

ДОСЛІДЖЕННЯ ОСОБЛИВОСТЕЙ РОБОТИ ЗБІРНО-МОНОЛІТНИХ ПРОГОНОВИХ БУДОВ МОСТІВ З ДВОЗНАЧНОЮ ЕПЮРОЮ МОМЕНТІВ

© Сало В.Ю., Думич І.Ю., 2007

Наведено результати експериментальних досліджень, отриманих під час випробування дослідних збірно-монолітних нерозрізних мостів.

The active provides, the results of experimental research, obtained in investigation of the testing longitudinal concrete bridges.

Вступ. Одним із перспективних напрямків вдосконалення конструкцій збірно-монолітних прогонових будов є їх об'єднання в нерозрізні системи, що веде до зменшення витрати арматури і бетону, зниження будівельної висоти прогонових будов, збільшенню жорсткості всієї конструкції порівняно з розрізними (рис. 1). Найбільший ефект по жорсткості і тріщиностійкості може бути досягнутий при використанні попередньо напружених стиків. Регулювання зусиль за допомогою натягу арматури дає змогу монтувати збірно-монолітні балкові конструкції як звичайні збірні, повніше використовувати несучу здатність збірних елементів, включаючи усі або частину монтажного навантаження в роботу по нерозрізній схемі [1].

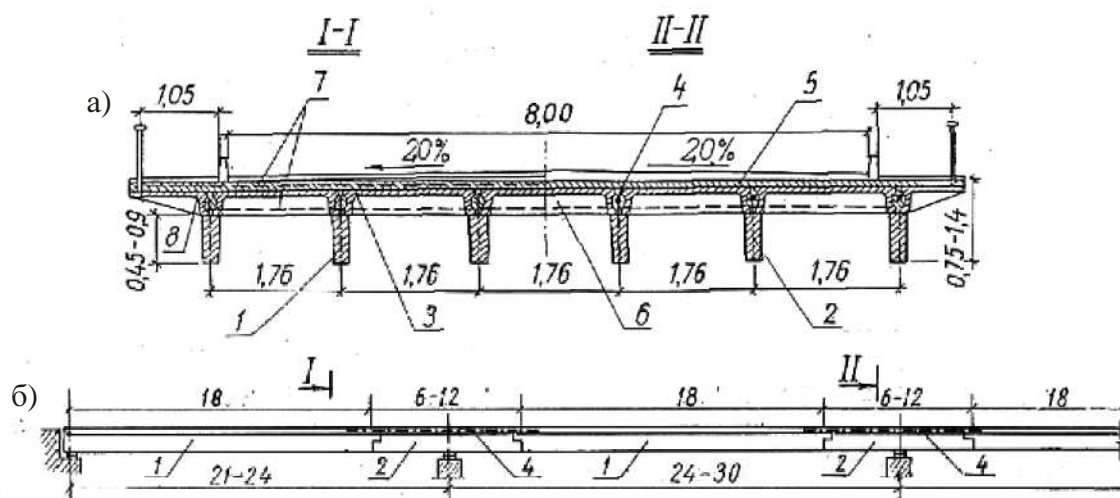


Рис. 1. Прогонова будова моста із збірно-монолітних конструкцій:
 а – поперечний переріз; б – конструктивна схема

Розрахункові схеми методів розрахунку збірно-монолітних конструкцій не повною мірою відображають фактичний характер роботи елементів на ділянках з двозначною епюрою моментів. Ця обставина викликає необхідність експериментальної перевірки роботи нових конструктивних рішень.

1. Випробування фрагмента прогонової будови із збірно-монолітних нерозрізних конструкцій. Були проведені експериментальні дослідження фрагмента мостової конструкції з попередньо напруженими стиками натурних розмірів з прогоном 15 м і консоллю 6 м, складених з прогонових та надпорних збірних елементів головних балок таврової форми. Ця конструкція була

зібрана з трьох збірних елементів (прогонового, надопорного, консольного), об'єднаних напруженою арматурою (рис. 2). Збірні елементи з поперечним перерізом прямокутної форми розмірами 26х50 см об'єднувались з ребристими плитами заввишки 40 см бетоном замоноличування завтовшки 10 см. Стрижні напруженої арматури стиків балок розміщались між ребрами плит з анкеруванням їх за допомогою зварювання до випусків арматури з балок, а натяг був виконаний електротермічним методом.

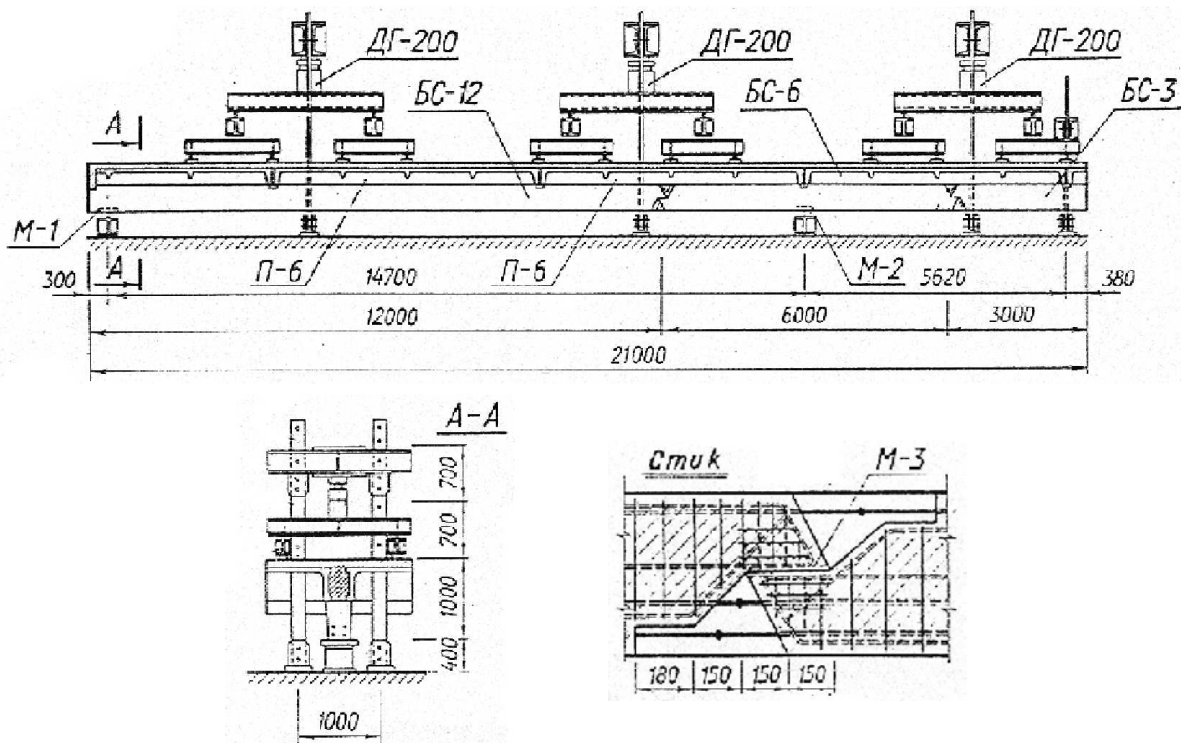


Рис. 2. Схема випробування фрагмента збірно-монолітного прогону нерозрізного моста

Під час експериментального дослідження конструкції на всіх етапах завантажень вимірювали деформації бетону їх арматури, зміни реакцій на опорах і в прогонах, а також велись спостереження за утворенням і розкриттям тріщин, до руйнування в прогоні і на опорі. Навантаження під час випробувань у вигляді зосереджених сил P_1 в прогоні і P_2 на консолі створювались гідравлічними домкратами ДГ-200 і ДГ-50. Навантаження прикладали ступенями по 20–25 кН і контролювали за зразковим манометром.

На першому етапі випробувань навантаження однакове в прогоні і на консолі ($P_1=P_2$) було доведене до появи перших тріщин по верхній поверхні плити на опорі В. На другому етапі випробувань спочатку навантаження було доведено до рівня попереднього, а потім збільшували тільки в прогоні до максимального моменту по несучій здатності і до руйнування. Фактичне руйнування конструкції пройшло від плинності арматури в зоні стику замоноличення. При цьому величина згинального моменту в перерізі стику становила 758,5 кНм, що більше від теоретичного значення руйнуючого моменту в цьому перерізі, що дорівнював 641,4 кНм. Дослідні прогини балки (рис. 3) до моменту появи тріщин добре погоджуються з теоретичними, підрахованими, як для пружного тіла по жорсткості $0,85 E_b \cdot I_{red}$.

Величина дослідного прогину в прогоні, що відповідає повному нормативному моменту M , дорівнює 2,27 см, або 1/660 прогону. Сумарна величина прогину від початку випробувань становила 8,9 см, або 1/168 довжини прогону. Повна величина перерізуючої сили на опорі В в момент руйнування становила 1461,0 кН.

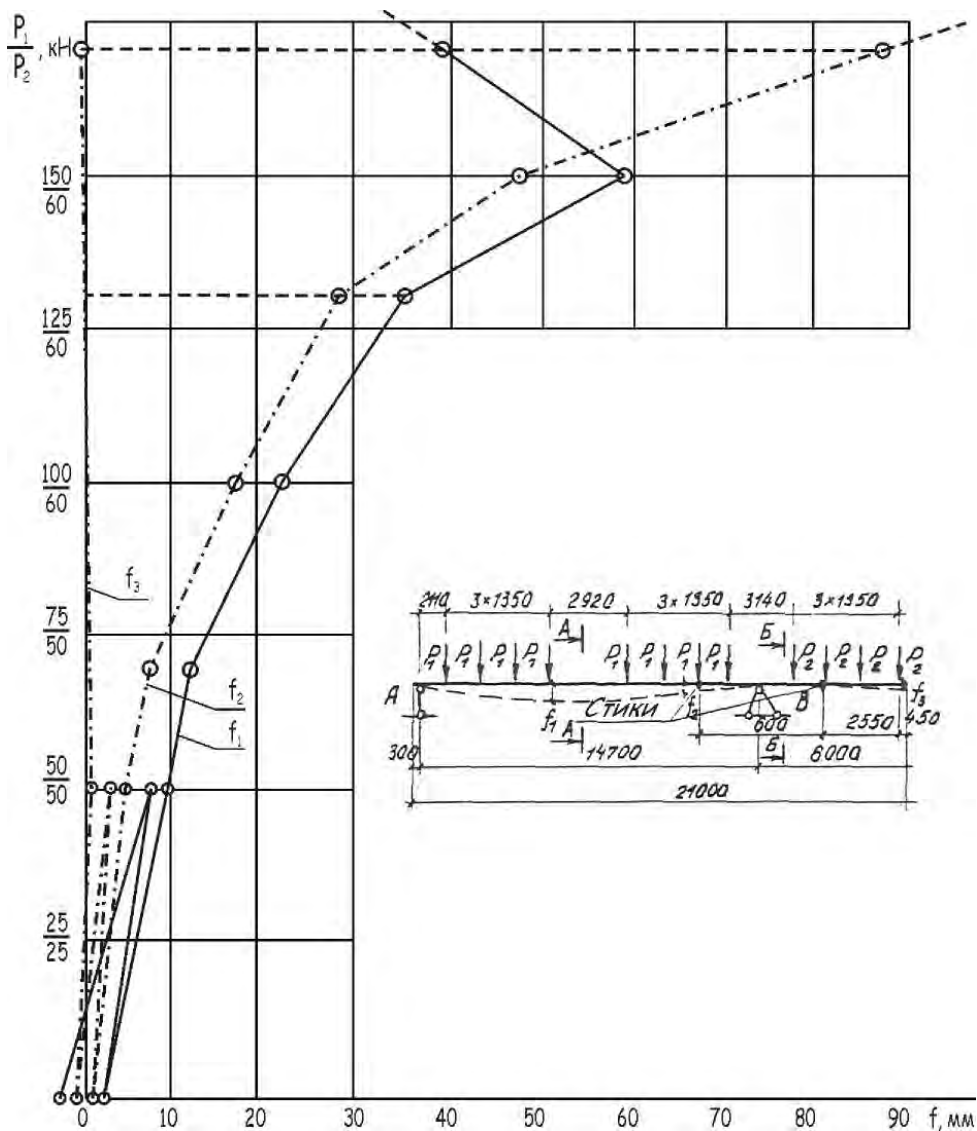


Рис. 3. Графік залежності прогинів збірно-монолітної консольної балки від зовнішнього навантаження

2. Особливості розрахунку міцності по похилих перерізах для елементів з двозначною епюрою моментів. Наведені експериментальні дослідження попередньо напруженої мостової конструкції натуральної величини з двозначною епюрою моментів дали змогу виявити особливості їх роботи в зоні дії згинальних моментів і поперечних сил, вивчити механізм утворення і розвитку тріщин, руйнування конструкції.

У збірно-монолітній консольній балці за відношення $a/h_0 = 1,57$ перші вертикальні тріщини з'явилися в монолітному бетоні плити над опорою В. У міру зростання навантаження тріщини розвивались по збірно-монолітній діафрагмі і з'явилися нові на ділянці від опори до сили в прогоні, які в подальшому отримали нахил в бік опори. На цьому етапі з'явилися похилі тріщини в розтягнутій зоні монолітного бетону в перерізі стику. У подальшому під час завантаження збірно-монолітної балки в площині контакту збірного елемента і монолітного бетону були відмічені деформації зсуву і поява часто розміщених похилих тріщин до зони нижньої поздовжньої арматури.

За результатами випробувань були виконані розрахунки і побудований графік зміни відносної розрахункової несучої здатності в похилих перерізах $\frac{Q}{R_{bt} \cdot b \cdot h_0}$ залежно від a/h_0 (рис. 4).

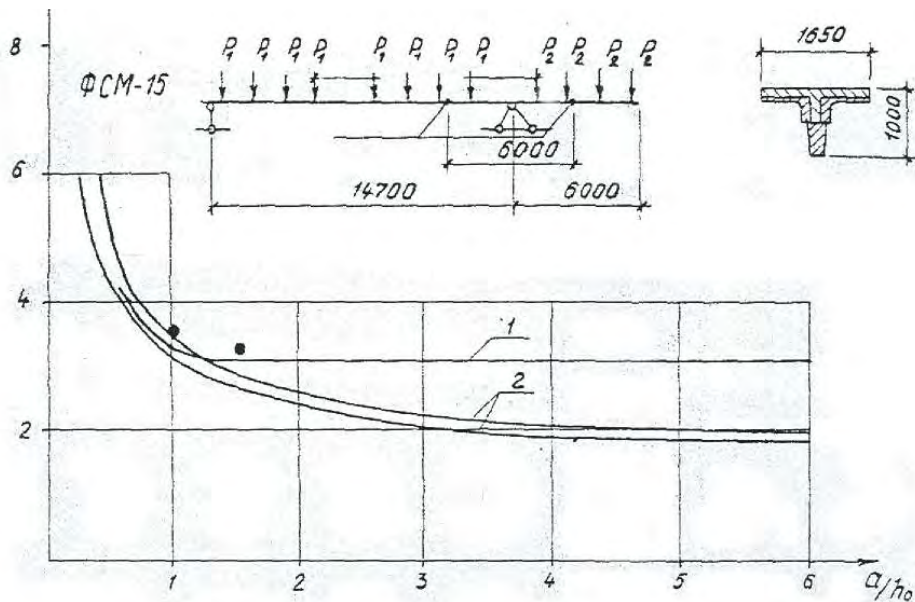


Рис. 4. Дослідна і розрахункова несуча здатність по похилих перерізах:
1 – розрахунок за формулою ДБН; 2 – те саме за формулою СНиП

Розрахункова несуча здатність визначалась за формулами СНиП 2.03.01-84 [3] і ДБН В.2.3-14:2006 [4]. Розрахункові криві мають дві ділянки – криволінійну і прямолінійну. Криволінійна ділянка показує, що із збільшенням відношення a/h_0 зменшується $\frac{Q}{R_{bt} \cdot b \cdot h_0}$. Горизонтальна ділянка показує постійне значення Q за подальшого збільшення відношення a/h_0 , одержаного із розрахунку за формулою $Q = 2\sqrt{B \cdot q_{sw}}$, що відповідає мінімуму несучої здатності за $c_0 = 2 \cdot h_0$. Для збірно-монолітної консольної балки за відношення $a = 1,57h_0$ дослідна несуча здатність по похилих перерізах вища від розрахункової, визначеної за формулою $Q = q_{sw} \cdot c_0 + \frac{B}{c}$. Ця формула дає неперервне зменшення розрахункової несучої здатності, оскільки зусилля Q_{sw} залишається постійним, а зусилля Q_b зменшується, оскільки довжина приймається такою, що дорівнює віддалі a . Проведені розрахунки показують добру подібність дослідних і розрахункових даних. У дослідженні [2] автори обмежують загальною довжиною проекції найневищого похилого перерізу величиною $c_0 = 4h_0$.

Висновки. Аналіз результатів випробувань фрагмента натурної конструкції підтвердив можливість широкої реалізації опрацьованих збірно-монолітних нерозрізних систем мостів з попередньо напруженими стиками.

Порівняння дослідних значень несучої здатності по похилих перерізах в конструкції за двозначної епюри моментів з теоретичними показує перевищення розрахункових значень над дослідними за великих значень відношення a/h_0 .

Встановлено, що напружений стан збірно-монолітного перерізу в надпорних ділянках нерозрізних балок сприятливо впливає на тріщиностійкість по похилих перерізах.

1. Гнідець Б.Г., Сало В.Ю. Випробування дослідних збірно-монолітних прогонових будов мостів з попередньо-напруженими стиками // Вісник Національного університету "Львівська політехніка". – 2006. – №562. 2. Зіганшин Х.А. Совершенствование метода расчета прочности по наклонным сечениям для элементов с двухзначной и однозначной эпюрой изгибающих моментов: Труды НИИЗНБ. – М., 1982. 3. Бетонные и железобетонные конструкции. СНиП 2.03.01-84.* – М. 1989. 4. Мости та труби. Правила проектування. ДБН В.2.3.-14.2006. – К., 2006.