструкції шляхопроводу й верхньої будови колії (10.8 т/м або 3.98 т/м²)). Гальмові сили (22.56 т) приймалися на рівні 10% від рівня нормативного тимчасового завантаження. Результати розрахунку наведені на рис. 8, 9 у вигляді ізополей стискаючих і згинальних напружень (МПа).

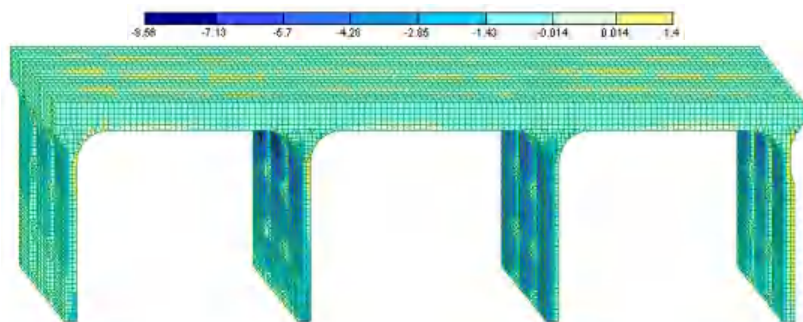


Рис. 8. Ізополя стискаючих напруг (МПа).

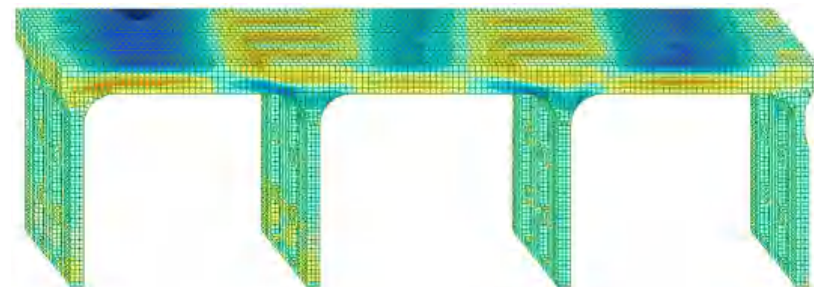


Рис. 9. Ізополя згинальних напруг (МПа).

Максимальних значень стискаючі напруги досягають у проміжних опорах (від 0.9 до 6.6 МПа). У вутах цих опор стискаючі напруги досягають 6.67 МПа. Згинальні напруги досягають свого максимального значення 1.54 МПа головним чином у розтягнутих зонах прогонових будов над проміжними опорами. В прольоті прогонових будов в розтягнутих зонах напруги не перевищують 1.34 МПа.

У розтягнутій зоні вутів на полях згинальних і стискаючих напруг одночасно виникають напруги, що розтягують, з максимальними значеннями відповідно 1.34 МПа й 1.4 МПа. У результаті, на полях головних напруг (див. рис. 10), отриманих по теорії найбільших нормальних напружень, у цих зонах напруги, що розтягують, досягають 1.48 МПа, що неодмінно супроводжується розвитком тріщин. Таким чином, руйнування вутів в розтягнутої зоні крайніх опор відбувається по головних напругах за рахунок гальмових сил. В цьому ж перетині в стиснутої зоні навпаки – розвиваються максимальні стискаючі напруги, у діапазоні 4.5 – 6.6 МПа.



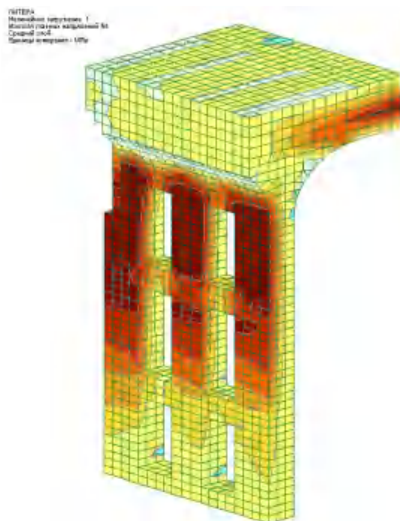


Рис. 10. Ізополя головних напруг опорного вузла (МПа).

Максимальні значення переміщень виникають у правому прольоті (3-2) і досягають 3.33 мм. У середньому прольоті (4-3) переміщення не перевищують 1.5 мм, а в левому (5-4) - 2.8 мм. Горизонтальні повздовжні деформації досягають 8 мм.

Виконані розрахунки дозволяють зазначити наступне:

1. Оцінюючи напружений стан шляхопроводу в цілому можна припустити, що із тріщинами бетон може працювати в розтягнутих зонах прогонових будов (над опорами та в середині прольотів). Напруги в цих зонах досягають розрахункового опору. В області вутів за рахунок гальмових сил створюються умови для виникнення концентраторів напруг і, як наслідок, - руйнування бетону та низька тріщиностійкість.

2. Результати розрахунку свідчать, що мають місце передумови для продовження руйнівних процесів. Наявні дефекти, такі як ушкодження у вигляді силових тріщин з відколами бетону у вузлах сполучення балок і стійок, у стійках, а також відшарувань захисного шару з оголенням арматур і корозії арматур у балках і стійках, свідчать про необхідність виробництва робіт по капітальному ремонту.

3. Виконані розрахунки дозволили призначити заходи щодо відновлення несучої здатності шляхопроводу, а також розробити й впровадити конструкцію локального підсилення ушкоджених ділянок.

ВИКОРИСТАНА ЛІТЕРАТУРА

1. Борщов В.І., Солдатов К.І., Тарасенко В.П. та ін. Правила визначення вантажопідйомності балкових залізобетонних прогонових будов залізничних мостів. – Д.: Вид-во Дніпропетр. нац. ун-ту залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна, 2003. – 404 с.
2. Городецкий А.С., Евзеров И.Д. Компьютерные модели конструкций. – К.: Факт, 2005. – 344 с.
3. Верюжский Ю.В., Колчунов В.И., Барабаш М.С., Гензерский Ю.В. Компьютерные технологии проектирования железобетонных конструкций. – К.: НАУ, 2006. – 808 с.
4. Городецкий А.С., Евзеров И.Д., Стрелец-Стрелецкий Е.Б. и др. Метод конечных элементов: теория и численная реализация. Программный комплекс ЛИРА-Windows. – К.: Факт, 1997.-С.137.

УДК 539.3

ДО ПИТАННЯ ПРО МІНІМІЗАЦІЮ КОНЦЕНТРАЦІЇ НАПРУЖЕНЬ В ОКОЛІ ОТВОРІВ РІЗНОЇ КОНФІГУРАЦІЇ ПРИ ПІДКРІПЛЕННІ ПЛАСТИНЧАТИХ КОНСТРУКЦІЙ

Й.Й. Лучко¹, д.т.н., Є.Г. Іваник², к.ф.-м.н., В.А. Ливдар³,

¹ - ДерждорНДІ, м. Київ,

² - Львівський національний аграрний університет

³ - Ужгородський національний університет

Постановка проблеми. Підвищення напруженості деталей сучасного машинобудування і промислового призначення та намагання зменшити їх вагу, застосування матеріалів з новими конструктивними характеристиками, що суттєво впливають на їх властивості, вимагає удосконалення методів їх розрахунку. Широкого застосування набувають пластинчаті конструкції, що мають підкріплення у вигляді тонких стержнів, вкладишів, накладок і шайб. Складаючи незначну частину загальної ваги конструкції, підкріплюючі елементи виявляють суттєвий вплив на її міцність, стійкість і жорсткість. У більшості випадків вони використовуються для усунення концентрації напружень з метою підвищення працездатності розрахункової системи.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Роботи з даного напрямку були започатковані ще з 20-30-х років минулого сторіччя і пов'язані з іменами М.І. Мухелішвілі [1], С.П. Тимошенко [2], Г.Н. Вайнберга [3] та інш. Фундаментальні дослідження в рамках класичної теорії знайшли своє відображення в роботах Г.М. Савіна [4], О.М. Гузя [5], М.П. Шереметьєва [6]. Дуже важливим моментом при виборі раціонального підкріплення є підхід, заснований на відшуканні найбільш вигідної форми поперечного сечення елемента [7,8]. Актуальною є проблема підвищення ефективності тонких підкріплюючих елементів шляхом створення в них попередніх деформацій, які оптимальним чином знижують концентрацію напружень, що обумовлена наявністю отвору.

Постановка завдання. Розглянемо методику розрахунку ізотропної