

В.Г. Кваша, Л.В. Салійчук, А.А. Тузяк
Національний університет “Львівська політехніка”,
кафедра мостів і будівельної механіки

ТЕХНІЧНИЙ СТАН ТА РЕКОНСТРУКЦІЯ АВТОДОРОЖНІХ МОСТІВ З ПРОЛЬОТНИМИ БУДОВАМИ ІЗ ЗБІРНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПУСТОТНИХ ПЛИТ

© Кваша В.Г., Салійчук Л.В., Тузяк А.А., 2011

Описано результати випробувань, методику розрахунку, технічний стан та ефективні способи реконструкції прольотних будов із збірних залізобетонних попередньо напружених пустотних плит.

Ключові слова: попередньо напружені залізобетонні пустотні плити, збірні плитні прольотні будови, випробування, методика розрахунку, реконструкція.

The test data, calculation methodology, technical state and effective refurbishment methods of prestressed RS reddy mix plates are described.

Key words: reinforced-concrete pretension emptiness flags, precast flags span structures, tests, method of calculation, reconstruction.

Вступ. Постановка питання. Збірні залізобетонні прольотні будови автодорожніх мостів з уніфікованих пустотних попередньо напружених залізобетонних плит широко застосовують з середини 60-х років минулого сторіччя до сьогодні в різних, а з початку 70-х років – і в нерозрізних балкових системах, за різними конструктивними схемами. У поперечному перерізі вони складаються з ряду збірних плит, вкладених впритул і об'єднаних для забезпечення сумісної роботи утвореними між ними замоноличеними поздовжніми шпонковими швами, додатково армованими спіралями для підсилення бетону швів під час роботи на поперечну силу. Таке об'єднання забезпечує їх сумісні прогини, але дозволяє повороти суміжних плит, тобто створює шарнірне з'єднання.

В Україні плитні прольотні будови набули особливого поширення завдяки науково-дослідним розробкам УкрдортрансНДІ (тепер ДерждорНДІ), а також проектним роботам ПІ Укрдіпродор [1, 7, 11]. Вперше конструкції прольотних будов з попередньо напружених струнобетонних двопустотних плит повною довжиною 11,36 і 16,76 м для перекриття прольотів у світлі 10 і 15 м розроблені в УкрдортрансНДІ в 1960–1961 рр. [7, 11]. Плити шириною 105 см були армовані високоміцним дротом періодичного профілю Ø3 мм у вигляді пакета паралельних струн. До кінця 1960 р. було виготовлено 32 плити цього типу, з яких був побудований перший експериментальний чотирипрольотний міст з прольотними будовами із струнобетонних двопустотних плит довжиною 16,76 м через р. Жерев біля с. Ігнатополь на автодорозі Житомир-Мозир. Об'єднано плити попереку прольоту замоноличуванням поздовжніх пазів.

На основі науково-дослідних і конструкторських розробок УкрдортрансНДІ в 1963 р. ПІ Укрдортранс розробив перший типовий проект плитних струнобетонних прольотних будов довжиною 11,36 м і 16,76 м для габаритів 7 м і 8 м з тротуарами 1,0 та 1,5 м під нормовані навантаження Н-30 і НК-80 (ВТП-16). Двопустотні попередньо напружені плити шириною 105 см з круглими пустотами для довжини 11,36 м і овальними – для довжини 16,76 м армували струнами з високоміцного дроту Ø3 мм і Ø5 мм або семидротяними канатами з дроту Ø3мм.

Одночасно майже аналогічні проекти струнобетонних прольотних будов для перекриття прольотів в світлі 7,5 м, 10 м, 12,5 м і габаритом Г-7+2×0,75 м розроблено Союздорпроектм під

нормовані навантаження Н-18 і НК-80. Передбачалось два варіанти армування плит – струнами з високоміцного дроту $\varnothing 5$ мм або семидротяними канатами з дроту $\varnothing 3$ мм. Масове застосування прольотних будов із збірних попередньо напружених пустотних плит почалось з 1963 р. після розроблення Союздорпроектом типового проекту уніфікованих збірних плитних прольотних будов для автодорожніх і міських мостів повною довжиною плит 6, 9, 12, 15, 18 м для габаритів Г-7, Г-8, Г-10, Г-11,5 з тротуарами 1,0 і 1,5 м під нормовані навантаження Н-30 і НК-80. Попередньо напружені плити шириною 1,0 м і висотою відповідно 0,3 м, 0,45 м, 0,6 м, 0,75 м мають по дві циліндричні (для 6,9 м) або овальні (для 12,15,18 м) пустоти. Плити армовані високоміцною стрижневою арматурою періодичного профілю. Залежно від габариту прольотні будови компонують з відповідної кількості плит, об'єднаних у поперечному напрямку для забезпечення сумісної роботи поздовжніми замоноличеними шпонковими швами.

На початку 70-х років завдяки розробкам Київської філії Союздорпроекту і ДерждорНДІ уніфіковані плити різних типорозмірів з надпорними вставками різної довжини застосовували в нерозрізних прольотних будовах за декількома конструктивними схемами: $9+n \times 12+9$; $12+n \times 15+12$; $15+n \times 18+15$; $18+n \times 24+18$, що ще більше розширило діапазон застосування попередньо напружених пустотних плит, урізноманітнило конструкції прольотних будов та збільшило кількість збудованих мостів.

За період з перших років впровадження в мостобудівництво прольотних будов з пустотних плит до сьогодні практично всі підприємства збірних залізобетонних мостових конструкцій у різних регіонах України освоїли виробництво повної типової номенклатури двопустотних плит, що і спричинило їх масове і багаторічне застосування в автодорожніх і міських мостах. Тому сьогодні на мережі державних і місцевих доріг, а також у населених пунктах експлуатується велика кількість таких мостів, значна частина з яких через зміни нормованих вимог до габаритів та збільшення навантажень не відповідає експлуатаційним вимогам за основними функціональними споживчими властивостями: вантажопідйомністю, пропускною здатністю, безпекою та комфортністю руху. Зважаючи на це, доведення їх експлуатаційних параметрів до вимог чинних норм проектування нових мостів становить серйозну і актуальну науково-технічну проблему загальнодержавного значення. Тому метою роботи є аналіз проведених експериментальних досліджень та натурних випробувань прольотних будов цього типу, пошук методик просторового розрахунку відповідно до характеру їх роботи під навантаженням та результатів натурних випробувань, а також розроблення ефективних способів ремонту, підсилення і реконструкції з нормованим терміном подальшої експлуатації не меншим, ніж для нових мостів.

1. Аналіз експериментальних досліджень і натурних випробувань та розрахунок прольотних будов із збірних залізобетонних пустотних плит. Перші експериментальні дослідження натурних двопустотних плит проведені в УкрдортрансНДІ в 1961 р. в процесі розробки проекту прольотних будов із двопустотних плит прольотом у світлі 15,0 м [1,7,11]. Статичним короткочасним навантаженням випробовували попередньо напружену струнобетонну плиту довжиною 16,76 м (розрахунковий прольот 16,3 м) висотою 0,8 м, шириною 1,05 м з двома овальними пустотами. До моменту випробувань міцність бетону відповідала проектній – 40 МПа. Навантаження здійснювали гідравлічними домкратами у три цикли. На першому циклі створювали зусилля, що відповідали розрахунковому згинальному моменту в складі прольотної будови $M = 468$ кН·м. В другому циклі навантаження доводили до моменту тріщиноутворення $M_{cr} = 1170$ кН·м і в третьому циклі плиту доводили до руйнування, яке настало при згинальному моменті $M_u = 1638$ кН·м. З врахуванням власної ваги плити згинальні моменти на характерних етапах випробувань становили $M = 781$ кН·м, $M_{cr} = 1483$ кН·м, $M_u = 1951$ кН·м. При розрахунковому згинальному моменті прогин в середині прольоту плити становив 5,9 мм (1/2750l), в момент утворення видимих тріщин – 27,8 мм (1/580l) і максимальний, заміряний перед руйнуванням при згинальному моменті 1403 кН·м (1716 кН·м з врахуванням власної ваги) – 49,0 мм (1/330l).

Перші видимі тріщини виникли в середині прольоту при згинальному моменті $M_{cr} = 1170$ кН·м, а за графіками деформацій розтягнутого бетону і прогинів за момент тріщиноутворення прийнято $M_{cr} = 1050$ кН·м (1361 кН·м), що відповідало прогину 23,4 мм (1/700*l*). Із збільшенням навантажень зона тріщиноутворення поширилася на 2–2,5 м в обидва боки від середини прольоту. Коефіцієнт запасу за тріщиностійкістю (відношення згинального моменту утворення тріщин до розрахункового) становив 1,75.

При розрахунковому руйнівному навантаженні на приопорних ділянках виникли похилі тріщини, які поширилися від опори до першого домкрата. Руйнування плити настало внаслідок роздроблення бетону стиснутої зони в перерізі на відстані 4,0 м від опори безпосередньо над крайнім домкратом. На всіх етапах випробувань аж до руйнування не виявлено розривів або проковзування струн, що свідчить про їхнє надійне зчеплення з бетоном і забезпечене анкерування.

Аналогічну двопустотну плиту було випробувано також тривалим навантаженням, яке створювали цеглою загальною вагою 168 кН, розподіленою на середній ділянці довжиною 13,0 м (13 кН/м.п.). Пружний прогин в середині прольоту, виміряний при навантаженні, становив 12,52 мм. При тривалій дії навантаження протягом 2,5 місяця прогин збільшився на 9,5 мм.

Наступним етапом дослідних робіт УкрдортрансНДІ були натурні випробування прольотних будов із струнобетонних двопустотних плит довжиною 16,76 м (розрахунковий прольот 16,3 м) моста через р. Жерев на автодорозі Житомир–Мозир. Міст побудований за конструктивною схемою 4×16,8 м, з габаритом Г-6+2×0,75. Поперечний переріз складений із семи попередньо напружених струнобетонних плит, об'єднаних в просторову систему прольотної будови поздовжніми замоноліченими пазами, розташованими у верхній частині зовнішніх ребер плит (рис. 1, *а*). Конструкція плит відповідала конструкції попередньо випробуваних окремих плит. Поперечний переріз мав розміри 105×80 см, товщина верхньої і нижньої полиць відповідно 5 і 8 см, товщина крайніх ребер 7 см, середнього – 8 см.

Завданням випробувань було оцінювання жорсткості прольотних будов у поперечному і поздовжньому напрямках, а також дослідження деформацій окремих балок, поведінки шпонкових стиків між ними та розподілу навантажень між балками. Було детально випробувано дві прольотні будови.

Для випробувального навантаження використовували два гусеничні тягачі вагою по 46,5 т кожен, що за даними науково-технічного звіту [7] з врахуванням постійних навантажень створювало навантаженість прольотної будови 134 % від нормованого за схемою Н13 і 108% від НГ-60. Навантаження здійснювали за двома схемами: одностороннє при розташуванні тягачів біля бордюру і симетричне – із встановленням їх по осі моста (рис. 1, *а*). Вздовж моста обидва тягачі встановлювали максимально зближеними в одну колону (рис. 1, *в*). При кожній схемі навантаження вимірювали прогини, напруження на нижній грані плит в середині прольоту, поперечні деформації плит і стиків між ними.

Епюри прогинів (середні з випробувань двох прольотів) при обох схемах навантаження, запозичені з роботи [7], представлені на рис. 1, *б*. Плавна їх зміна поперек прольоту свідчить про надійне забезпечення шпонковими стиками сумісної роботи плит. При односторонньому навантаженні максимальний прогин другої плити становив 5,2 мм (1/3115*l*), при симетричному навантаженні найбільший прогин – 4,95 мм (1/3270*l*) мали середні плити. За виміряними прогинами визначали експериментальні коефіцієнти поперечного розподілу КПП навантажень, які порівнювали з розрахованими. Аналіз розподілу тимчасових навантажень та порівняння експериментальних і розрахованих КПП буде представлено нижче.

Загалом проведені випробування показали, що замонолічені шпонкові стики забезпечили доволі високу поперечну жорсткість прольотної будови і включення в сумісну роботу всіх плит при обох схемах навантаження. Так, за симетричного навантаження відношення прогинів крайніх і середніх балок становило 0,77-0,83, а мінімального прогину до максимального за одностороннього навантаження – 0,55.

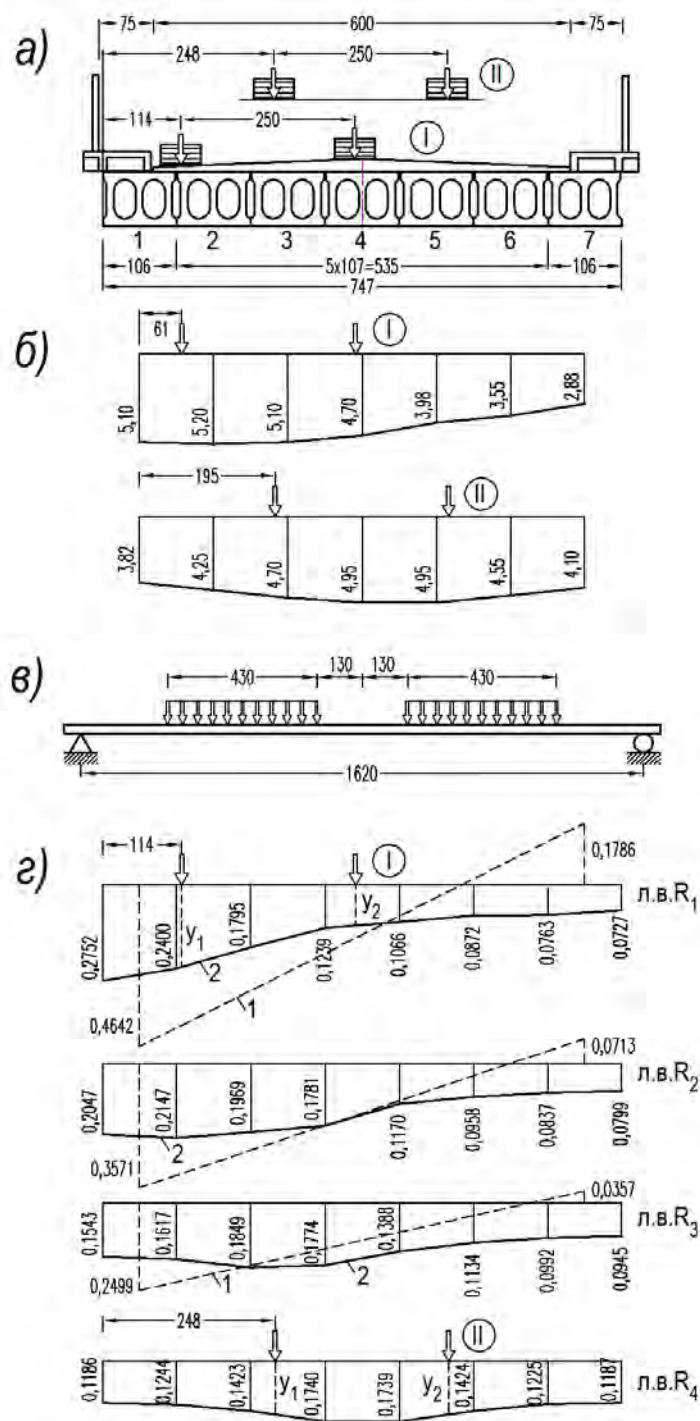


Рис. 1. Результати випробувань та просторового розрахунку плитної прольотної будови моста через р. Жерев (1961 р.):

а – поперечний переріз і схеми випробувальних навантажень, б – епюри прогинів балок при односторонньому (I) і симетричному (II) навантаженнях; в – розташування випробувальних навантажень вздовж прольоту; г – лінії впливу реакцій (тиску) на плити. (1 – метод позацентрового стиску; 2 – метод М.С. Гібімана)

Наведений приклад перших випробувань збірної залізобетонної плитної прольотної будови дає певне уявлення про особливості її просторової роботи і може бути використаний при теоретичному аналізі для порівняння розрахованих і експериментальних даних, але він не є характерним для сучасніших, збудованих у значній кількості за чинними типовими проектами збірних плитних прольотних будов з більшими габаритами і більшою кількістю плит, розрахованих

на інші нормовані тимчасові навантаження – Н18, Н30, НК-80. Тому практичний інтерес становлять результати випробувань саме цих типів прольотних будов масового будівництва зі значно більшою кількістю плит у поперечному перерізі. Однак слід також зазначити, що незважаючи на масовий характер будівництва, випробувань їх проводили мало, лише в окремих випадках очевидно відносячи їх до категорії «нових» мостів, технічний стан яких є задовільним. У технічній літературі описання таких випробувань практично відсутні.

Зважаючи на це, нижче наводимо результати статичних випробувань збірної залізобетонної прольотної будови моста через р. Церем в с. Пилиповичі на км 240+084 автодороги Київ–Чоп, проведені ДП «Укрголовекспертиза» у 2010 р. перед розробленням проекту реконструкції цього моста і представленими у технічному звіті [10]. Метою випробувань було виявлення реального характеру просторової роботи і розподілу тимчасового навантаження між балками, а також уточнення фактичної вантажопідйомності прольотної будови.

Міст побудований в 1983 р. за типовим проектом ВТП-21, розробленим ПІ «Укрдіпротранс». Прольотна будова моста балкова, розрізна за конструктивною схемою 3×18 м з габаритом Г-11,6 м і одностороннім тротуаром 1,5 м. Повна довжина попередньо напружених плит з двома овальними пустотами 18,0 м, ширина 98 см, висота 75 см. У поперечному перерізі прольотної будови розташовано 13 плит (рис. 2, а), об'єднаних поздовжніми замоноличеними шпонковими стиками. Покриття мостового полотна типове, багат шарове із стічним трикутником загальною товщиною 23 см, зокрема асфальтобетонне покриття – 15 см.

Навантаженням на прольотну будову слугували чотири навантажені автомобілі – самоскиди МАЗ 551605 загальною вагою 30–30,4 т кожен. При випробуваннях здійснювали дві схеми навантаження для одержання максимальних згинальних моментів в середині прольоту (рис. 2, а): одностороннє з максимальним наближенням двох колон автомобілів до бар'єру безпеки і симетричне з розташуванням двох колон автомобілів симетрично відносно поздовжньої осі моста. Вздовж моста колони автомобілів розташовували симетрично відносно середини прольоту і для одержання максимальних зусиль зводили впритул задніми бортами (рис. 2, в).

Результати випробувань представлені епіюрами експериментальних прогинів плит при обох схемах навантаження (рис. 2, б), закономірність розподілу яких між балками поперек прольоту дає уявлення про характер просторової роботи прольотної будови. Закон зміни прогинів плит при обох схемах навантаження нелінійний, однак як при односторонньому, так і при симетричному навантаженні воно розподіляється між всіма плитами прольотної будови, що свідчить про достатню її поперечну жорсткість і забезпечення замоноличеними шпонковими стиками сумісної роботи всіх плит у складі прольотної будови.

При односторонньому навантаженні максимальний прогин 5,95 мм ($1/2920l$) мала четверта плита. Приблизно такий же прогин 5,8 мм ($1/3000l$) при симетричному навантаженні мала середня, сьома плита. Плавний характер зміни прогинів плит поперек прольоту свідчить про забезпечення замоноличеними шпонковими стиками сумісної роботи плит, а криволінійність епіюр прогинів – про відсутність жорстких з'єднань між ними.

За виміряними прогинами за відомою методикою з врахуванням кількості колон випробувального навантаження поперек прольоту [4] знаходили експериментальні значення коефіцієнтів поперечного розподілу (КПР) для окремих плит від випробувальних навантажень і порівнювали їх з розрахованими за різними перевіреними практикою проектування, методами КПР, які, незважаючи на можливість сучасної обчислювальної техніки, продовжують застосовуватись в практиці проектування мостів [4]. Розраховані значення КПР для кожної плити прольотної будови одержували, навантажуючи випробувальним навантаженням побудовані за різними методами розрахунку відповідні лінії впливу тиску поперечної розподілюючої конструкції на плити. Для побудови цих ліній впливу розглядали найрозповсюдженіші в практиці проектування методи: позacentрового стиску, пружних опор, а також спеціально розроблений для розрахунку плитних мостів з шарнірним об'єднанням плит поперек прольоту метод М.С. Гібшмана [2].

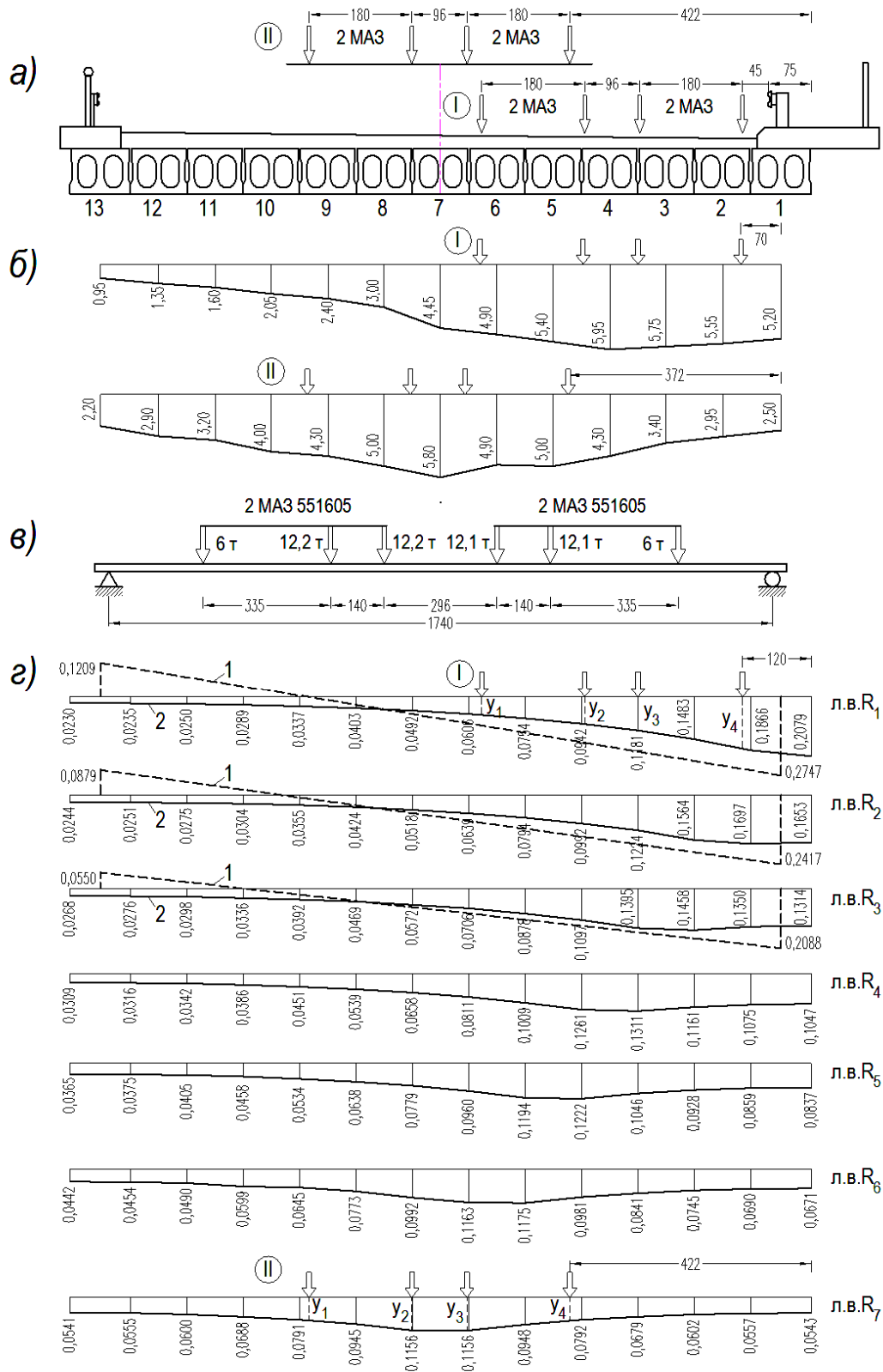


Рис. 2. Результати випробувань та просторового розрахунку плитної прольотної будови моста через р. Церем (2010 р.):

а – поперечний переріз і схеми випробувальних навантажень, б – етори прогинів балок при односторонньому (I) і симетричному (II) навантаженнях; в – розташування випробувальних навантажень вздовж прольоту; г – лінії впливу реакцій (тиску) на плити. (1 – метод позациврового стиску; 2 – метод М.С. Гібимана)

Розрахункова модель методів позацентрового стиску і пружних опор передбачає або абсолютно жорсткий, недеформований або деформований з жорсткими зв'язками поперечний переріз прольотної будови. Тому при розрахунку за цими методами найбільше навантаженою є крайня плита а для найбільш відділених від неї плит ординати лінії впливу тиску будуть від'ємними, що не відповідає реальним, одержаним з випробувань, епюрам розподілу прогинів між плитами поперек прольоту, з яких видно, що дійсний розподіл навантажень між плитами є більш рівномірним, а від'ємні ділянки відсутні. Для прольотних будов з шарнірними зв'язками між плитами більш близькою до реальної є розрахункова модель методу М.Є. Гібшмана, що наглядно видно з представленою на рис. 1, з і 2, з порівняння ліній впливу тиску, розрахованих за методом позацентрового стиску (1) і методом М.Є. Гібшмана (2). Як для вузької, так і для широкої прольотних будов характер ліній впливу за методом позацентрового стиску не відповідає характеру епюр прогинів, а знайдені за ними КПП для крайньої плити від випробувальних навантажень на 60,4 % для вузької і на 64,8 % для широкої прольотних будов є більшими від експериментальних, визначених за епюрами прогинів. Характеру епюр прогинів відповідають лінії впливу тиску, розраховані за методом М.Є. Гібшмана, а визначені за ними КПП для найбільш навантаженої частини плит при односторонній і симетричній схемах навантажень для обох прольотних будов мають цілком задовільну збіжність з експериментальними (таблиця). Різниця між експериментальними і розрахованими КПП складає лише декілька відсотків і практично знаходиться в межах точності інженерних розрахунків. Наведене порівняння свідчить, що теоретичні передумови і розрахункова модель методу М.Є. Гібшмана відповідають дійсному характеру просторової роботи збірних плитних прольотних будов з шарнірним об'єднанням плит. Тому цей метод можна рекомендувати для інженерного розрахунку збірних прольотних будов з плит, об'єднаних поздовжніми шпонковими швами, які сприймають лише поперечну силу, як придатний при будь-якому відношенні ширини до довжини прольоту і будь-якій статичній схемі прольотної будови.

Порівняння експериментальних КПП з розрахованими за методом М.Є. Гібшмана

| № плит | Одностороннє навантаження (схема I) | | | Симетричне навантаження (схема II) | | |
|--|-------------------------------------|--------------------|------|------------------------------------|--------------------|-------|
| | КПП _{exp} | КПП _{cal} | Δ, % | КПП _{exp} | КПП _{cal} | Δ, % |
| Міст через р. Жерев – рис. 1 (1961 р.) | | | | | | |
| 1 | 0,1688 | 0,1764 | 4,5 | 0,1264 | 0,1273 | 0,7 |
| 2 | 0,1721 | 0,1834 | 6,6 | 0,1405 | 0,1482 | 5,5 |
| 3 | 0,1688 | 0,1625 | -3,7 | 0,1540 | 0,1521 | -1,2 |
| 4 | 0,1556 | 0,1496 | -3,8 | 0,1581 | 0,1528 | -3,4 |
| Міст через р. Церем – рис. 2 (2010 р.) | | | | | | |
| 1 | 0,2142 | 0,2282 | 6,5 | - | - | - |
| 2 | 0,2286 | 0,2285 | 0,0 | 0,1160 | 0,1239 | 6,8 |
| 3 | 0,2369 | 0,2312 | -2,4 | 0,1308 | 0,1368 | 4,6 |
| 4 | 0,2451 | 0,2262 | -7,7 | 0,1645 | 0,1572 | -4,4 |
| 5 | 0,2224 | 0,2060 | -7,3 | 0,1843 | 0,1756 | -4,7 |
| 6 | 0,2018 | 0,1842 | -8,7 | 0,1962 | 0,1926 | -1,8 |
| 7 | - | - | - | 0,2299 | 0,1982 | -13,8 |

Примітки: K_{exp} , K_{cal} – експериментальний (за прогинами) і розрахований КПП випробувального навантаження; $D = \frac{K_{cal} - K_{exp}}{K_{exp}} \cdot 100\%$ (K_{exp} прийнято за 100%).

2. Експлуатаційний стан та реконструкція збірних плитних прольотних будов.

Загальною невідповідністю експлуатаційним вимогам чинних норм проектування нових мостів для прольотних будов цього типу, збудованих в кінці 60-х і протягом 70-х років минулого сторіччя, є малі габарити проїзної частини і тротуарів, а отже і невідповідність вимогам за пропускною здатністю, безпекою та комфортністю руху. З цих умов при загальному задовільному стані несучих

конструкцій і достатній вантажопідйомності вони можуть бути віднесені до морально застарілих і в першу чергу потребують розширення габариту відповідно до перспективної категорії дороги.

Експлуатаційний стан збірних плитних прольотних будов визначається їх конструктивними особливостями. Порівняно з ребристими, зокрема попередньо напруженими струнбетонними [6,8], вони є більш захищеними від негативного впливу зовнішнього середовища, оскільки мають значно меншу площу відкритих поверхонь. Відносно незахищеними є лише зовнішні бокові поверхні крайніх плит, де і накопичуються основні дефекти, пов'язані з корозією бетону, відшаруванням його захисного шару з місцевим оголенням арматури та її корозією. Нижні поверхні плит є більш захищеними і значних дефектів практично не мають. Поширеним дефектом, який спостерігається у переважній кількості прольотних будов, є пошкодження і розриви гідроізоляції і внаслідок цього просочування води через шпонкові шви між плитами і пов'язане з цим вилуговування бетону замонолічення, зменшення сил тертя у швах і їх міцності на сприйняття поперечних сил, що є основним фактором забезпечення сумісної роботи плит прольотної будови.

Характерним дефектом збірних розрізних залізобетонних прольотних будов [6, 8] є недосконалість і недовговічність деформаційних швів закритого типу. Їх розгерметизація призводить до багаторазового замочування-висихання, замерзання-розмерзання торцевих і приопорних ділянок плит, що супроводжується інтенсивною корозією бетону, оголенням арматури і пошкодженням бетону в зоні розташування опорних частин. При тонкостінних перерізах пустотних плит це зменшує їх довговічність, тому одним із завдань реконструкції повинна бути ліквідація деформаційних швів.

Загалом експлуатаційний стан плитних прольотних будов порівняно з ребристими [6,8] при однакових термінах їх експлуатації є значно кращим, а дефекти, які б значно впливали на несучу здатність плит, практично відсутні. За результатами обстежень, випробувань і перевірок розрахунків переважна більшість з них має забезпечену нормовану вантажопідйомність на сприйняття нормованих навантажень за чинними нормами проектування нових мостів А15 і НК-100. Практично всі вони, незалежно від періоду будівництва, сьогодні є цілком працездатними, мають загалом задовільний стан несучих конструкцій і можуть бути використані при реконструкції, приклади якої за проектами, розробленими в ГНДЛ-88 НУ «Львівська політехніка», наведені нижче.

Метою реконструкції було доведення експлуатаційних показників існуючих мостів до вимог чинних норм проектування нових мостів з розширенням габариту за нормативами перспективної категорії дороги та забезпеченням нормованого терміну подальшої експлуатації співрозмірного з новими мостами.

Першим об'єктом реконструкції був міст через р. Перга на км 205+612 автодороги Київ-Ковель-Ягодин. За конструктивною схемою міст однопрольотний з типових двопустотних попередньо напружених плит довжиною 18,0 м (рис. 3, а). У поперечному перерізі існуюча прольотна будова габаритом Г-9+2×1,0 м складена з одинадцяти типових плит, що не відповідає нормованим вимогам для дороги II технічної категорії.

Прольотна будова розширена за нормативами дороги II технічної категорії до габариту Г-11,5+2×1,0 м плоскою монолітною залізобетонною плитою з консольними ділянками довжиною по 1,95 м (рис. 3, б) [3]. Накладну плиту об'єднують для сумісної роботи з існуючими плитами за допомогою клеєстрижневих петльових анкерів (рис. 3, в) [9], розташованих вздовж прольоту з кроком з кроком 120 см і поперек по осі крайніх і через одну проміжних плит (рис. 3, б). Зовнішні відкриті і частково пошкоджені корозією бетону бокові поверхні крайніх плит захищені добетонуваними ребрами з нахиленими поверхнями, об'єднаними у нижній частині з плитами П-подібними анкерами А-2 (рис. 3, б). Розширена прольотна будова розрахована на нормовані навантаження А15 і НК-100 згідно з чинними нормами проектування нових мостів. Для визначення КІР від розрахункових схем нормованих навантажень використаний метод просторового розрахунку М.С. Гібшмана [2].

Після влаштування накладної плити виконано заміну гідроізоляції і покриття, а також захисних елементів мостового полотна. Для забезпечення довговічності відкриті поверхні прольотної будови і опори захищені від агресивних впливів зовнішнього середовища та можливої

корозії в процесі майбутньої експлуатації високоякісними відновлювально-захисними системами фірм Sika і Gemite.

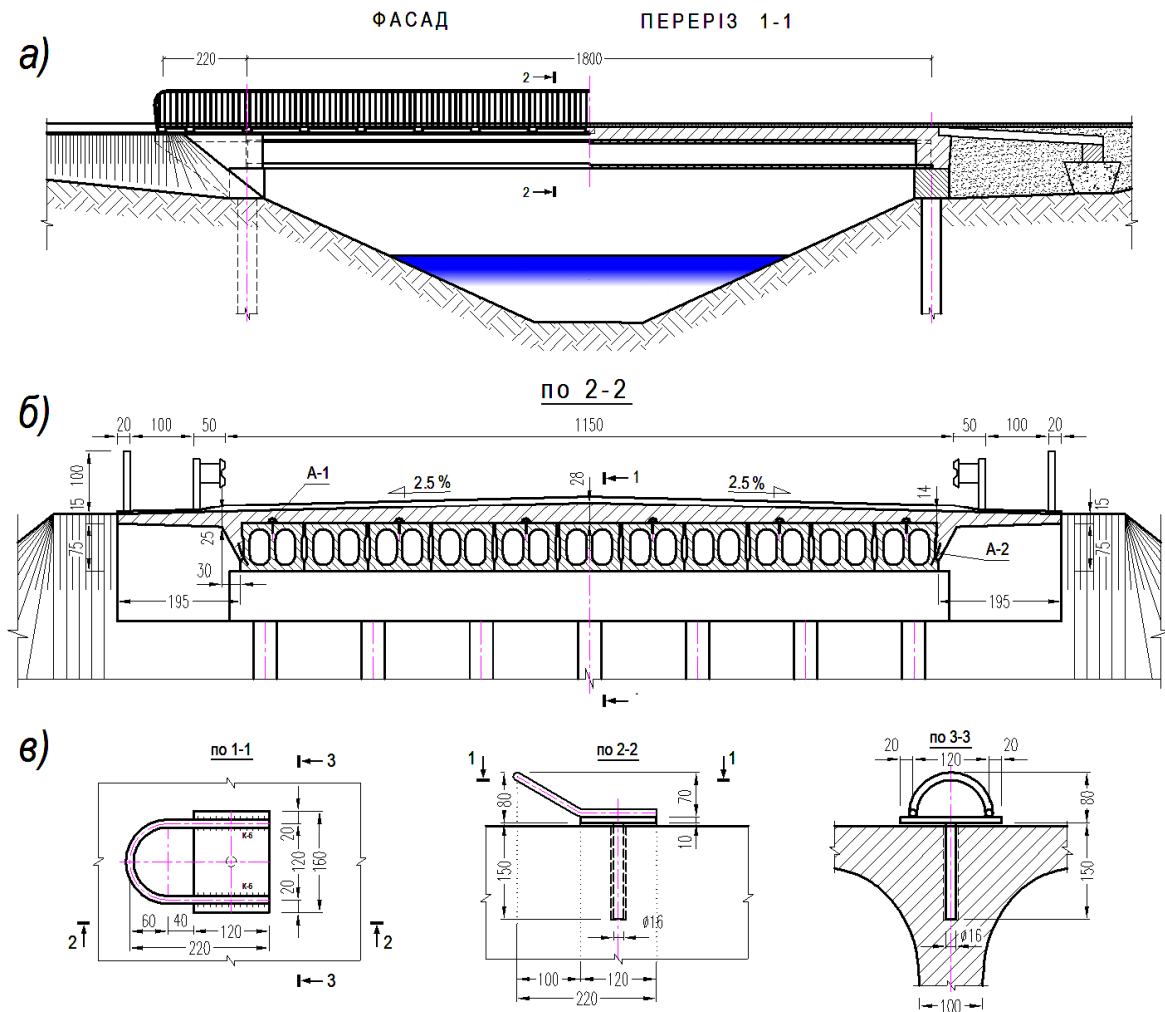


Рис. 3. Реконструкція моста через р. Перга на км автодороги Київ–Ковель–Ягодин:
 а – фасад і поздовжній переріз; б – поперечний переріз розширеної прольотної будови; г – деталь клеєстержневого анкера А-1

Наступним об'єктом реконструкції був побудований в 1983 р. міст через р. Церем на км. 240+084 автодороги М-06 Київ-Чоп (частина в напрямку Київ-Чоп), конструкція прольотних будов якого описана вище.

Проміжні опори моста двостовпчаті типу однопрольотної рами з консолями. Стовпи діаметром 1,0 м із збірних залізобетонних оболонок, заповнених монолітним бетоном з відповідним армуванням. Зверху стовпи об'єднані в рамну систему двоконсольним монолітним залізобетонним ригелем довжиною 13,3 м, шириною 1,25 м і висотою 0,7 м. Армування ригеля за типовим проектом Дніпротрансмосту інв. №863 (тип ригеля Р-23). За результатами обстеження [10] ригелі проміжних опор мають значні корозійні пошкодження, зокрема в стиснутій зоні бетону, а за результатами статичних випробувань [10] за показником відношення остаточного прогину в середині прольоту до пружного виявились перевантаженими, що для забезпечення надійної пружної роботи і продовження терміну експлуатації потребує їх підсилення.

Реконструкцією моста передбачено підсилення плит прольотної будови, ліквідацію дефектних деформаційних швів і підсилення ригелів проміжних опор. Для збільшення несучої здатності і жорсткості прольотної будови влаштована плоска монолітна залізобетонна накладна

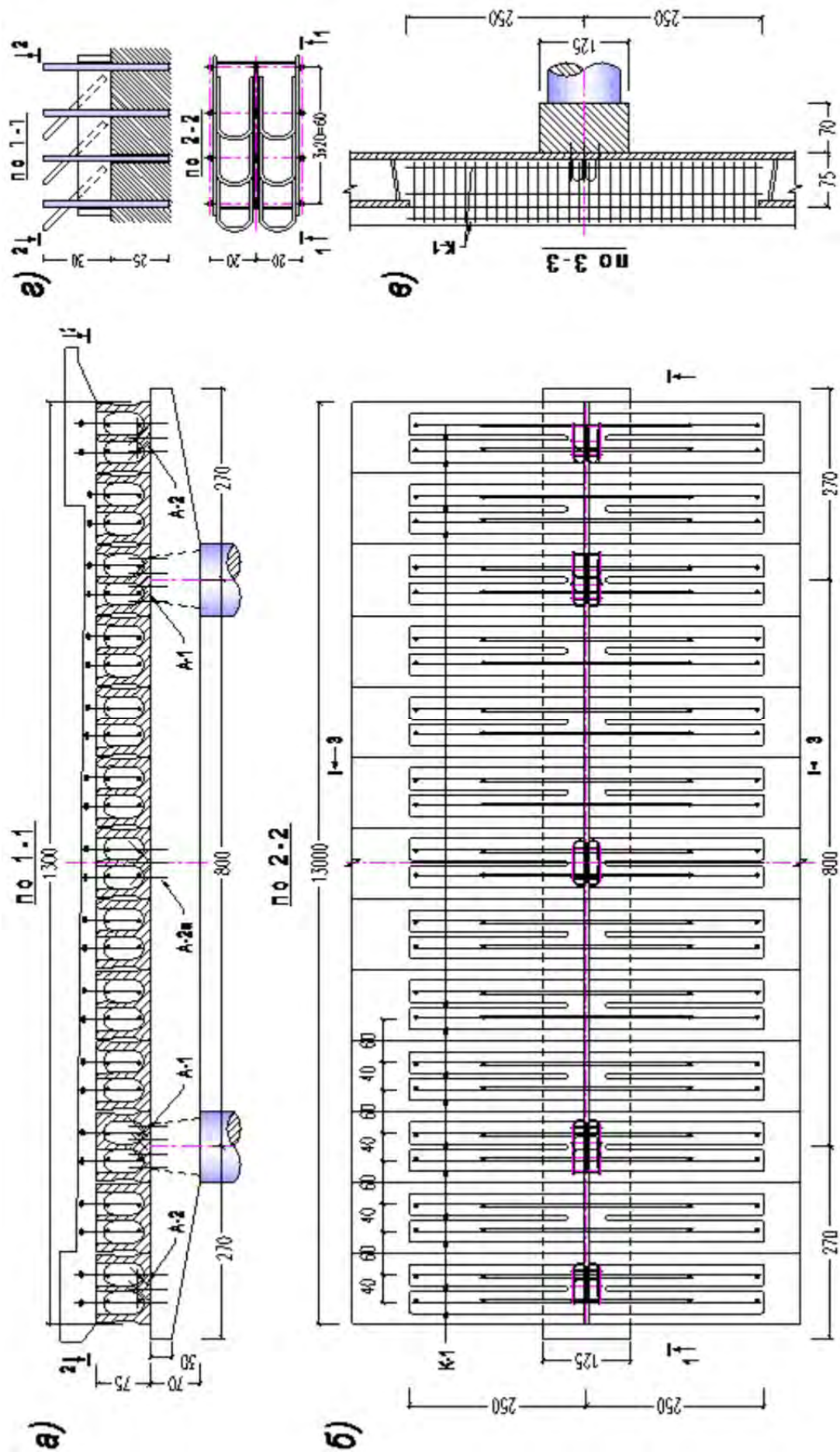


Рис. 4 Створення нерозрізності прольотної будови і підсилення ригеля проміжних опор моста через р. Церем:
 а – поперечний переріз надопорної ділянки прольотної будови після бетонування відкритих пустот і накладної плити; б, в – армування надопорної ділянки прольотної будови каркасами К-1; г – деталь жорсткого клеєтерезового анкера А-1

плита, а розрізна система прольотної будови перетворена в нерозрізну з ліквідацією деформаційних швів над проміжними опорами [5]. Для створення нерозрізності над кожною проміжною опорою відкривали пустоти і встановлювали додаткову надопорну арматуру у вигляді зварних каркасів (рис. 4, б, в), після чого відкриті поздовжні пази замоноличували одночасно з влаштуванням накладної плити, в надопорних ділянках якої розташовували сітки з додатковою надопорною арматурою, необхідною для сприйняття розрахункового опорного згинального моменту.

Прийнятий спосіб створення нерозрізності дав можливість одночасно підсилити ригелі опор способом набетонування зверху. Схема підсилення ригелів передбачає збільшення їх робочої висоти шляхом включення в сумісну роботу з існуючим перерізом надопорних ділянок плит прольотної будови з забетонованими на цих ділянках пустотами. При цьому загальна висота ригеля збільшується з 0,7 м до 1,45 м, що забезпечує необхідну його несучу здатність і жорсткість. Для забезпечення надійної сумісної роботи існуючого ригеля з замоноличеними надопорними ділянками плит прольотної будови на контактній поверхні влаштовані зсувостійкі жорсткі клеєстержневі анкери з петлевими анкеруючими елементами (рис. 4, з).

Отже, зміною статичної схеми досягається одночасне підсилення як прольотної будови, так і ригелів проміжних опор для забезпечення сприйняття нормованих навантажень А15 і НК-100. До переваг цього способу підсилення слід віднести також незмінність початкового архітектурного вигляду моста, оскільки всі елементи підсилення приховані і розташовані в межах висоти існуючих плит і накладної плити.

Для забезпечення довговічності на завершальному етапі реконструкції відкриті поверхні прольотної будови і опори захищено сучасними антикорозійними покриттями.

Висновки. 1. Збірні залізобетонні плитні прольотні будови з уніфікованих попередньо напружених двопустотних плит посідають значне місце в мостобудівництві України. Через зміни нормованих вимог до габаритів та збільшення нормованих тимчасових навантажень велика їх кількість не відповідає функціональним споживчим властивостям за вантажопідйомністю, пропускною здатністю, безпекою та комфортністю руху і потребує ремонту, підсилення і реконструкції з нормованим терміном подальшої експлуатації, співмірним з новими мостами.

2. Характер просторової роботи плитних прольотних будов з шарнірними з'єднаннями між плитами найбільшою мірою відповідає теоретичним розрахунковим моделям методу просторового розрахунку М.Є. Гібшмана, який і можна рекомендувати для інженерного розрахунку збірних прольотних будов з плит, об'єднаних між собою поздовжніми замоноличеними шпонковими швами.

3. Сьогодні плитні прольотні будови із збірних попередньо напружених плит незалежно від періоду будівництва мають задовільний стан, забезпечену нормовану вантажопідйомність на сприйняття нормованих навантажень А15 і НК-100, є цілком працездатними і можуть бути використані при реконструкції. Насамперед вони потребують розширення габариту, а інколи і підсилення плит. Досвід реконструкції експериментальних об'єктів показав, що для комплексного вирішення цих завдань найефективніше влаштувати монолітну залізобетонну накладну плиту, а за необхідності підсилення – змінювати статичну схему з розрізної на нерозрізну.

1. Барингольц А.З., Корсунский В.С., Штильман Е.И. Пролетные строения мостов из струно-бетона. // Автомобильные дороги. – М., 1960. – № 5. 2. Гибишман М.Е., Попов В.И. Проектирование транспортных сооружений. – М.: Транспорт, 1988. – 447 с. 3. Кваша В.Г. Розширення прольотних будов автодорожніх мостів монолітною залізобетонною накладною плитою // Зб. Ресурсо-економічні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне: НУВГП, 1999. – Вип. 3. – С. 140–145. 4. Кваша В.Г., Рачкевич В.С. Аналіз розподілу тимчасового навантаження між балками прольотної будови за результатами натурних випробувань // Вісник Нац. ун-ту “Львівська політехніка”. – 2008. – № 627: Теорія і практика будівництва. – С. 122–128. 5. Кваша В.Г., Салійчук Л.В., Мельниченко В.В., Підсилення і капітальний ремонт залізобетонного моста після вогневої дії високої інтенсивності // Автомобільні дороги і дорожнє будівництво. – К.:НТУ, 2002. – Вип. 64. – С. 92–94. 6. Кваша В.Г., Салійчук Л.В., Собко Ю.М. Експлуатаційний стан

струнобетонних прольотних будов та ефективні способи їх розширення і підсилення // Ресурсо-економні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне: НУВГП, 2007. – Вип. 16, ч. I. – С. 351–362.

7. Научно-технический отчет УкрдортрансНИИ «Предварительно напряженные пролетные строения пролетом 10-30 м» / Отчет по теме № 06-61. – К.: УкрдортрансНИИ, 1960. – 381 с.

8. Рачкевич В.С., Кваша В.Г. Експлуатаційний стан та ефективні системи відновлення збірних залізобетонних прольотних будов з багаторядовою каркасною арматурою // Ресурсо-економні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне: НУВГП, 2009. – Вип. 18. – С. 521–533.

9. Салійчук Л.В., Кваша В.Г. Зсувостійкі клеєстержневі анкери в з'єднаннях залізобетонних конструкцій // Вісник Нац. ун-ту “Львівська політехніка”. – 2008. – № 627: Теорія і практика будівництва. – С. 186–191.

10. Технический отчет «Обследование и испытание моста через р. Церем в с. Пилиповичи на км 240+084 автомобильной дороги М-06 Киев–Чоп (правая полоса)». – К.: Укрголовмостоекспертиза, 2010. – 53 с.

11. Штильман Е.И., Корсунский В.С. Предварительно напряженные мостовые конструкции с проволочным армированием // Бетон и железобетон. – М.: Стройиздат, 1962. – № 10. – С. 466–469.

УДК 691.328

І.І. Кіракевич, О.Р.Позняк, У.Д. Марущак
Національний університет “Львівська політехніка”,
кафедра автомобільних шляхів

САМОУЩІЛЬНЮВАЛЬНІ БЕТОНИ З ВИСОКИМИ ЕКСПЛУАТАЦІЙНИМИ ВЛАСТИВОСТЯМИ

© Кіракевич І.І., Позняк О.Р., Марущак У.Д., 2011

Встановлено закономірності формування мезоструктури самоущільнювальних бетонів, що містять добавку полікарбоксилату та мікронаповнювачі і характеризуються покращеними експлуатаційними властивостями, зокрема високою марочною міцністю, низькими показниками усадки в повітряно-сухих умовах тверднення, підвищеною водонепроникністю та корозійною стійкістю.

Ключові слова: мезоструктура, самоущільнювальний бетон, полікарбоксилат, мікронаповнювач, рухливість, міцність, деформації зсідання.

The principles of methostructure formation of self-compacting concretes with polycarboxylate admixtures and microfillers, which are characterized by improved exploitive properties such as high strength, corrosion resistance and decreasing shrinkage in air condition of hardening were stated.

Key words: methostructure, self-compacting concrete, polycarboxylates, microfiller, flowability, strength, shrinkage.

Вступ. Самоущільнювальний бетон – Self-Compacting Concrete (SCC) – матеріал, який здатний ущільнюватися, вивільняти захоплене повітря і повністю заповнювати форму без механічного впливу під дією власної ваги, навіть у густоармованих конструкціях. Поєднання високих фізико-механічних та експлуатаційних характеристик таких бетонів – підвищеної легковкладальності та міцності, низької газо- та водонепроникності, підвищеної корозійної стійкості і довговічності, забезпечують високу надійність конструкцій у різних умовах експлуатації. Такі бетони перспективні для України не тільки у зв'язку із зменшенням затрат за рахунок покращення умов укладання високорухливої суміші, скорочення термінів будівництва, а й за рахунок можливості