

– в розтягнутих трубозалізобетонних елементах, армованих різними за класом сталлями в поєднанні з високоміцною з м'якою сталлю труби (Ст-3), завдяки підвищенню розрахункового опору сталі труби до межі текучості і надалі за рахунок явища самозміцнення можна одержати підвищення несучої здатності, тобто досягнути економії сталі;

– підвищення несучої здатності трубозалізобетонних елементів залежить від співвідношення площ поперечних перерізів, застосованих класів сталей та їх розрахункових опорів;

– зростання стискаючих попередніх деформацій сталі труби при розтягу трубозалізобетонних елементів і особливості роботи бетону в обоймі сталеві труби позитивно впливають на збільшення деформацій розтягу бетону, яка для дослідних зразків у декілька разів більша за деформації розтягу бетону у звичайних умовах;

– робота бетону в обоймі сталеві труби чинить великий вплив на зменшення величини втрат попереднього напруження в стрижні-арматури внаслідок пружного обтиску, усадження та повзучості бетону. При цьому в попередньо напружених трубозалізобетонних елементах бетон в обоймі при передачі зусилля натягу на бетон-трубу здатний сприйняти більші зусилля при менших втратах попереднього напруження порівняно із сталевими чи залізобетонними, а це значить, що поперечний переріз попереднього напружених елементів буде менший і більш економічний.

1. Передерий Г.П. Трубчатая арматура. – М., 1945. 2. Скворцов Н.Ф. Применение сталетрубобетона в мостостроении. – М., 1955. 3. Andre U. Verbundträger mit betongefüllten. Stahlrohren. – Acier – Stahl – Steel, 1961. – 26. – S. 174. 4. Стороженко Л.И., Семко А.В., Ефименко В.И. Сталезалізобетонные конструкции. – К., 1997. – 157 с. 5. Клименко К. Несуча здатність розтягнутих трубозалізобетонних елементів із звичайною і попередньо напруженою арматурою // Вісн. Львів. державного аграрного університету. – 2001. – № 2. – С. 75–85.

УДК 697.327

М.Д. Климуш, В.Г. Кваша*, І.В. Мельник*
Корпорація “Укравтодор”

* Національний університет “Львівська політехніка”, кафедра БКМ

ВИПРОБУВАННЯ Й ОЦІНКА ЕФЕКТИВНОСТІ ПІДСИЛЕННЯ МОСТОВИХ БАЛОК ЗА ТП ВИП.56 НАКЛЕЮВАННЯМ КОМПОЗИТНИХ МАТЕРІАЛІВ

© Климуш М.Д., Кваша В.Г., Мельник І.В., 2002

Подано методику і результати випробувань натурних мостових балок довжиною 14 м, підсилених синтетичними матеріалами. Показано ефективність підсилення для збільшення надійності і довговічності.

Формулювання завдання. Мета і завдання досліджень

Збірні залізобетонні прогонові будови, зібрані з Т-подібних балок, армованих багаторядовою зварною арматурою, масово застосовували в мостах малих і середніх прогонів з початку 50-х років після розробки ПІ “Союздорпроект” типового проекту вип. 56 (діафрагмові прогонові

будови), а пізніше, на початку 60-х років, доповнення до нього вип. 56д (бездіафрагмові прогонові будови). Основною конструктивною особливістю балок за ТП вип. 56 і 56д запропонований ще в 1940 р. І.О. Матаровим [1] тип їх армування плоскими зварними каркасами з розташуванням поздовжньої робочої арматури в 4–6 рядів без зазорів між ними. За довжиною каркасу через певні проміжки стрижні арматури об'єднували між собою зварними швами. Таким чином, разом з відгинами створювались досить жорсткі зварні каркаси, подібні до пруткових ферм.

Мости з прогоновими будовами такого типу у великій кількості експлуатуються у мережі державних і місцевих доріг. За наявними даними більшість з них має недостатній габарит проїзної частини і серйозні дефекти, що виникають в процесі експлуатації і знижують їх довговічність, а також обмежують вантажопідйомність.

Тому виникають серйозні проблеми подальшої експлуатації значної кількості прогонових будов, складених з балок зазначених типів. Сьогодні часто навіть при незначних ознаках незадовільного стану в проектах їх реконструкції передбачають повну перебудову існуючих прогонових будов із заміною старих балок.

Однак через відсутність необхідних коштів ці мости масово не можуть бути перебудовані в найближчі 10–20 років і будуть експлуатуватися при зростаючій інтенсивності руху і вазі транспортних засобів. Тому ефективне розв'язування проблеми вбачається не в їх перебудові, а у відновленні експлуатаційних показників відповідно до діючих нормативів шляхом ремонту, підсилення та розширення на підставі об'єктивної оцінки їх експлуатаційного стану і остаточного ресурсу.

У світовій практиці розроблені і широко застосовуються прості, ефективні і надійні методи підсилення мостових балок наклеюванням в зонах максимальних згинальних моментів і поперечних сил стрічки або полотен з синтетичних матеріалів. Серед них до найбільш перспективних відносять композитні матеріали на основі вуглецевих волокон відомої європейської фірми “Sika”: високоміцні стрічки CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polimers) і полотно Wtap [3–15].

Проведені експериментальні дослідження [6, 13, 14] підтвердили при дотриманні певних вимог до заанкерування широкі можливості застосування стрічки CFRP для підсилення залізобетонних елементів різного призначення, в тому числі і мостових балок.

Вперше наклеювання стрічки CFRP застосовано при підсиленні залізобетонних балок прогонової будови моста поблизу м. Люцерн (Швейцарія) [5]. З того часу її застосовують для підсилення мостів у різних країнах [8, 11, 12, 15]. Цьому сприяють її висока міцність і деформативні характеристики (міцність на розтяг 1400–2900 МПа, модуль пружності $1,5 \cdot 10^5$ – $3 \cdot 10^5$ МПа), корозійна стійкість і довговічність. Слід вважати перспективним її застосування не тільки для підсилення конструкцій, але і для захисту від прогресуючої корозії, особливо елементів мостів, що експлуатуються в умовах постійного багатofакторного впливу навколишнього середовища.

Істотною перевагою технології “Sika” є простота виконання підсилення. Стрічка в 5 разів легша від металу, тому для її наклеювання не потрібне спеціальне обладнання, крім простих пристосувань для нанесення клею і притискання до поверхні бетону. Стрічку постачають в рулонах, тому її транспортування й складування є простим і не займає великих площ. Перед застосуванням вона не потребує додаткової обробки, крім розрізання звичайною пилюкою для різання металу на відрізки необхідної довжини. Процес наклеювання займає лише десятки хвилин. Низька трудомісткість і короткі терміни виконання роблять цю систему підсилення конкурентоспроможною стосовно інших систем.

До недоліків стрічки CFRP і полотна Wrap належать відсутність пластики при деформуванні, чутливість до нерівностей поверхні, а також порівняно велика вартість. Вплив перших двох недоліків зменшують при проектуванні та ретельною підготовкою поверхонь для наклеювання. Що стосується високої вартості, то, беручи до уваги малу вагу стрічки (порівняно з металом) і практично нульові затрати при експлуатації підсиленних конструкцій і їх довговічність, підсилення композитними матеріалами “Sika” за вартістю є зіставими з іншими альтернативними системами.

Проведений аналіз технології “Sika” стосовно прогонових будов за ТП вип. 56 і 56д показує, що ця система підсилення може знайти широке застосування в Україні, переважно за умов виконання робіт, а також через велику кількість об'єктів, які сьогодні потребують модернізації і підсилення.

Однак, зважаючи на конструктивні особливості прогонових будов за ТП вип. 56 і 56д, для виявлення можливостей використання технології “Sika” при модернізації прогонових будов цього типу проведені випробування двох балок, відібраних з розібраного моста після 40 років експлуатації. Одну балку випробовували без підсилення, другу – підсилену за технологією “Sika”. Це дало можливість прямим зіставленням результатів випробувань виявити ефективність цієї системи для підсилених балок за ТП вип. 56 і 56д. Таким чином, метою проведених випробувань було експериментальне дослідження напружено-деформованого стану, міцності, тріщиностійкості і деформативності непідсиленої і підсиленої натурних мостових балок за ТП вип. 56 після 40-річного періоду їх експлуатації.

Програма випробувань передбачала:

1. Дослідити тріщиноутворення, міцність та деформації бетону і арматури нормальних і похилих перерізів мостової балки до підсилення при експлуатаційних навантаженнях і в граничному стані за міцністю.
2. Вивчити зміну параметрів напружено-деформованого стану, показників тріщиностійкості та міцності після підсилення балки приклеюванням стрічки CFRP та полотна Wrap.
3. Встановити ступінь збільшення несучої здатності і жорсткості балки після її підсилення порівняно з непідсиленою.
4. Дослідити розвиток деформацій бетону, арматури і приклеєної стрічки, а також прогинів непідсиленої і підсиленої балки при різній інтенсивності і схемах навантаження.
5. Дослідити деформативність і міцність клейового з'єднання на зсування і відривання, а також його роботу вздовж балки.
6. Встановити ефективність додаткового механічного заанкерування поздовжніх стрічок оперізуванням їх на приопорних ділянках наклеєним на бокові поверхні балки полотном

Конструкція дослідних балок. Фізико-механічні характеристики матеріалів.

Методика вштробувань

Конструкція непідсиленої балки (Б-1) і підсиленої (БП-1) показана на рис. 1. Непідсиленна балка за геометричними розмірами і армуванням повністю відповідає робочим кресленням ТП вип. 56. Вона розрахована за нормами періоду її проектування на тимчасові рухомі навантаження Н-13 і НГ-60. Підсиленна балка за конструкцією є аналогом непідсиленої. Для її підсилення використані наклеєні на нижню і бокові поверхні розтягнутої зони стрічки CFRP розмірами перерізу 120×1,4 мм (тип М 1214). На бокові поверхні наклеєно по одній стрічці, доведеній до опори, на нижню грань – дві стрічки, з яких верхня доведена до опори, а нижня обірвана в прогоні на відстані 195 см від опори (рис. 1, б). Ребро балки на приопорній ділянці

на дію поперечної сили підсилене наклеюванням двох шарів полотна Wrapp з розташуванням робочих волокон в двох взаємно перпендикулярних напрямках. Причому другий шар полотна оперізував нижню грань балки з попередньо наклеєними стрічками, що дало можливість додаткового механічного заанкерування стрічок на приопорних ділянках балки і уникнути передчасного руйнування підсиленої балки від відриву стрічок разом з захисним шаром бетону, як це було отримано в дослідях [13, 14], в яких подібний спосіб заанкерування стрічки не передбачали.

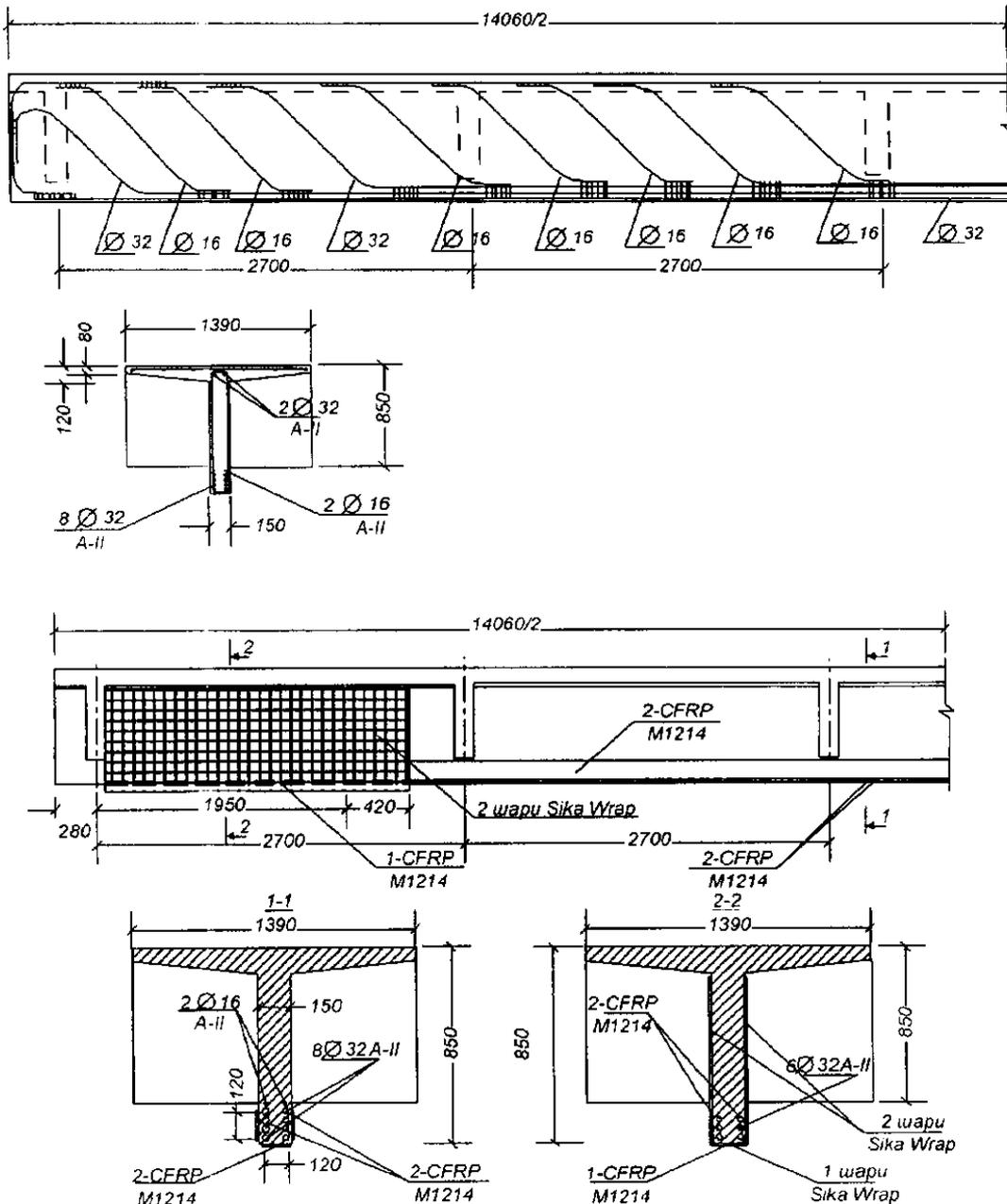


Рис. 1. Конструкція балок (а) та їх підсилення (б)

Перед наклеюванням стрічок перевіряли міцність бетону на відрив за методом pull-of. Для підсиленої балки вона становила 2,31 МПа, що більше мінімальної за вимогами технології “Sika” 1–5 МПа. Крім того, в зоні наклеювання стрічок і полотен проведена підготовка і

репрофіляція поверхонь балки відповідно до вимог технології наклеювання, яке проводили під керівництвом інструктора фірми “Sika”. Стрічки і полотна наклеювали двокомпонентним клеєм Sikadur-30 з дотриманням вимог щодо його полімеризації.

Міцність бетону дослідних балок, визначена неруйнівним методом, становила для балки Б-1-22 – 3 МПа, для балки БП-1-28 – 9 МПа, тобто була близькою до проектної марки 250. Фізико-механічні характеристики арматури приймали за ГОСТ 5784-53, який діяв у період виготовлення балок (межа текучості – $\delta_y = 350$ МПа, модуль пружності – $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа).

Обидві балки випробовували за однаковими схемами навантаження. На першому етапі випробувань одну зосереджену силу послідовно прикладали в перерізах балок уздовж прогону над кожною поперечною діафрагмою, її величину приймали в межах 80–85 % від руйнівної, що відповідало мінімальному розкриттю тріщини 0,3–0,4 мм. На другому етапі балки доводили до руйнування двома зосередженими силами, прикладеними симетрично над двома середніми діафрагмами.

Випробування проводили на силовому стенді в закритому приміщенні. Навантаження створювали гідроелічними домкратами в комплекті з ручними насосними станціями етапами, що дорівнюють 0,1–0,15 від передбачуваного руйнівного навантаження.

При випробуваннях в нормальних перерізах уздовж балки над кожною діафрагмою і в похилих перерізах на передопорних ділянках довжиною до першої прогонової діафрагми вимірювали деформації бетону, арматури і стрічки. Для цього використовували стаціонарно встановлені мікроіндикатори з ціною поділки 0,001 мм на базі вимірювань 220–250 мм. Прилади на поверхнях і арматурі кріпили за допомогою тримачів, приклеєних до бетону або приварених до арматури, крім того, в підсиленій балці на її приопорній ділянці вимірювали деформації зсування стрічки відносно бетону балки, що дало можливість оцінити умови її заанкерування і сумісну роботу розтягнутим бетоном, а також міцність клейового шва.

Основні результати випробування балок Б-1 і БП-1

Руйнування непідсиленої балки Б-1 настало від текучості нижнього ряду стрижнів поздовжньої робочої арматури. Воно супроводжувалось розкриттям нормальних тріщин до 0,8–1,4 мм і розвитком їх вгору до полиці балки. Прогин при цьому досяг 48,79 мм, але руйнування стиснутої зони не настало. Тому завантаження продовжували до її руйнування, яке настало при прогині близько 27 см, практично без збільшення навантаження на домкраті, яке становило 190,4 кН. Це відповідає дослідному руйнуючому згинальному моменту 1028,4 кН·м.

Руйнування підсиленої балки також почалось з текучості поздовжньої арматури, яка настала при силі на домкраті 225,0 кН. До цього деформації арматури і стрічки були практично однаковими. Згинальний момент, що відповідав текучості арматури підсиленої балки, становив 1215 кН·м, тобто був на 26,8 % більшим, ніж для непідсиленої. Ця різниця і становить ефект підсилення балки за ознакою текучості поздовжньої арматури. В такому стані прогин балки становив 42,68 мм, а ширина розкриття нормальних тріщин – лише 0,15–0,25 мм. Після настання текучості арматури навантаження балки продовжували до її руйнування, яке настало від почергового відривання спершу нижньої стрічки, обірваної, в прогоні, потім другої нижньої і бокових, доведених до опори. Відривання стрічок супроводжувалося зрізом полотна W_{tar} на усій ділянці зони завантаження стрічок. Воно починалося від зони заанкерування і миттєво розповсюдилося уздовж прогону.

При максимально Досягнутому навантаженні на домкраті 283,4 кН при прогині 15–17 см настало роздавлення стиснутої зони балки. Руйнуючий згинальний момент для підсиленої балки становив 1530,4 кН·м, що на 48,8 % більше ніж для непідсиленої. Максимальна деформація стрічки становила $281 \cdot 10^5$, що відповідає напруженням в стрічці 540,1 МПа, тобто міцність стрічки до руйнування балки використана лише на 30,7 %, що є істотним недоліком їх використання без попереднього напруження.'

Звертає на себе увагу і явно виражений різний характер тріщиноутворення в непідсиленій і підсиленій балках. Тріщиноутворення в непідсиленій балці було звичайним для згинальних залізобетонних елементів. На рівні експлуатаційних навантажень ширина їх розкриття становила 0,3–0,35 мм в ребрі балки і 0,15–0,2 мм – на рівні пакета поздовжньої арматури. З підсиленої балці тріщини утворювались на більш високих ступенях навантаження, а на рівні експлуатаційних їх розкриття було майже в два рази меншим, ніж у непідсиленій. Це є переконливим свідченням переваги підсилення наклеюванням стрічки порівняно з альтернативними способами підсилення металевими елементами.

Варто відмітити ще одну характерну особливість тріщиноутворення в підсиленій балці, поверхня ребра якої з одного боку була відремонтована і пофарбована ремонтною системою Sika Mono Top. Виявилось, що тріщини, з шириною розкриття до 0,3 мм, видимі з невідремонтованої поверхні, були невидимими з боку відремонтованої, тобто застосована ремонтна система герметизує тріщини з розкриттям до 0,3 мм, що забезпечує довговічність відремонтованих балок.

Детальний аналіз деформацій арматури, бетону, стрічок, а також прогинів непідсиленої і підсиленої балок є темою окремої роботи. На цьому етапі аналізу експериментальних даних лише відмітимо, що характер кривих деформацій бетону і арматури за ступенями навантаження для непідсиленої і підсиленої балок практично однаковий. Вони близькі до лінійних, хоча після утворення і розкриття тріщин/мають місце переломи графіків, а також деяка їх кривина, що свідчить про наявність нелінійних деформацій в досліджуваних перерізах.

Деформації стрічки розвиваються майже лінійно до високих рівнів напружень. До текучості арматури її деформації практично збігаються з деформаціями стрічки, що свідчить про їх сумісну роботу і достатню міцність клеєвого шва об'єднання стрічки з бетоном балки.

За висотою, перерізів до навантажень 0,8–0,85 від руйнівних розподіл деформацій між бетоном і арматурою дорівнює гіпотезі плоских перерізів.

Залежність “зусилля-прогин” для обох типів балок близька до лінійної (рис. 2). Нелінійність спостерігається на стадії, близькій до руйнування для непідсиленої балки і після настання текучості арматури в підсиленій. При експлуатаційному рівні навантажень прогини підсиленої балки на 30–35 % менші ніж непідсиленої, що менше ніж збільшення міцності підсиленої балки. Це потрібно було очікувати, оскільки приклеювання стрічок без їх попереднього напруження не приводить до істотного збільшення жорсткості.

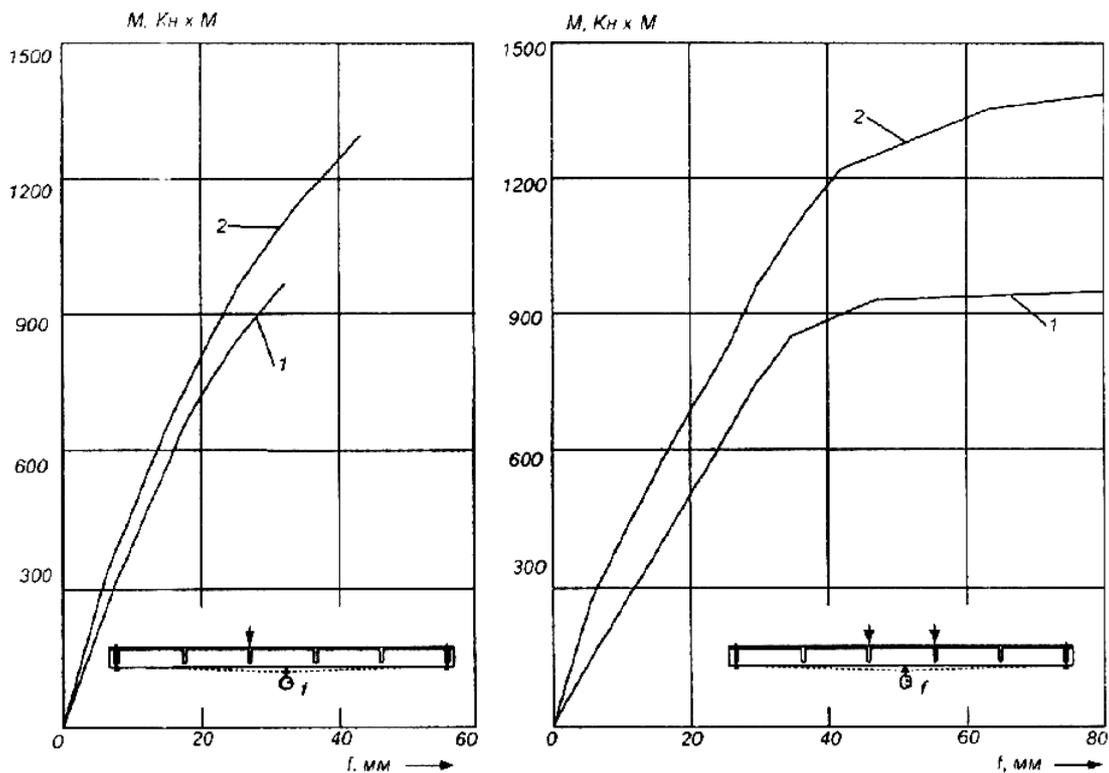


Рис. 2. Графіки прогинів для непідсиленої (1) і підсиленої (2) балок

Висновки

1. Проведені порівняльні випробування непідсиленої і підсиленої мостових балок однакової конструкції дали змогу одержати необхідні експериментальні дані для аналізу ефективності підсилення мостових балок приклеюванням композитних матеріалів за технологією Sika.

2. Прийнята для підсилення кількість приклеєних стрічок збільшила міцність балки до 50 %, що цілком задовольняє практичні потреби підсилення прогонових будов за ТП вип. 56.

3. В підсиленій балці тріщини утворювались на декілька ступенів навантаження пізніше, ніж у непідсиленої, а ширина їх розкриття на рівні експлуатаційних навантажень була майже у два рази меншою. Ремонтне захисне покриття Мопотор повністю герметизує тріщини з розкриттям до 0,3 мм. Це забезпечує довговічність відремонтованих балок.

4. Прогини підсиленої балки були меншими, ніж непідсиленої, але ступінь зменшення прогинів менший від міцності, що є закономірно при наклеюванні стрічок без їх попереднього напруження.

1. Матаров И.В., Смирнова Л.С., Шилина А.П. Сборные железобетонные мосты с многорядной сварной арматурой. – М., 1959. – 186 с. 2. Климпуш М.Д. Проблеми ремонту і реконструкції мостів на дорогах загального користування України // Будівельні конструкції (Реконструкція будівель і споруд. Досвід і проблеми): Міжвідомчий наук. техн. зб. – 2001. – Вип. 54. – С. 39–43. 3. Международные симпозиумы федерации по предварительно напряженному железобетону // Бетон и железобетон. – 1995. – № 1. 4. Meier U., Denring M. The application of fiber composites in bridge repair // Strasse und Verkehr. – 1991. – N 9. 5. Meier U. Carbon Fiber – Reinforced Polymers: Modern Materials in Bridge Engineering // Structural Engineering International. – 1992. – N 1. 6. Denring M. Verstärken von Stahlbeton mit gespannt Faserverbu-

werkkoffen. – EMPA Bericht. – Dubendorf. 1993. – N 224. 7. Denring M. CFRP laminatec in the construction indastri. Sprengthenering of concrete structures // Schweiren Ingenieur und Architekt. – 1994. – N 26. 8. Seible F. Structural Rehabilitation with Advaned Composites / report of the IABSE Symposium “Extending the Lifespan of Structures”. – San Francisco, 1995. 9. Piekarczyk L. Nowoczesne technologie I materially Firmy Sika do budowy I renowacj I inzynierskich obiektow awtostradowych // Inzynieria I Budawctwo. – 1996. – N 3. 10. A. Robust apporoach // Bridge Desigh and Engineering. – November 1996. 11. Carbon bond for UK bridge. Civil Engiheer International. – March 1997. 12. Siwowski T. Wzmocnienie mostu zelletowego za pomoca tasm Kompozytowych z Wloknami Wenglowymi (CFRP) / III ogolnopolska konferencija mostowcow // Konstrukcja I wyposazenie mostow. – Wisla, 1997. – S. 383–392. 13. Kaminska M.E., Kotynia R. Badania zelbetowych belek z tasmami CFRP, przyklejanymi na ich powerchniach // XVI Konferencja Naukowo-Technichna “Beton I Prefabrykacja”. – Jadwisin, 1998. S. 479–484. 14. Kaminska M.E., Kotynia R. Stan graniczni nosnosci na zginanie zelbbetovich belek, wzmoekionych tasmami CFRP // XLIV Konferencja Naukowa KIL I W PAN I KNPZITB “Problemy Naukowo Badawzce Budownictwa”. Tom IV: Konstrukcje betonowe. – Krunica, 1998. S. 95–102. 15. Radonski W., Trochimiak W. Przyklady zastosowan materialow compozytowych do budowy I modernizacjii mostow // Konferencja Naukowo-Technichna “Mosty zespolone”. – Krakow, 1998. –S. 291–301. 16. Кваша В.Г., Мельник І. В., Климпуш М.Д., Шевчик О. Міцність і деформативність залізобетонних мостових балок, підсилених неметалевою арматурою СРКР // VI Міжнар. наук. конф. “Актуальні проблеми будівництва та інженерії довкілля”. – Львів, 2001. – С. 223–230. 17. Кваша В.Г., Мельник І.В., Климпуш М.Д. Експериментальне дослідження залізо-бетонної мостової балки за ТП вип. 56, підсиленої композитною стрічкою з вуглецевих волокон GFRP // Автомобільні дороги і дорожнє будівництво. – 2001. – Вип. 62. – С. 267–271.

УДК 624.21

П.М. Коваль, А.Є. Фаль, І.П. Баб’як

Національний університет “Львівська політехніка”, кафедра БКМ

ВПЛИВ ПЛИТИ ПРОЇЗНОЇ ЧАСТИНИ НА СТАН АВТОДОРОЖНІХ МОСТІВ

© Коваль П.М., Фаль А.Є., Баб’як І.П., 2002

Описано конструкції прогонових будов балкових залізобетонних мостів. Проаналізовано стан монолітних та збірних прогонових будов мостів. Наведено результати дослідження бетону для плит проїзної частини з використанням методу акустичної емісії.

Найбільш поширеним типом автодорожніх мостів малих і середніх прогонів в Україні є споруди із залізобетонними балковими розрізними прогоновими будовами.

Перехід на будівництво автодорожніх мостів із збірного залізобетону було здійснено в Україні у 60-х роках ХХ ст. Залежно від величини прогонів прогонових будов переважно застосовують до 18 м включно – плитні, у тому числі пустотні конструкції; від 12 до 42 м – плитно-ребристі і коробчасті конструкції постійної висоти [1].