

УДК 624.21. 004. 69

Ю.М. Собко

Національний університет "Львівська політехніка", ГНДЛ-88

**ДО МЕТОДИКИ ВИЗНАЧЕННЯ  
ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ЗГИНАЛЬНИХ МОМЕНТІВ  
У БАЛКОВИХ ПРОГОНОВИХ БУДОВАХ  
З КАРКАСНОЮ АРМАТУРОЮ**

© Собко Ю.М., 2002

**Наведені методика і алгоритм визначення експериментальних згинальних моментів за величинами вертикальних переміщень перерізів балок, отриманих при натурних випробуваннях прогонових будов, які дають можливість урахування фізичної нелінійності деформування залізобетону, а також наявності існуючих дефектів.**

**Вступ**

Одним з найбільше розповсюджених типів мостів в Україні є прогонові будови з каркасною зварною арматурою за типовим проектом "Союздорпроект" випуск 56 і 56д. Це автодорожні мости, діафрагмові і бездіафрагмові, балкові, вільно обперті, регулярної структури поперек прогону, малих і середніх прогонів, які були запроектовані під навантаження класу Н-18, НК-80. Специфіка таких прогонових будов полягає у тому, що при досить тонкостінній конструкції таврових балок, тобто при незначній власній вазі, поперечні перерізи перенасичені арматурою (відсоток армування до 5 %), що не є характерною ознакою класичних залізобетонних елементів. Вздовж прогону зварні каркаси виконані з обривами стрижнів робочої арматури, так що кількість арматури і, відповідно, приведена проектна жорсткість перерізів балки є змінною, тобто просторова система прогонової будови вздовж прогону є нерегулярною. Дані прогонові будови знаходяться в експлуатації близько 30–40 років, вони були запроектовані за методом допустимих напружень, що свідчить про наявність певних резервів міцності, які потрібно раціонально використовувати, наприклад при визначенні способу їх реконструкції, розширення і збільшення вантажопідйомності. Для цього важливо мати реальну картину напружено-деформованого стану перерізів елементів прогонових будов.

Цю задачу вже розв'язували раніше в КАДІ, ЛПІ, МАДІ, БілдорНДІ і в інших організаціях. Там були проведені дослідження прогонових будов на моделях з оргскла, а також із залізобетону. Внаслідок випробувань отримували експериментальні дані вертикальних переміщень перерізів, за якими визначали експериментальні частки зовнішньої сили (згинальні моменти), при цьому хибно вважаючи, що жорсткість перерізів залишається величиною постійною і дорівнює проектній  $E_b I_{red}$ :

$$P_{ij} = \frac{P w_{ij}}{\sum_{i,j=1}^{n,m} w_{ij}}, \quad (1)$$

де  $P$  – зовнішнє випробувальне навантаження;  $p_{ij}$  – частка навантаження на  $i$ -ту балку в  $j$ -му перерізі;  $w_{ij}$  – вертикальне переміщення  $i$ -ї балки в  $j$ -му перерізі;  $n$  – кількість балок в поперечному перерізі;  $m$  – кількість розрахункових перерізів вздовж прогону.

Також проводили визначення частки зовнішньої сили (експериментальних згинальних моментів) іншим відомим методом за вимірними опорними реакціями балок регулярних і нерегулярних за жорсткістю в поперечному перерізі прогонових будов, вважаючи при цьому, що частка зовнішнього навантаження, яке передається на  $i$ -ту балку системи із  $n$ -ї кількості балок дорівнює сумі опорних реакцій цієї балки:

$$p_i = R_{Ai} + R_{Bi}, \quad i = 1, 2, 3 \dots n; \quad (2)$$

де  $R_{Ai}$ ,  $R_{Bi}$  – опорні реакції  $i$ -ї балки.

Слід відзначити, що залежності (1), (2) є справедливими для пружних регулярних за жорсткістю в поперечному перерізі просторових балкових систем, вважаючи при цьому, що частка сили  $p_i$  діє тільки в поперечному перерізі прикладання зовнішньої сили  $P$  у вигляді концентрованої сили.

Як видно, в проведених раніше дослідженнях не були визначені експериментальні згинальні моменти і жорсткості з врахуванням нелінійності роботи залізобетонних перерізів з тріщинами. Це питання вперше було вирішено в лабораторії ГНДЛ-88 НУ “Львівська політехніка” [1] за допомогою розробки нового способу визначення експериментальних згинальних моментів з урахуванням тріщиноутворення і нелінійності деформування залізобетонних перерізів. Сутність методу полягала у тому, що згинальні моменти в перерізах залізобетонної балки при певній схемі прикладання зовнішнього навантаження і певних умовах обпирання є функцією середніх відносних деформацій бетону і арматури цих перерізів

$$M_i = F(\epsilon_{bmi}), \quad (3)$$

$$M_i = F(\epsilon_{smi}), \quad (4)$$

де  $\epsilon_{bmi}$ ,  $\epsilon_{smi}$  – експериментальні значення середніх відносних деформацій бетону і арматури;  $i = 1, 2, 3, \dots, n$  – кількість поперечних перерізів балки, які досліджували;  $M_i$  – балковий згинальний момент в  $i$ -му перерізі.

Отже, провівши випробування прогонової будови моста за аналогічною схемою і отримавши експериментальні значення середніх відносних деформацій бетону і арматури перерізів балок у складі прогонової будови знаходили відповідні експериментальні згинальні моменти на усьому діапазоні навантаження – в пружній і пружно-пластичній стадіях роботи, використовуючи отримані раніше еталонні залежності (3), (4) для окремих балок.

Подальший розвиток методики визначення експериментальних моментів у перерізах прогонових будов з каркасною арматурою з урахуванням нелінійної роботи перерізів на основі еталонних діаграм деформування мостових балок потрібно продовжити у напрямку використання диференційного рівняння зігнутої осі балки з визначенням кривини за експериментальними середніми відносними деформаціями бетону і арматури, а також за вимірними вертикальними переміщеннями перерізів. Вирішити ці питання передбачалося в цій роботі.

### Методика проведення випробувань та основні результати експерименту

Провели випробування мостової балки розрахунковим прогоном 13,5 м з каркасною арматурою (рис. 1). Ця балка була відокремлена від сусідніх балок системи прогонової будови розрізанням металевих накладок зварних з'єднань полиці і діафрагм, після чого провели установку випробувального стенду з металоконструкції індивідуального проектування і виконання, який складався з силової ферми довжиною 15,0 м і висотою 2,5 м та системи тяг і траверс, за допомогою яких навантаження передавалося на насадки існуючих мостових опор (рис. 1, а, б). Вимірювання деформацій проводили механічними мікроіндикаторами на базі 250 мм, що дозволило отримати значення середніх відносних деформацій перерізів. Для вимірювання деформацій розтягнутої робочої арматури, спеціальні тримачі приварювали на рівні центра ваги нижнього арматурного стрижня зварного каркасу (рис. 1, в). Вертикальні переміщення вимірювали прогиномірами 6ПАО у цих самих перерізах. Проводили спостереження за тріщиноутворенням з визначенням ширини розкриття тріщин мікроскопом. За можливістю усі вимірювальні прилади дублювали. У результаті за даними випробувань в перерізах, що досліджували, побудували еталонні графіки деформацій бетону і арматури, а також графічні залежності зміни початкової жорсткості перерізів балок. На рис. 2 представлені ці діаграми для найхарактернішого перерізу 2-2 в середній частині балки.

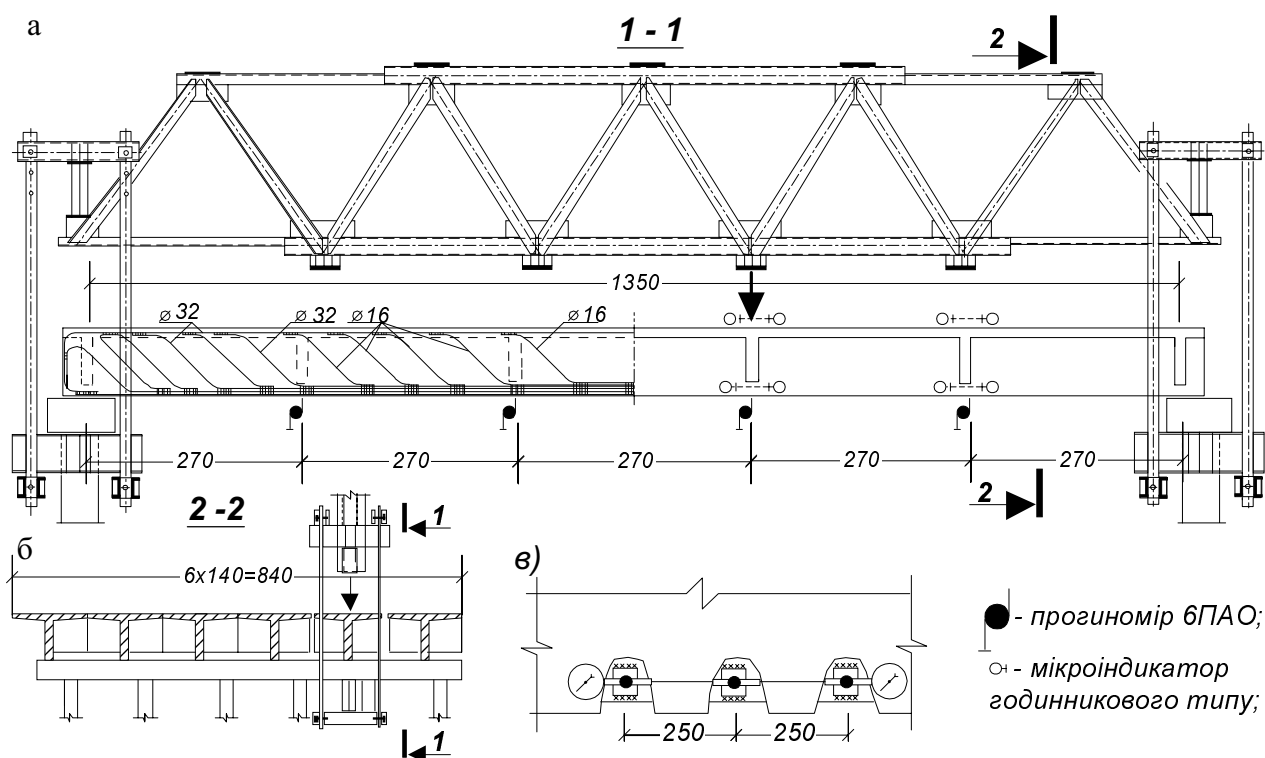


Рис. 1. Загальний вигляд мостової балки з каркасною арматурою та випробувального стенду:  
а – поздовжній переріз; б – поперечний переріз; в – загальний вигляд установлених мікроіндикаторів для вимірювання деформацій

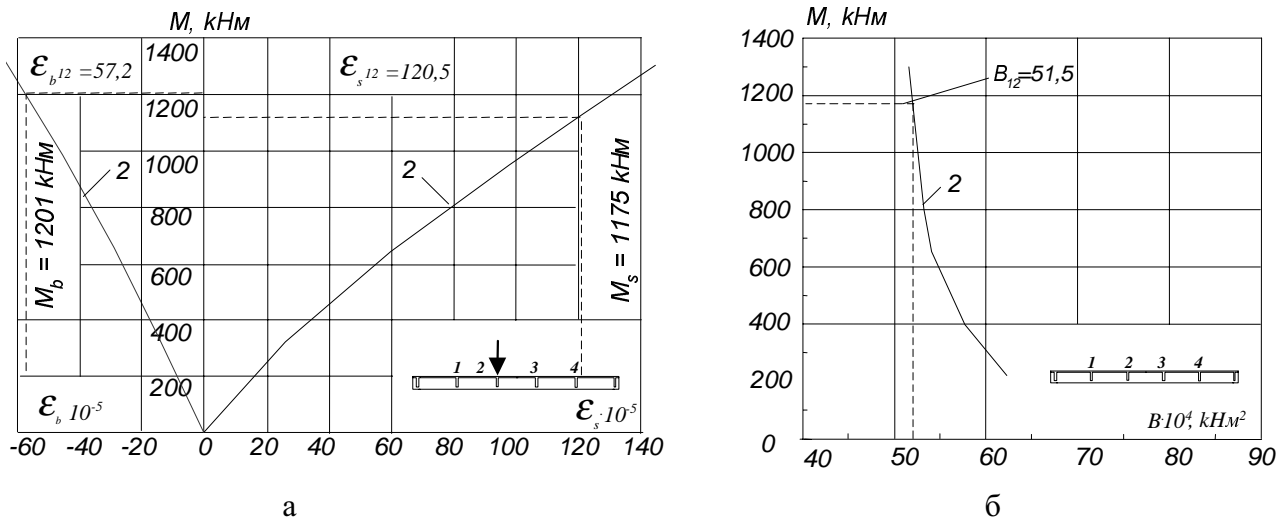


Рис. 2. Основні результати випробувань мостової балки з каркасною арматурою:  
 а – еталонні графіки відносних деформацій бетону і арматури;  
 б – графік зміни жорсткості

За аналогічною методикою провели випробування прогонової будови моста. Отримали комплекс експериментальних даних відносних деформацій  $\varepsilon_{bm}$ ,  $\varepsilon_{sm}$  і вертикальних переміщень  $w_z$  в перерізах балок. Розглянемо як приклад найхарактерніший переріз 2-2 в середній частині прогону крайньої балки при навантаженні його силою  $P = 800$  кН. У цьому перерізі отримали такі значення відносних деформацій:  $\varepsilon_{bm} = 57,2 \cdot 10^{-5}$ ,  $\varepsilon_{sm} = 120,5 \cdot 10^{-5}$ . Далі, за відповідними діаграмами деформування мостової балки (рис. 2, а) визначаємо експериментальні згинальні моменти в пружно-пластичній стадії роботи, що діють в крайній балці від сили  $P=800$  кН:  $M_{s2-2} = 1175$  кН·м (за  $\varepsilon_{sm}$ ),  $M_{b2-2} = 1201$  кН·м (за  $\varepsilon_{bm}$ ). Середній експериментальний згинальний момент становив  $M_{exp2-2} = 1186$  кН·м. Аналогічно визначають експериментальні моменти для усіх перерізів [1].

Розглянемо диференційне рівняння зігнутої осі балки

$$y'' = \frac{M}{B}, \quad (5)$$

де  $y''$  – кривина поперечного перерізу при згині;  $B$  – жорсткість перерізу на ділянці з тріщинами.

Реальну кривину поперечних перерізів можна визначити за експериментальними даними середніх відносних деформацій

$$y'' = \frac{1}{r} = \frac{\varepsilon_{bm} + \varepsilon_{sm}}{h}, \quad (6)$$

де  $\varepsilon_{bm}$ ,  $\varepsilon_{sm}$  – експериментальні значення середніх відносних деформацій бетону і арматури;  $h$  – відстань від верхньої фібри бетону до центра ваги нижнього розтягнутого стрижня зварного каркасу.

Знайшовши значення експериментальної кривини і відповідаючу їй жорсткість перерізу на ділянці з тріщинами, з рівняння (5) легко визначити значення  $M_{exp}$  у цьому перерізі.

Експериментальну кривину також можна визначити за вимірними вертикальними переміщеннями, побудувавши їх поздовжні епюри в балках прогонової будови [2]. За експериментальною епюрою вертикальних переміщень (рис. 3, а), записують рівняння кривини, яке ґрунтується на

регресивному аналізі (рис. 3, б). Для крайньої балки прогонової будови при завантаженні її силою  $P = 800 \text{ кН}$  в перерізі 2-2 рівняння буде мати вигляд

$$y = 0,010750 + 0,01568x - 0,00002x^2 + 5,0973e - 9x^3 - 1,5934e - 13x^4, \quad (7)$$

де  $y$  – вертикальне переміщення, см;  $x$  – відстань перерізу, см.

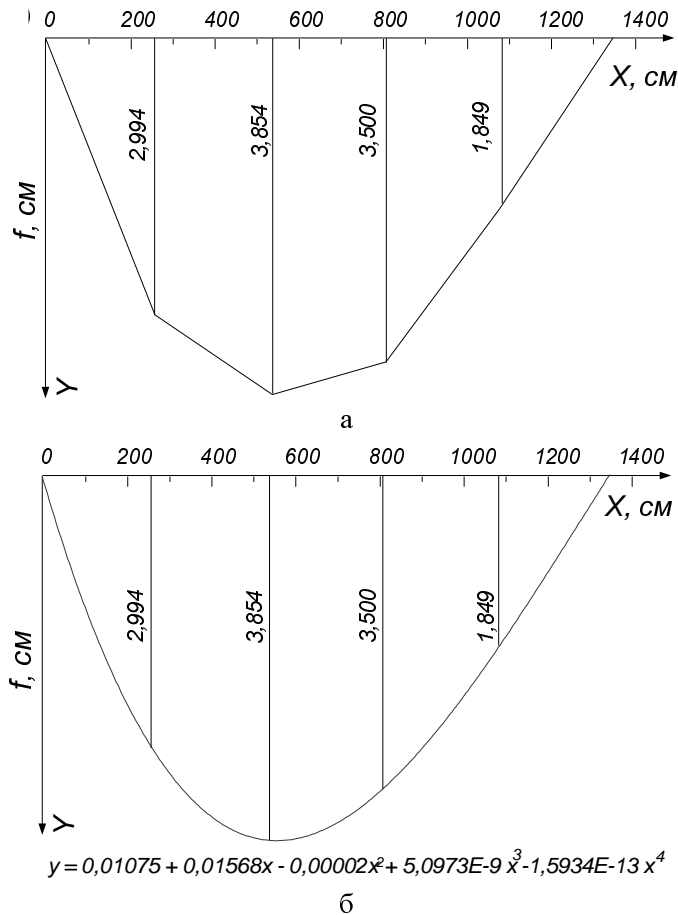


Рис. 3. Епюра вертикальних переміщень крайньої балки прогонової будови моста:  
а – експериментальна; б – за регресивним аналізом

Диференціюючи рівняння (7) двічі за  $x$ , отримуємо таке рівняння кривини:

$$d^2 y / dx^2 = y'' = -0,00004 + 30,582e - 9x - 19,121e - 13x^2, \quad (8)$$

Підставивши координату перерізу  $x = 540 \text{ см}$ , отримаємо  $y'' = 2,355 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}$ .

Значення експериментальної кривини у цьому ж перерізі за формулою (6)

$$y'' = \frac{1}{r} = \frac{\varepsilon_{bm} + \varepsilon_{sm}}{h} = \frac{57,4 + 120,5}{79,6} 10^{-5} \text{ см}^{-1} = 2,235 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}.$$

Як видно, ці значення отримані за двома незалежними методиками практично збігаються, що свідчить про можливість їх використання незалежно одна від одної.

### Алгоритм визначення експериментальних згинальних моментів за експериментальною кривою

1. З випробувань окремої мостової балки, аналогічної за конструкцією, умовами обпирання та навантаження до балок прогонової будови, побудувати графічні залежності ( $M - B_{exp}$ ).

2. З випробувань прогонової будови отримати дані середніх відносних деформацій і переміщень; визначити експериментальну кривину зігнутої осі перерізів за формулами (6) чи (7).

3. Кроковим методом за діаграмою ( $M - B_{exp}$ ) визначити відповідну експериментальну жорсткість перерізу на ділянці з тріщинами, при цьому:

- на першому кроці прийняти  $B = E_b I_{red}$  і визначити відповідно  $M_I$ ;
- на другому кроці за  $M_I$  визначити жорсткість  $B_{II}$  і обчислити відповідний момент  $M_{II}$ ;
- на третьому і наступних кроках повторити дії як в кроці II;

умова закінчення розрахунку:  $(M_i - M_{i-1})/M_i < 0,05$ .

### Приклад визначення експериментальних згинальних моментів

Як приклад визначимо експериментальні згинальні моменти в перерізі 2-2 за діаграмою ( $M - B_{exp}$ ) (рис. 2, б) і наведеним вище алгоритмом:

- при визначенні  $y''$  за формулою (6)
  - I-й крок  $M_I = 2,235 \cdot 960 = 2145$  кН·м;
  - II-й крок  $M_{II} = 2,235 \cdot 505 = 1128,6$  кН·м;
  - III-й крок  $M_{III} = 2,235 \cdot 510 = 1139,8$  кН·м.

Як видно, уже на третьому кроці ітерацій жорсткість практично не змінюється (тому що діаграма має пологий характер, що є характерною особливістю переармованих балок з каркасною арматурою) і досягається необхідна збіжність результатів. Отже, розрахунки припиняються на третьому кроці і  $M_{exp} = M_{III} = 1139,8$  кН·м.

- при визначенні  $y''$  за формулою (7)
  - I-й крок  $M_I = 2,355 \cdot 960 = 2310$  кН·м;
  - II-й крок  $M_{II} = 2,355 \cdot 505 = 1215$  кН·м;
  - III-й крок  $M_{III} = 2,355 \cdot 510 = 1201$  кН·м.

Порівнюючи отримані значення експериментальних моментів в перерізі 2-2 крайньої балки прогонової будови моста, визначеними за методикою [1] і запропонованою вище методикою виявили, що розбіжність становить: для формули (6) – 3,5 %, для формули (7) – +1,6 %, що свідчить про практичний збіг результатів за пропонуваним алгоритмом і методикою [1].

### Висновки

Визначені за пропонуваним алгоритмом експериментальні згинальні моменти в нелінійній області деформування перерізів, показали практично точні і близькі до реального об'єкта результати. Крім цього, дана методика має свої переваги: відсутня необхідність визначення експериментальних середніх відносних деформацій  $\varepsilon_{bm}$ ,  $\varepsilon_{sm}$  при випробуваннях прогонових будов і, як наслідок, зменшення трудоемності робіт при підготовці випробувань, а також скорочення термінів проведення випробувальних і камеральних робіт, що має важливе значення в інженерній практиці.

1. Кваша В.Г., Собко Ю.М. Дослідження роботи натурної залізобетонної прогонової будівлі моста за ТП вип. 56 // Укр. міжгалуз. наук.-практ. семінар “Сучасні проблеми проектування, будівництва та експлуатації споруд на шляхах сполучення”. – К., 1998. – С. 77–81. 2. Mohsem El Shahaway. Feasibility Study of Transversely Prestressed Double Tee Bridges // PCI JOURNAL. – September-October 1990. – Vol. 35. – N 5. – P. 56–69.