https://doi.org/10.36100/dorogimosti2022.25.211

УДК 624.21

Стоянович С. В., *канд. техн. наук, https://orcid.org/0000-0002-1363-7356*
Полюга Р. І., *канд. техн. наук, доц., https://orcid.org/0000-0003-3729-0577*
Роздорожнюк О. Я., *канд. арх., доц., https://orcid.org/0000-0003-4253-4302*

Національна академія образотворчого мистецтва і архітектури, м. Київ, Україна

ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ МОНОЛІТНОЇ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ МОСТУ ПІСЛЯ ТРИВАЛОЇ ЕКСПЛУАТАЦІЇ

Анотація

Вступ. Переважна більшість залізобетонних мостів побудованих в Україні до 50-х років XX століття — монолітні. З монолітного бетону влаштовували прогонові будови довжиною (2–6) м та ребристі довжиною (8–15) м. Монолітні прогонові будови забезпечують хорошу просторову роботу і значну довговічність.

Проблематика. Основним недоліком залізобетонних монолітних прогонових будов мостів, що будувалися до 50-х років минулого століття була низька проектна міцність бетону, що з часом призводило до виникнення дефектів та відповідно зниження їх довговічності. Крім цього переважна більшість таких мостів з монолітними прогоновими будовами була побудована за технічними нормами 1962 року та більш ранніми, і на цей час за вантажопідйомністю не відповідають вимогам сучасних норм.

Необхідність у дослідженні напружено-деформованого стану, визначення запасів несної здатності прогонових будов мостів після тривалої експлуатації, враховуючи вищенаведене, є важливим фактором при прийнятті рішення щодо доцільності їх ремонту.

Мета. Дослідження напружено-деформованого стану конструкцій монолітної прогонової будови мосту після його тривалої експлуатації.

Матеріали та методи. Було проведено обстеження монолітної залізобетонної прогонової будови моста побудованого ще у 1940 році. Встановлено, що прогонова будова мосту, відповідно до виявлених дефектів, перебуває в обмежено працездатному стані (стан 4). А враховуючи низьку вантажопідйомність прогонової будови остаточно прийнято стан 5 (непрацездатний). Основні дефекти, що були виявлені під час обстежень прогонової будови, значно знижують її довговічність та несну здатність. Було виявлено руйнування захисного шару балок прогонової будови з оголенням та інтенсивною корозією арматури з ослабленням площі понад 10 %.

На основі даних з обстеження мосту було вирішено додатково провести його випробування, щодо визначення напружено-деформованого стану прогонових будов, наявності резервів міцності та можливості їх посилення або необхідності заміни.

Результати. На основі проведеного випробування мосту встановлено параметри просторової роботи та напружено-деформованого стану прогонової будови за допомогою вимірювання абсолютних деформацій (прогинів) під дією статичного навантаження. За результатами випробування визначено значення конструктивного коефіцієнта k, що знаходиться в межах від 0,10 до 0,79.

Експериментально визначені значення коефіцієнтів поперечного розподілу (КПР) для кожної балки та проведений числовий аналіз натурної та аналітичної просторової роботи прогонової будови мосту за коефіцієнтами поперечного розподілу.

Висновки. Результати аналізу отриманих експериментально та аналітично даних

випробувань мосту свідчать про нормальну просторову роботу прогонів мосту, що відповідає характеру роботи ідеалізованої скінченно-елементної схеми, хорошу просторову жорсткість та про наявність у прогонах мосту резервів міцності.

Ключові слова: випробування, деформативність, міст, прогонова будова, технічний стан.

Вступ

В Україні до 50-х років XX століття залізобетонні мости малих і середніх прогонів будували переважно монолітними. З монолітного бетону влаштовували прогонові будови довжиною (2–6) м та ребристі довжиною (8–15) м. Хоча монолітні прогонові будови забезпечували хорошу просторову роботу і значну довговічність, основним їх недоліком була досить складна технологія будівництва. Влаштування індивідуальних дерев'яних опалубок вимагало значних трудовитрат і одноразового використання матеріалу. У ряді випадків, коли мости будувались в місцях, де не було поряд бетонних заводів, бетон не мав проектної міцності та морозостійкості. З часом це призводило до виникнення дефектів, що знижують довговічність таких мостів.

Крім цього сучасний автомобільний рух відрізняється збільшенням інтенсивності, значною кількість великовагових автопоїздів з повною вагою до 600 кН і появою спеціальних автопоїздів для особливо важких вантажів вагою до 1800 кН. Переважна кількість мостів з монолітними прогоновими будовами була побудована за технічними нормами 1962 року та більш ранніми, і на цей час за вантажністю не відповідаю вимогам сучасних норм.

Враховуючи вищенаведені факти перед вирішенням питання про доцільність ремонту монолітних мостів, що будувалися до 50-х років і досить тривалий час експлуатувалися є необхідність у дослідженні їх напружено-деформованого стану, визначення запасів несної здатності.

Метою роботи є дослідження напружено-деформованого стану конструкцій монолітної прогонової будови мосту після його тривалої експлуатації.

Основна частина

Міст через р. Немія біля с. Привітне на автомобільній дорозі державного значення М-21 Виступовичі – Житомир – Могилів-Подільській (через м. Вінницю) на км 380+818 був побудований у 1940 році.

Міст комбінований має два прогони. Статична схема прогонових будов балочно-консольна — 4,6+2x15,0+4,6 м. Прогонові будови мосту залізобетонні монолітні, складаються з трьох головних балок прямокутного перерізу з полігональним обрисом нижньої грані та об'єднані між собою в поперечному напрямку плитою. Довжини прогонових будов по 19,6 м.

Розрахункові навантаження на міст – Н-13, НГ 60.

Загальний вигляд прогонової будови мосту наведено на **рис. 1**.

Під час останніх обстежень мосту було встановлено, що прогонова будова мосту, відповідно до виявлених дефектів, перебуває в обмежено працездатному стані (стан 4). А враховуючи низьку вантажопідйомність прогонової будови остаточно прийнято стан 5 (непрацездатний).

Основні дефекти, що були виявлені під час обстежень прогонової будови, значно знижують її довговічність та несну здатність. Було виявлено (**рис. 2**): руйнування захисного шару балок прогонових будов з оголенням та інтенсивною корозією арматури з ослабленням площі понад 10 %. Мінімальне значення діаметра скородованої арматури становило 20 мм при номінальному діаметрі 40 мм.

а *б*

а) по фасаду;
б) знизу.

Рисунок 1 — Загальний вигляд прогонової будови мосту

Рисунок 2 — Пошкодження захисного шару балок прогонових будов з оголенням та інтенсивною корозією арматури

Мінімальний клас бетону балок прогонових будов, враховуючи карбонізацію, становив В22,5.

На основі даних з обстеження мосту було вирішено додатково провести його випробування, щодо визначення напружено-деформованого стану прогонових будов, наявності резервів міцності та можливості їх посилення або необхідності заміни.

Випробування мосту включало встановлення параметрів просторової роботи та напружено-деформованого стану елементів прогонової будови за допомогою вимірювання абсолютних деформацій (прогинів) під дією статичного навантаження.

За випробувальне навантаження правили два вантажні автомобілі марки Ford Cargo 4142D масою по 40 т. Максимальне значення випробувального навантаження під час випробувань становило 80 тс.

Завантаження прогону мосту випробувальним навантаженням (вантажними автомобілями) велось за схемами у поперечному напрямку із максимально можливим наближенням автомобілів до країв проїзної частини. У поздовжньому напрямку автомобілі розташовувались так, щоб завантажити середину випробовуваного прогону мосту. При статичних випробуваннях прогонової будови мосту було реалізовано дві схеми завантаження (**табл. 1**): 1) завантажена права сторона прогонової будови; 2) завантажена ліва сторона прогонової будови.

Таблиця 1

Опис схем завантаження елементів моста

№ схеми	№ підсхеми	К-сть авто	Завантажуваний елемент (відповідно до нумерації опор)	Завантажена сторона (відповідно до нумерації опор)
1	1.1	1	2-3	права
	1.2	2		
2	2.1	1	2-3	ліва
	2.2	2		

На **рис. 3** наведено загальний вигляд випробувального навантаження.

а

б

а) за схемою 1;
б) за схемою 2.

Рисунок 3 — Загальний вигляд випробувального навантаження

Під час випробування вимірювались вертикальні переміщення (прогини) балок прогонової будови в середині прогону за допомогою прогиномірів 6ПАО та лазерного нівеліра (**рис. 4**).

Просторовий розрахунок прогонової будови з метою числового аналізу випробувальних даних вівся у програмному комплексі «ЛІРА-САПР». Програмний комплекс реалізує технологію інформаційного моделювання будівель методом скінченних елементів і орієнтований на проектування та розрахунок будівельних та машинобудівних конструкцій різноманітного призначення.

Рисунок 4 — Загальний вигляд розташування вимірювальних приладів: прогиномір ПАО та рейка нівелірна

Скінченно-елементна модель (СЕМ) монолітної залізобетонної прогонової будови у прогонах відображає конструктивну схожість натурної прогонової будови (**рис. 5**).

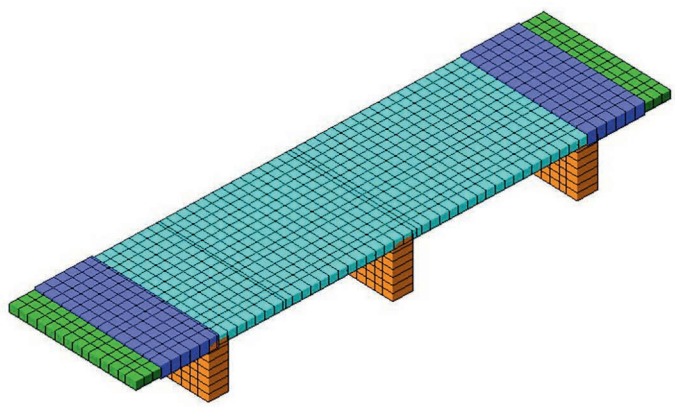


Рисунок 5 — Тривимірна візуалізація фрагмента скінченно-елементної моделі прогонової будови

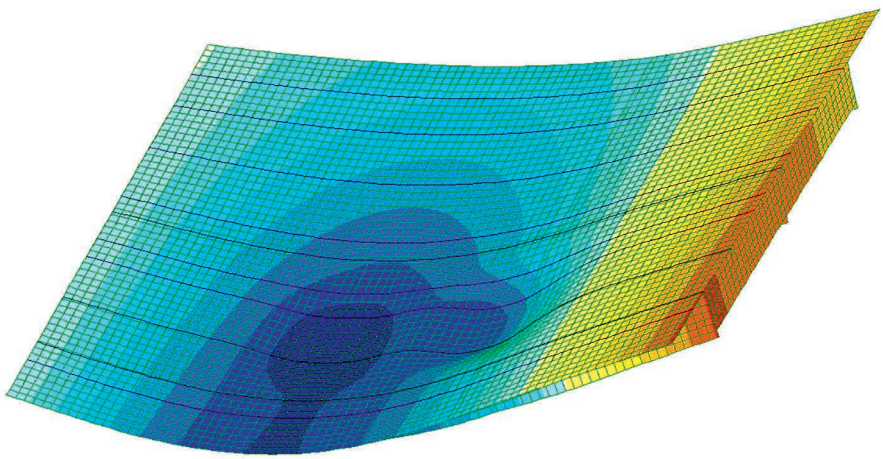
Несні елементи – залізобетонні балки, у поперечному перерізі змодельовані пластинами (СЕ №44) із дрібною вузловою мережею (крок мережі 0,1—0,3 м), розташованими із відстанню 4,79 м в осях. Балки об’єднані плитами та діафрагмами, які змодельовані також пластинами (СЕ №44) із дрібною вузловою мережею (крок мережі 0,1—0,3 м). Товщини елементів моделі відповідають значенням обмірних креслень.

СЕМ залізобетонних прогонових будов — розрізна балочно-консольна. Відповідно до розрізних статичних схем прогонів накладені в’язі: шарнірно-нерухомі опорні частини (в’язі із

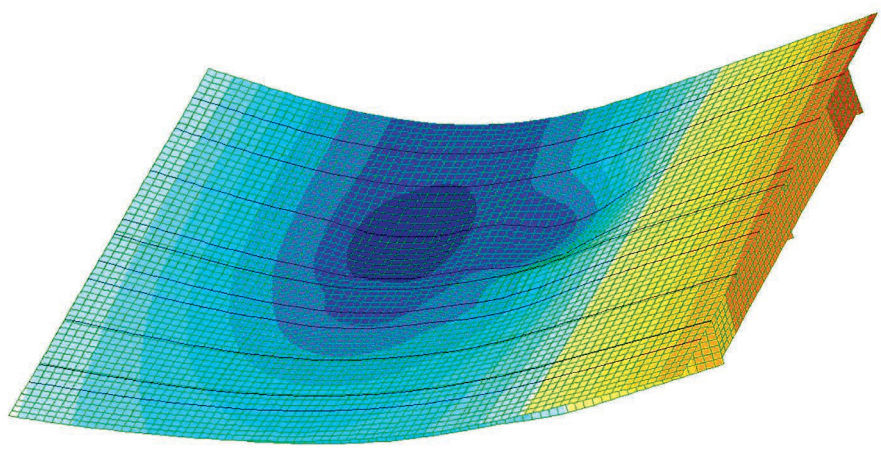
дозволом повороту відносно осі Y) змодельовані на початку прогонової будови, шарнірно-рухомі опорні частини (в'язі із дозволом горизонтальних переміщень по осі X та дозволом повороту відносно осі Y) змодельовані на кінцях прогонів.

Матеріали скінченних елементів, якими змодельована прогонова будова, відповідають визначеним при обстеженні моста: балки — бетон важкий класу В22.5. Параметри жорсткості матеріалів лінійні.

Для перевірки режиму просторової роботи прогонової будови її скінченно-елементна модель була розрахована на аналітичні аналоги випробувальних схем. На **рис. 6** подано ізополя переміщень прогонової будови від навантажень за різними схемами.



а

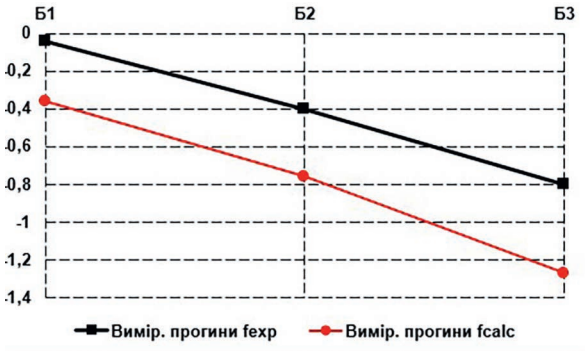


б

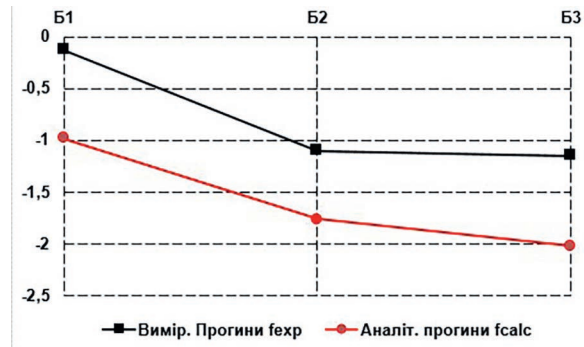
а) за схемою 1;
б) за схемою 2

Рисунок 6 — Ізополя переміщень прогонової будови від навантажень

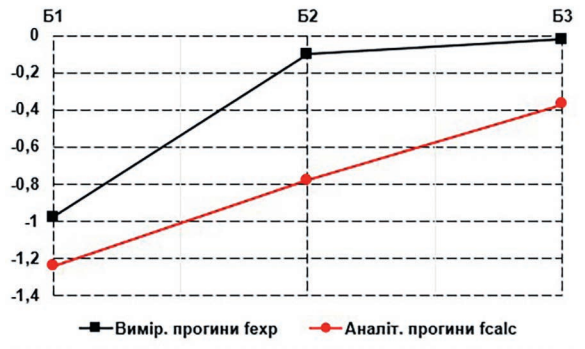
Результати розрахунку переміщень, отриманих при розрахунку скінчено-елементної моделі, та експериментальні дані прогинів балок прогонової будови, що отримані під час випробувань моста наведені в **табл. 2** та **рис. 7**.



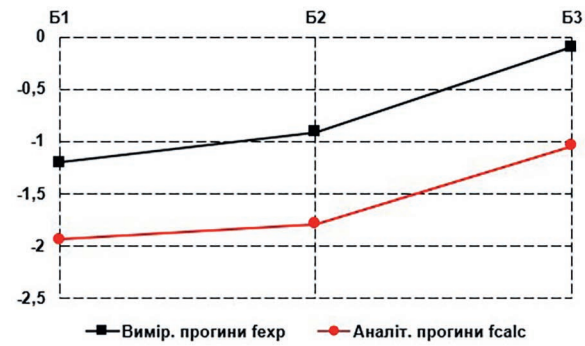
а



б



в



д

а) за підсхемою 1.1;
б) за підсхемою 1.2;
в) за підсхемою 2.1;
д) за підсхемою 2.2.

Рисунок 7 — Порівняння виміряних f_{exp} та аналітичних прогинів f_{calc}

Таблиця 2

Величини виміряних f_{exp}, аналітичних прогинів f_{calc} та конструктивних коефіцієнтів k прогону

Схема	Підсхема	Показники	Балка		
			Б1	Б2	Б3
1	1.1	f_{exp}, мм	0,04	0,40	0,80
		f_{calc}, мм	0,36	0,76	1,27
		k	**0,11**	**0,53**	**0,63**
	1.2	f_{exp}, мм	0,13	1,10	1,15
		f_{calc}, мм	0,98	1,76	2,02
		k	**0,13**	**0,63**	**0,57**
2	2.1	f_{exp}, мм	0,98	0,10	0,02
		f_{calc}, мм	1,24	0,78	0,37
		k	0,79	0,13	0,05
	2.2	f_{exp}, мм	1,20	0,91	0,10
		f_{calc}, мм	1,94	1,79	1,04
		k	**0,62**	**0,51**	**0,10**

Відповідно до даних **табл. 2** значення конструктивного коефіцієнта k, що визначається як відношення значення виміряного прогину f_{exp} до значення аналітичного f_{calc} ($k = f_{exp} / f_{calc}$), знаходиться в межах від 0,10 до 0,79. За даними численних випробувань відомо, що для несних залізобетонних конструкцій його значення знаходиться в межах від 0,7 до 1,0. Обчислений за випробувальними схемами конструктивний коефіцієнт менший від одиниці у всіх випадках. Малі величини коефіцієнта k можуть указувати на наявність в елементах моста резервів несної здатності, а також пояснюватися неможливістю врахування в ідеалізованій скінченно-елементній моделі усіх особливостей статичної роботи прогонової будови після тривалої її експлуатації.

Якщо порівнювати отримані результати за двома схемами при завантаженні двома автомобілями (підсхеми 1.2 та 2.2), то значення конструктивних коефіцієнтів для балок двох схем майже не відрізняються між собою (різниця складає до 10 % залежно від балки). Для схем при завантажені одним автомобілем (підсхеми 1.1 та 2.1) спостерігається значна різниця між конструктивними коефіцієнтами — збільшення коефіцієнта для балки Б1 та відповідно зменшення для балок Б2, Б3 при схемі завантаження 2.1 порівняно зі схемою 1.1, що свідчить про зниження жорсткості балки Б1 і це у свою чергу, відповідає результатам обстеження прогонової будови, адже саме посередині прогону балки Б1 прогонової будови в осях 1-2 було зафіксовано значну корозію арматури з ослабленням площі до 30 %.

Числовий аналіз натурної та аналітичної просторової роботи можна провести по коефіцієнтах поперечного розподілу (*КПР*) для балок з відомими значеннями прогину. Експериментально встановлене значення коефіцієнтів поперечного розподілу для кожної балки визначається за формулою:

$$КПР_{exp,i} = \frac{f_{exp,i}}{\sum_{i=1}^{n} f_{exp,i}}, \quad (1)$$

де $f_{exp,i}$ — виміряні під час випробувань прогини балок.

Значення експериментально встановленого коефіцієнта поперечного розподілу порівнюється із значенням аналітично встановленого *КПР*, що визначається за формулою:

$$КПР_{calc,i} = \frac{f_{calc,i}}{\sum_{i=1}^{n} f_{calc,i}}, \quad (2)$$

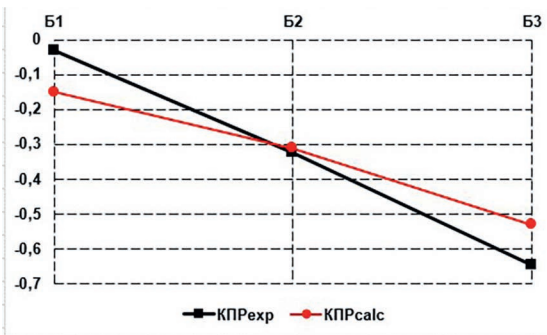
де $f_{calc,i}$ — обчислені аналітично прогини балок.

Результати аналізу експериментально та аналітично встановлених коефіцієнтів поперечного розподілу (**табл. 3**, **рис. 8**) свідчить про в цілому однаковий характер просторової роботи прогонової будови моста, якщо не враховувати пошкодженої балки. Найбільший у відсотковому значенні розкид притаманний найменш завантаженим балкам, у той час як найменший розкид притаманний найбільш завантаженим.

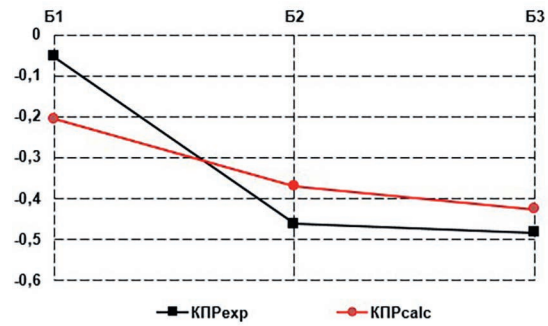
Таблиця 3

Величини експериментально та аналітично встановлених коефіцієнтів поперечного розподілу прогону

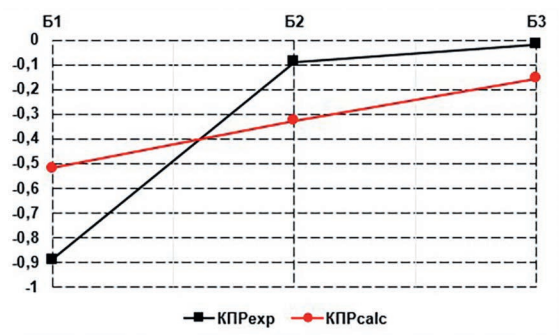
Схема	Показники	Балка		
		Б1	Б2	Б3
1.1	$КПР_{exp}$	0,032	0,323	0,645
	$КПР_{calc}$	0,15	0,312	0,531
	Різниця, %	**368**	**-3**	**-18**
1.2	$КПР_{exp}$	0,054	0,462	0,483
	$КПР_{calc}$	0,206	0,37	0,427
	Різниця, %	**281**	**-20**	**-12**
2.1	$КПР_{exp}$	0,89	0,09	0,018
	$КПР_{calc}$	0,519	0,326	0,155
	Різниця, %	**-42**	**262**	**760**
2.2	$КПР_{exp}$	0,543	0,411	0,045
	$КПР_{calc}$	0,407	0,375	0,218
	Різниця, %	**-25**	**-8**	**384**



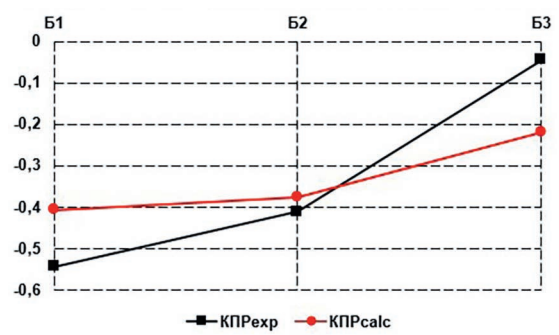
а



б



в



д

а) за підсхемою 1.1;
б) за підсхемою 1.2;
в) за підсхемою 2.1;
д) за підсхемою 2.2.

Рисунок 8 — Порівняння експериментально встановлених $КПР_{exp}$ та аналітичних $КПР_{calc}$ коефіцієнтів поперечного розподілу

Висновки

Результати аналізу отриманих експериментально та аналітично даних випробувань мосту свідчать про нормальну просторову роботу прогонів мосту, що відповідає характеру роботи ідеалізованої скінченно-елементної схеми, хорошу просторову жорсткість та про наявність у прогонах мосту резервів міцності.

Список літератури

1. ДСТУ-Н Б В.2.3-23:2012 Споруди транспорту. Настанова з оцінювання і прогнозування технічного стану автодорожніх мостів. Київ, 2013. 42 с. (Інформація та документація).
2. ДСТУ 8908:2019 Автодорожні мости. Класифікація дефектів. Київ, 2020. 71 с. (Інформація та документація).
3. ДБН В.1.2-15:2009 Споруди транспорту. Мости та труби. Навантаження і впливи. Київ, 2010. 45 с. (Інформація та документація).
4. ДБН В.2.3-6:2009 Споруди транспорту. Мости та труби. Обстеження і випробування Київ, 2010. 47 с. (Інформація та документація).
5. СОУ 45.2-00018112-044:2009 Споруди транспорту. Статичні випробування автодорожніх мостів. Київ, 2010. 24 с. (Інформація та документація).

References

1. DSTU-N B B.2.3-23:2012 Nastanova z otsiniuvannia i prohnozuvannia tekhnichnoho stanu avtodorozhnikh mostiv [State Standard of Ukraine (DSTU-N B B.2.3-23:2012) Directive for maintenance state assessing and predictingof highway bridges). Kyiv, 2013. 42 p. (Information and documentation) [in Ukrainian].
2. DSTU 8908:2019 Avtodorozhni mosty. Klasyfikatsiia defektiv [State Standard of Ukraine (DSTU 8908:2019) Road bridges. Classification of defects]. Kyiv, 2020. 71 p. (Information and documentation) [in Ukrainian].
3. DBN B.1.2-15:2009 Sporudy transportu. Mosty ta truby. Navantazhennia i vplyvy [State Building Norms (DBN B.1.2-15:2009) Transport facilities. Bridges and pipes. Loads and influences. Kyiv, 2010. 45 p. (Information and documentation) [in Ukrainian].
4. DBN B.2.3-6:2009 Sporudy transportu. Mosty ta truby. Obstezhennia i vyprobuvannia [State Building Norms (DBN B.2.3-6:2009) Transport buildings. Bridges and pipes. Examinations and tests]. Kyiv, 2010. 47 p. (Information and documentation) [in Ukrainian].
5. SOU 45.2-00018112-044:2009 Sporudy transportu. Statychni vyprobuvannia avtodorozhnikh mostiv [Standard of organization of Ukraine (SOU 45.2-00018112-044:2009) Transport buildings. Static tests of road bridges]. Kyiv, 2009. 24 p. (Information and documentation) [in Ukrainian].

Serhii Stoianovych, *Ph.D.*, *https://orcid.org/0000-0002-1363-7356*
Roman Poliuha, *Ph.D., Associate Prof.*, *https://orcid.org/0000-0003-3729-0577*
Olena Rozdorozhniuk, *Ph.D., Associate Prof.*, *https://orcid.org/0000-0003-4253-4302*

National Academy of Fine Arts and Architecture, Kyiv, Ukraine

RESEARCH OF STRESS-DEFORMED STATE OF REINFORCED CONCRETE MONOLITHIC SPAN OF BRIDGE AFTER LONG-TERM EXPLOITATION

Abstract

Introduction. The vast majority of reinforced concrete bridges built in Ukraine until the 1950s were mostly monolithic. Spans were built of monolithic concrete with a length of (2–6) m and ribbed structures with a length of (8–15) m. Monolithic spans were provided with good spatial work and considerable durability.

Problems Statement. The main disadvantage of reinforced concrete monolithic spans of bridges built before the 50s of the last century was the low design strength of concrete, which over time led to defects and thus reduce their durability. In addition, the vast majority of such bridges with monolithic spans were built according to technical standards of 1962 and earlier, and at this time the load capacity does not meet the requirements of modern regulations.

The need to study the stress-strain state, to determine the bearing capacity of the spans of bridges after long-term operation, given the above, is an important factor in deciding on the feasibility of their repair.

Purpose. Research of the stress-strain state of the structures of the monolithic spans of the bridge after its long operation.

Materials and Methods. A survey of the monolithic reinforced concrete span of the bridge, built in 1940, was carried out. It was established that the span of the bridge, in accordance with the identified defects, is in a limited working condition (condition 4). And given the low load capacity of the span, condition 5 (inoperable) was finally adopted. The main defects found during the inspections of the span significantly reduce its durability and bearing capacity. Destruction of the protective layer of beams of the span with exposure and intensive corrosion of reinforcement with weakening of the area by more than 10 % was revealed.

Based on the data from the inspection of the bridge, it was decided to conduct additional tests to determine the stress-strain state of the spans, the availability of strength reserves and the possibility of strengthening them or the need for replacement.

Results. Based on the test of the bridge, the parameters of spatial work and stress-strain state of the span were determined by measuring the absolute deformations (deflections) under the action of static load. According to the test results, the value of the design coefficient k, which is in the range of 0.10 to 0.79, was determined.

The values of the transverse distribution coefficients (CRC) for each beam were experimentally determined and the numerical analysis of the field and analytical spatial work of the span of the bridge on the transverse distribution coefficients was performed.

Conclusion. The results of the analysis of experimentally and analytically obtained test data of the bridge indicate the normal spatial operation of the bridge spans, which corresponds to the nature of the idealized finite element scheme, good spatial rigidity and the presence of strength reserves in the bridge spans.

Keywords: test, deformability, bridge, span, technical condition.