

П. М. КОВАЛЬ (Національна академія образотворчого мистецтва і архітектури, Київ),
А. Є. ФАЛЬ, П. М. СТАШУК (ДерждорНДІ ім. М. П. Шульгіна, Київ),
Я. І. КОВАЛЬЧИК (НТУ, Київ)

ДОСЛІДЖЕННЯ МОНОЛІТНОЇ ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНОЇ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ АВТОДОРОЖНЬОЇ ЕСТАКАДИ

Розглядаються результати обстеження і випробувань автодорожньої естакади в місті Києві із попередньо напруженого монолітного залізобетону. Аналіз отриманих результатів показав, що параметри відповідають вимогам діючих стандартів по проектуванню мостів.

Ключові слова: міст, естакада, попередньо напружуваний залізобетон, МСЕ, Ліра

Рассматриваются результаты обследования и испытаний автодорожной эстакады из предварительно напряженного монолитного железобетона в городе Киеве. Анализ полученных результатов показал, что параметры соответствуют требованиям действующих стандартов по проектированию мостов.

Ключевые слова: мост, эстакада, предварительно напряженный железобетон, МКЭ, Лира

Results of inspection and testing of monolithic prestressed reinforced concrete road trestle built in Kyiv are considered. The analysis of the gained results has shown that parameters correspond to the requirements of current standards on design of bridges.

Keywords: bridge, overhead road, reinforced concrete, FEM, Lira

Мостобудування в Україні в ХХ столітті розвивалось у рамках єдиного народно-господарського комплексу Радянського Союзу. До 40-х років мости будувались із монолітного залізобетону зі звичайним армуванням. Коли ж почався перехід до попередньо напружених залізобетонних конструкцій у кінці 40-х – на початку 50-х років, в СРСР було взято курс на індустріалізацію будівництва. В мостобудуванні, як і в інших сферах будівництва, перейшли на використання збірного залізобетону, оскільки при цьому збільшувалась степінь заводської готовності конструкцій.

Прийняття 19 серпня 1954 року Постанови ЦК КПРС «Про розвиток будівництва збірних залізобетонних конструкцій і деталей для будівництва» директивно вимагало широкого впровадження збірного залізобетону в усіх областях будівництва, в тому числі і в мостобудуванні. Починаючи з 1960 року будівництво монолітних і сталевих-залізобетонних мостів навіть при прогонах більше 40 м дозволялось тільки в окремих випадках. Вважалося, що на монолітні залізобетонні конструкції занадто великі затрати праці та розхід лісоматеріалу на риштування і опалубку, а металопрокат був дефіцитним [1]. Тому монолітні попередньо напружені залізобетонні мости в Україні майже не будувалися.

Роки експлуатації мостів зі збірного залізобетону виявили ряд недоліків таких конструкцій. Велика кількість стиків не забезпечує надійної сумісної роботи окремих елементів, вуз-

ли з'єднань в процесі експлуатації руйнуються, через дефектні стики елементів прогонових будов просочується вода з проїзної частини, яка сприяє корозії бетону і арматури. Бетон пришвидшеного твердіння на багатьох спорудах у важких експлуатаційних умовах не забезпечує необхідної довговічності конструкцій.

За кордоном вже в останні десятиліття ХХ століття суттєво зросли обсяги будівництва мостів зі збірного попередньо напруженого залізобетону [2]. Цьому сприяли впровадження інвентарних опалубок і риштувань багаторазового використання ефективних технологій натягу арматури, використання пластичних бетонів та механізації подачі бетону в опалубку.

Першим кроком до більш широкого використання монолітного бетону і забезпечення підвищення довговічності мостів було введення в нових нормах проектування мостів [3] вимоги влаштування плити проїзної частини мостів тільки із монолітного бетону. Тому з 2006 року на автомобільних дорогах загального користування України прогонові будови мостів можуть влаштовуватись тільки зі збірно-монолітного або монолітного бетону.

Натурні випробування та моніторинг стану мостів, збудованих в останні десятиліття в Україні, які були проведені Державним дорожнім науково-дослідним інститутом ім. М. П. Шульгіна показав, що для забезпечення нормованої довговічності мостів в 100 років [3], на автодорогах з високою інтенсивністю

руху для балочних та рамних прогонових будов із залізобетону з прольотами більше 15 м необхідно використовувати тільки попередньо напружені конструкції. Але на магістральних автодорогах Київ-Чоп, Київ-Харків та інших продовжують будуватись мости із прогоновими будовами з арматурою без попереднього напруження.

Враховуючи, що в Україні досвід спорудження монолітних попередньо напружених нерозрізних мостів значної довжини невеликий, метою даної роботи було дослідження напружено-деформативного стану таких конструкцій, оцінка правильності виконаних розрахунків, конструювання та якості виконання робіт, ви-

значення реальної несної здатності такої споруди – автодорожньої естакади.

Опис естакади по вул. Набережно-Хрещатицькій у м. Києві

Естакада складається з десяти нерозрізних прогонів. Матеріал конструкції – попередньо напружений монолітний залізобетон. Схема естакади комбінована: балочна нерозрізна, опори 6 і 7 об'єднані з прогоновою будовою і утворюють раму для перекриття найбільшого прольоту в 36 м. Схема нерозрізної монолітної прогонової будови $24+30+4 \times 33+36+33+30+24$ м, довжина 309 м (рис. 1, а).

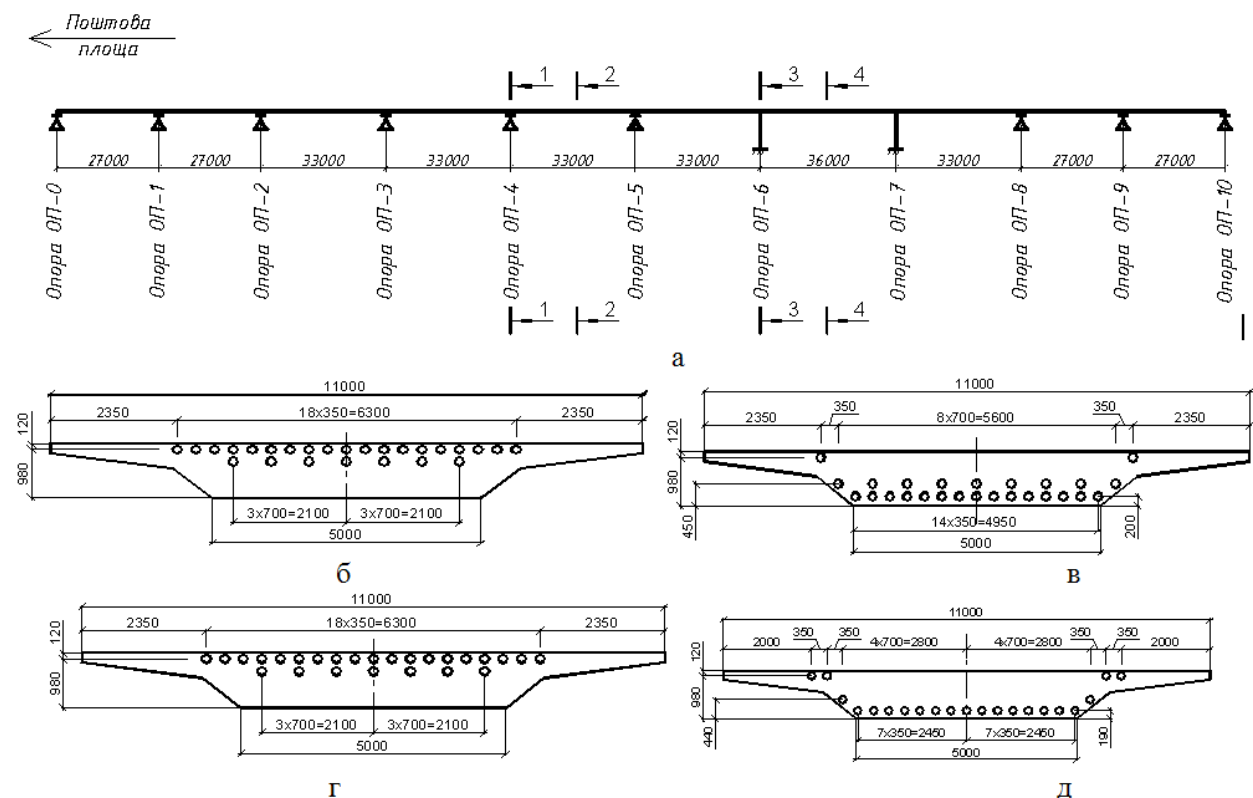


Рис. 1. а – схема естакади; б – переріз 1-1; в – переріз 2-2; г – переріз 3-3; д – переріз 4-4

Профіль мосту по довжині має висхідні та низхідні ухили в 60 ‰ та вписану вертикальну криву радіусом в 2000 м з довжиною на горизонтальній площині 240 м

Габарит проїзної частини моста Г-9. Кількість смуг руху – 2. Ширина кожної смуги руху – 3,75 м, а смуг безпеки – по 1 м. Ширина службового проходу влаштованого з правого боку – 0,75 м.

Товщина прогонової будови змінна, в центральній частині шириною 5 м – 1,1 м, по краях на консолях – 0,2 м. Така мала товщина плити (1/33,7 максимального прольоту 36 м) обумовлена вимогою досягнення мінімальної

робочої висоти естакади. Робоче армування плити – арматура періодичного профілю класу А-III, конструктивне армування – арматура періодичного профілю класу А-I.

Попереднє напруження прогонових будов створене обтиском 28 пучками канатної арматури. Кожен пучок складається із 19 канатів, кожен з яких складається з семи дротів з номінальним діаметром 15,2 мм за EN 10138-98. Сила натягу кожного пучка – 352 т (згідно проектної документації). Схему споруди та армування її прогонової будови попередньо напруженою арматурою подано вище (див. рис. 1).

Для визначення розрахункових величин прогинів і напружень, та встановлення рівня завантаження прогонових будов моста, проводили розрахунок з використанням програмного комплексу „ЛІРА 9.4”. Проектні навантаження – А-15, НК-100, згідно діючих норм [4].

В розрахунковій просторовій схемі моста прогонова будова задана поздовжніми та поперечними стержнями (скінчені елементи типу 10). Фрагмент просторової схеми представлено на рис. 2. Приклад схеми завантаження і деформації прогонової будови показаний на рис. 3.

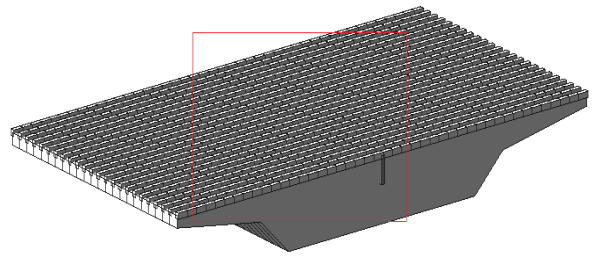


Рис.2. Фрагмент просторової схеми моста при розрахунку з використанням ПК «ЛІРА»

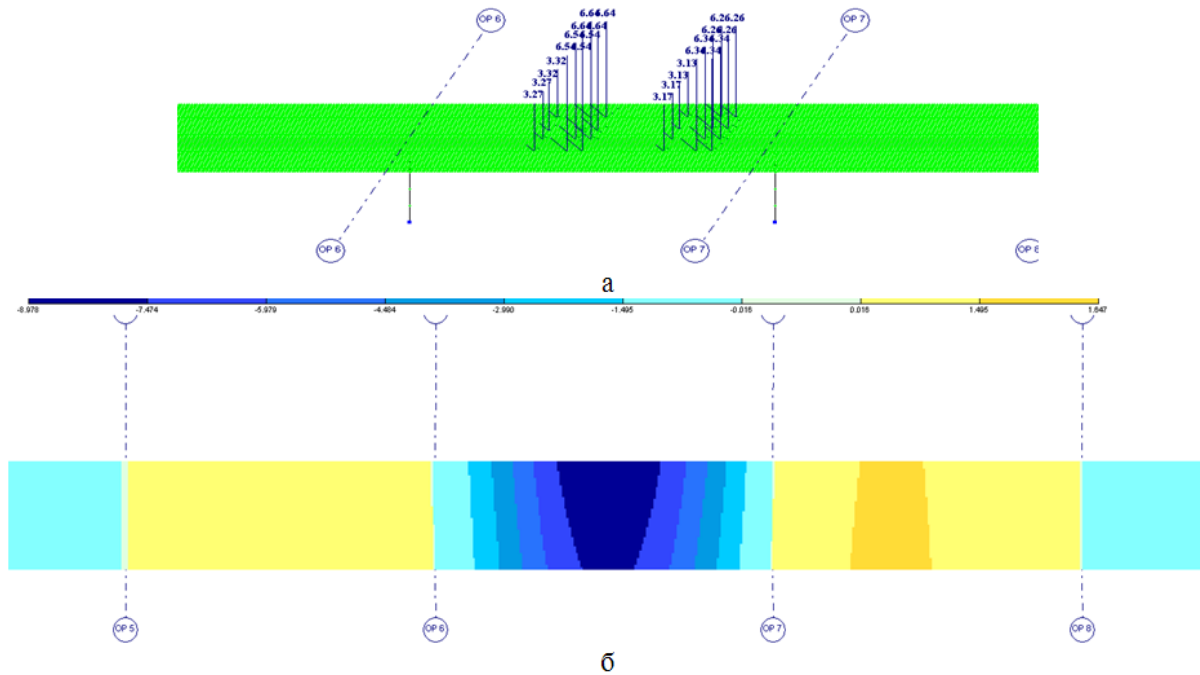


Рис.3. а – розрахункова схема завантаження № 5; б – розрахункові значення прогинів конструкції прогонової будови при завантаженні схемою навантаження № 5

Розрахунок виконували на власну вагу конструкції, випробувальне навантаження яке реалізоване в натурних умовах за випробувальними схемами завантаження № 1 – № 14 , та розрахункове навантаження А-15.

Випробувальне навантаження – п'ять автомобілів завантажених баластом (автомобілі МАЗ 551605 вагою: 31,3 т, 31,7 т, 31,7 т, 32,7 т, 33,2 т). Загальна вага випробувального навантаження становила 160,6 т. На рис. 4 показано схему завантаження № 5, результати прогинів при такому завантаженні і загальний вигляд установки цього навантаження.

Аналіз результатів обстеження та випробування естакади

При обстеженні конструкцій естакади були виявлені дефекти елементів конструкцій, що знижують довговічність споруди, які виникли

на стадії будівництва. Тому були дані рекомендації щодо ліквідації цих дефектів.

Суттєвими дефектами конструкцій, що в подальшому можуть зменшити довговічність естакади, були такі:

- поздовжні та поперечні тріщини по нижній грані залізобетонних прогонових будов з шириною розкриття до 0,10...0,30 мм, які в процесі виконання будівельних робіт були закриті шарами захисного фарбового покриття;
- температурно-усадочні тріщини на поверхні проміжних та крайніх опор з шириною розкриття від 0,05 до 0,3 мм;
- тріщини у вирівнюючій полімербетонній підливці опорних частин;
- усадочні тріщини на поверхні бетону підферменників берегових та проміжних опор.

При випробуванні інтенсивність навантаження складала 61...81 % по відношенню до нормативного навантаження А-15 (табл. 1).

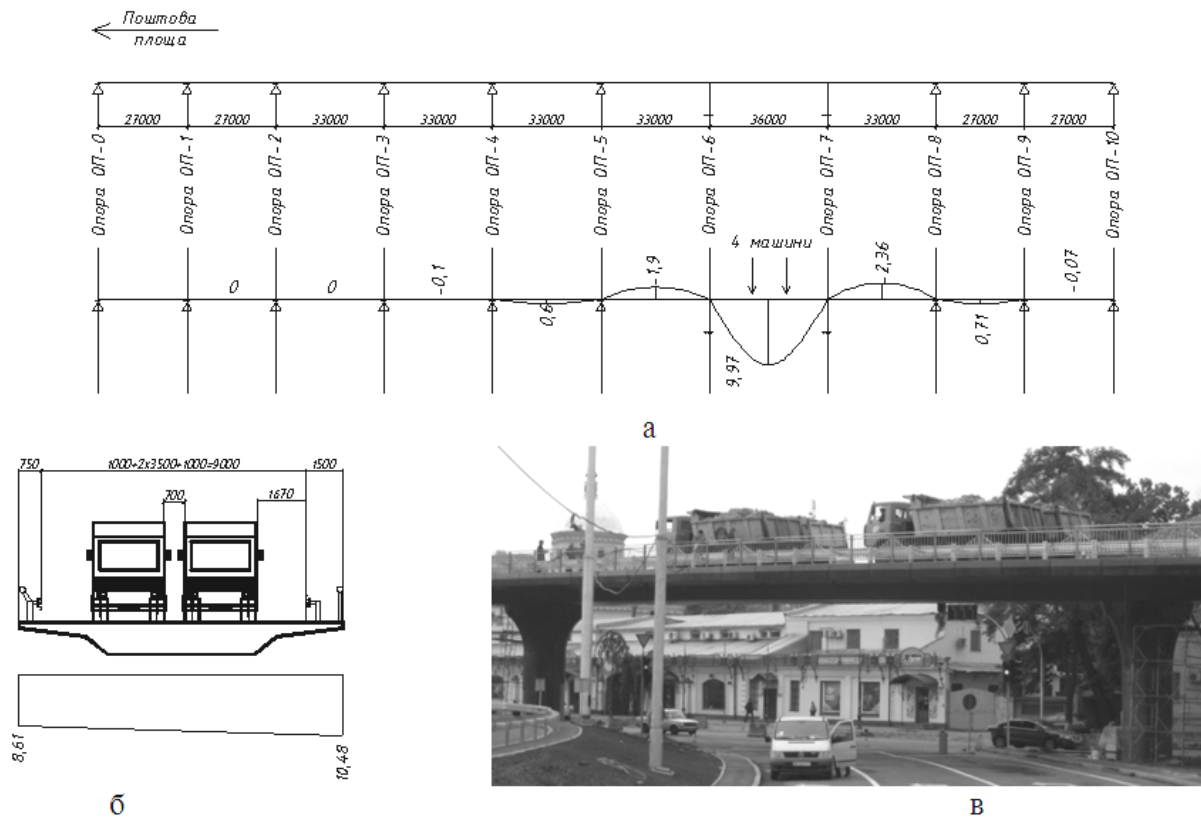


Рис. 4. а – поздовжня схема завантаження та результати прогину схеми завантаження № 5; б – поперечна схема завантаження та результати прогину схеми завантаження № 5; в – вид схеми завантаження № 5

Величина інтенсивності випробувального навантаження відповідає вимогам норм [5].

Таблиця 1

Інтенсивність випробувального навантаження по відношенню до проектного нормативного

Переріз	Схема завантаження	Інтенсивність випробувального навантаження в % до А-15
Середина прогону 9-10	№ 1	81
Середина прогону 9-10	№2	70
Середина прогону 8-9	№3	78
Середина прогону 6-7	№5	78
Середина прогону 5-6	№6	77
Переріз над опорою №6	№12	61
Переріз над опорою №7	№13	61
Переріз над опорою №5	№14	70

Максимальні виміряні прогини прогонів від випробувального навантаження та значення конструктивного коефіцієнта K представлено в табл. 2.

Згідно норм [5] значення конструктивного коефіцієнта K повинно знаходитись в межах 0,7...1,0. Експериментальне значення конструктивного коефіцієнта K в усіх випадках балочної нерозрізної прогонової будови близьке або менше значення 1,0, що свідчить про правильність вибраної розрахункової схеми. І лише при завантаженні рамної частини прогонової будови (схема 5, прогін 6-7) величина конструктивного коефіцієнта має відчутно більше значення ($K = 1,167$). Тому необхідно уточнити розрахункову схему рамної частини естакади.

Для оцінки жорсткості прогонової будови естакади виміряні прогини були пропорційно приведені до прогинів, які б виникли від завантаження випробувальним навантаженням, яке по інтенсивності відповідає нормативному навантаженню від А-15 (табл. 3). Із таблиці 3 видно, що експериментальні приведені прогини значно менші $1/400l_p$, які допускаються діючими нормами [6]. Це свідчить про значні запаси жорсткості прогонової будови естакади.

Одним з критеріїв оцінки роботи моста за результатами статичних випробувань, згідно з нормами [5], є співвідношення виміряних пружних і залишкових деформацій, що виражається показником роботи конструкції α (табл. 4).

Конструктивні коефіцієнти визначені за загальними деформаціями (прогинами прогонової будови)

№ з/п	Схема завантаження (прогін)	Максимальний вимірний прогін, f_e , мм	Теоретичне значення максимального прогину, f_{cal} , мм	Конструктивний коефіцієнт, $K = f_e / f_{cal}$
1	№ 1 (9-10)	5,9	5,7	1,035
2	№ 2 (9-10)	5,0	5,0	1,000
3	№ 3 (8-9)	7,4	7,8	0,949
4	№ 4 (7-8)	8,9	8,8	1,011
5	№ 5 (6-7)	10,5	9,0	1,167
6	№ 6 (5-6)	9,4	8,7	1,080
7	№ 7 (4-5)	10,6	11,1	0,955
8	№ 8 (3-4)	10,4	11,2	0,929
9	№ 9 (2-3)	6,9	10,8	0,639
10	№ 10 (1-2)	7,8	7,9	0,987
11	№ 11 (0-1)	4,6	4,8	0,958

Таблиця 3

Значення експериментальних прогинів прогонових будов приведені до нормативного навантаження

№ з/п	Схема завантаження (прогін)	Коефіцієнт приведення, K_p	Максимальний вимірний прогін, f_e , мм	Експериментальні приведені прогини f_e / K_p	f_{el} / ℓ_p
1	2	3	4	5	6
1	№ 1 (9-10)	0,81	5,9	7,3	1/3295
2	№ 2 (9-10)	0,70	5	7,1	1/3360
3	№ 3 (8-9)	0,78	7,4	9,5	1/3162
4	№ 5 (6-7)	0,78	10,5	13,5	1/2674
5	№ 6 (5-6)	0,77	9,4	12,2	1/2703

Примітка: f_e – значення вимірюваного прогину, мм; ℓ_p – розрахункова довжина прогону

Згідно норм [5] значення показника роботи конструкції α залізобетонних мостів закінчених будівництвом може досягати 0,15. Експериментальне значення показника роботи конструкції α приймає значення від 0,01 до 0,08, що свідчить про задовільну роботу прогонової будови і відсутність залишкових деформацій в елементах естакади.

Згідно результатів динамічних випробувань максимальні значення динамічного коефіцієнту знаходяться в межах 1,188...1,239.

Значення динамічних коефіцієнтів відповідають вимогам норм $(1 + \mu = 1,3)$ [4]. Експериментальні значення власних частот коливань моста перевищують розрахункові значення, що

є непрямым свідченням більшої жорсткості конструкцій прогонових будов у порівнянні з їх розрахунковими значеннями.

Висновки

Останнім часом у будівництві мостів за кордоном широко використовуються попередньо напружені монолітні конструкції прогонових будов які мають ряд переваг у порівнянні зі збірними. Такі конструкції почали використовувати в Україні, вони є дуже перспективними для нашого мостобудування. Але досвід проектування і будівництва таких мостів в нашій державі невеликий.

Натурні дослідження однієї з перших транспортних споруд значної довжини із монолітною попередньо напруженою прогоною будовою, збудованої в Україні, показали правильність теоретичних підходів до розрахунку та конструювання такої споруди. Аналіз даних, отриманих при статичних та динамічних випробуваннях естакади показав, що всі основні параметри споруди знаходяться в межах діючих норм щодо проектування мостів.

Необхідно звернути увагу на уточнення розрахункової схеми при розрахунку рамної частини такої естакади. Наявність в окремих місцях конструкцій тріщин з шириною розкриття 0,1...0,3 мм свідчить про необхідність вдоско-

налення технології бетонування при зведенні таких мостів. Варто відмітити, що підчас випробувань ці тріщини не розвивалися, і заповнення цих тріщин ін'єкційними матеріалами та нанесення захисного покриття дасть можливість забезпечити проектну довговічність конструкцій.

Естакада вздовж вулиці Набережно-Хрещатицька в м. Києві в складі будівництва Подільського мостового переходу через р. Дніпро в м. Києві придатна для експлуатації під тимчасове вертикальне навантаження, що відповідає класу навантаження А-15 і НК-100. Технічний стан моста класифікується як справний (стан 1).

Таблиця 4

Показник роботи конструкції α

№ з/п	Схема завантаження (переріз)	Максимальне значення пружних виміряних прогинів, f_{el} , мм	Максимальне значення залишкових виміряних прогинів, f_T , мм	α , (f_T / f_{el})
1	2	3	4	5
1	№ 1 (середина прогону 9-10)	5,32	0,11	0,02
2	№ 2 (середина прогону 9-10)	4,80	0,17	0,03
3	№ 3 (середина прогону 8-9)	7,17	0,21	0,03
4	№ 4 (середина прогону 7-8)	8,20	0,20	0,02
5	№ 5 (середина прогону 6-7)	8,52	0,66	0,08
6	№ 6 (середина прогону 5-6)	9,00	0,40	0,04
7	№ 7 (середина прогону 4-5)	10,60	0,20	0,02
8	№ 8 (середина прогону 3-4)	10,40	0,30	0,03
9	№ 9 (середина прогону 2-3)	6,90	0,20	0,03
10	№ 10 (середина прогону 1-2)	7,10	0,1	0,01
11	№ 1 2 (опора Оп-6)	8,30	-0,10	-0,01
12	№ 13 (опора Оп-7)	5,40	0,20	0,04
13	№ 14 (опора Оп-5)	8,60	0,10	0,01

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Калашников, Н. А. Анализ конструкций железобетонных мостов [Текст] / Н. А. Калашников. – М.; Транспорт. – 184 с.
2. Смирнов, В. Н. Строительство мостов и труб [Текст] / В. Н. Смирнов. – СПб.: Изд-во ДНК, 2007. – 288 с.
3. ДБН В.2.3-14:2006. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування. [Текст]. – Введ. 2007-02-01. – К.: Мін. буд., архіт. та житл.-комун. госп-ва, 2006. – 359 с.
4. ДБН В.1.2-15:2009. Споруди транспорту. Мости та труби. Навантаження і впливи [Текст]. –

Введ. 2010-03-01. – К. Мін регіон буд. України, 2009. – 66 с.

5. ДБН В.2.3-6:2009. Споруди транспорту. Мости та труби. Обстеження і випробування [Текст]. – Введ. 2010-03-01. – К. Мін регіон буд. України, 2009. – 42 с.
6. ДБН В.2.3-22:2009. Споруди транспорту. Мости та труби. Основні вимоги проектування [Текст]. – Введ. 2009-11-11. – К. Мін регіон буд. України, 2009. – 73 с.

Надійшла до редколегії 14.04.2011.
Прийнята до друку 28.04.2011.