

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ ТА НАУКИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ “ЛЬВІВСЬКА ПОЛІТЕХНІКА”

*Кваліфікаційна наукова праця
на правах рукопису*

Яо Сінь

УДК 624.04:691.328

ДИСЕРТАЦІЯ

**ПРОСТОРОВА РОБОТА, МІЦНІСТЬ І ДЕФОРМАТИВНІСТЬ
РЕКОНСТРУЙОВАНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛКОВИХ ПРОЛІТНИХ
БУДОВ, ПІДСИЛЕНИХ ЗМІНОЮ СТАТИЧНОЇ СХЕМИ**

Галузь знань 19 – “архітектура та будівництво”
Спеціальність 192 – “Будівництво та цивільна інженерія”

Подається на здобуття освітньо-наукового ступеня доктора філософії

Дисертація містить результати власних наукових досліджень. Використані ідеї та результати інших авторів мають посилання на відповідні джерела.

_____/Яо Сінь/

Науковий керівник:

Кваша Віктор Григорович,
доктор технічних наук, професор

Львів 2023

АНОТАЦІЯ

Яо Сінь. Просторова робота, міцність і деформативність реконструйованих залізобетонних балкових прольотних будов, підсилених зміною статичної схеми – Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня доктора філософії за спеціальністю 192 – Будівництво та цивільна інженерія – Національний університет «Львівська політехніка», МОН України, Львів, 2023.

Дисертація присвячена вирішенню важливої науково-технічної завдання – реконструкції, розширення і підсилення балкових прольотних будов різними типами залізобетонної накладної плити з консолями без розширення опор з одночасним підсиленням балок зміною статичної схеми з розрізної вільнообпертої на нерозрізну або защемлену на опорах при максимальному збереженні існуючих конструкцій та використанні прихованих резервів їхньої несучої здатності.

У світовій транспортній інфраструктурі мости належать до однієї з найважливіших її складових як найбільші складні, відповідальні і високовартісні технічні системи, які формувалися протягом століть під час розвитку транспортної мережі для задоволення потреб транспорту. Світове мостобудування розвивалося за певними правилами, що на кожному етапі диктувались експлуатаційними характеристиками транспортних засобів і відображались у відповідних нормах проектування, що у цій галузі будівництва змінювались доволі часто, відповідно до змін показників транспортних засобів. Наприклад, лише за одне покоління мостовиків (50-60pp.) у колишньому союзі, а пізніше в Україні норми проектування мостів змінювали шість разів).

На кожному етапі розвитку мостобудування запроектовані і збудовані в кожній країні за відповідними нормами мости на період дії цих норм повністю відповідали своєму призначенню, задовольняли потреби транспорту. Будучи сучасними спорудами того часу, вони повністю виконували покладені на них функції. Проте з часом змінювались експлуатаційні характеристики транспортних засобів, а відповідно до цього і норми проектування і будівництва мостів. Тобто на новому етапі

будівництво мостів продовжувалось за новими нормами з новими експлуатаційними вимогами, а попередньо збудовані мости продовжували експлуатувати за недотриманими експлуатаційними вимогами уже нових норм і переходом їх у категорію морально застарілих за цілком задовільного фізичного стану їх конструкцій. Умовно назвемо ці мости "неповносправними", тобто які не повністю відповідають вимогам чинних на даному етапі часу норм проектування мостів, в основному через невиконання експлуатаційних вимог "фундаментальної тріади" - вантажопідйомності, пропускної здатності, безпеки і комфортності руху, а також обов'язкового додатку до "тріади" - довговічності і надійності.

У кожній країні цей процес повторювався стільки разів, скільки змінювали норми проектування мостів і експлуатаційні вимоги до них, а загальна кількість не відповідаючих вимогам чинних в даному часі норм збільшувалась, досягаючи певної "критичної" кількості, яка починала відчутно впливати на якість перевезень і виникала необхідність приймати певні заходи для покращення стану мостів.

Таким чином об'єктивною реальністю на даний час є наявність в експлуатації мостів з різними технічними параметрами і експлуатаційними показниками, різноманітними конструктивними схемами, матеріалами, технологією будівництва, виглядом, фізичним станом їх несучих конструкцій, їх моральним і фізичним зношуванням, дефектністю, надійністю і довговічністю. Абсолютна більшість з них - залізобетонні з балковими або плитними прольотними будовами, побудовані індустріальними методами з використанням або прив'язкою до типових проектів залізобетонних прольотних будов різних років випуску за проектними розробками проектних інститутів різного підпорядкування.

Дисертаційна робота відповідає пріоритетним напрямкам кафедри автомобільних доріг та мостів зокрема у частині «Теоретичні та експериментальні дослідження роботи існуючих та реконструйованих прольотних будов залізобетонних і сталезалізобетонних мостів при статичних і багаторазових навантаженнях», а також виконувалася в межах програми науково-дослідної лабораторії ГНДЛ-88 Національного університету "Львівська політехніка" за науково-технічною проблемою "реконструкція наявних автодорожніх мостів".

Програмою дисертації передбачено поглиблене експериментальне і теоретичне дослідження однієї з науково-технічних розробок ГНДЛ-88 - новий метод реконструкції залізобетонних балкових мостів з розширенням габариту прольотної будови залізобетонною накладною плитою з консольними зв'язами з одночасним підсиленням балок зміною статичної схеми. Завдання дисертації - експериментально підтвердити ефективність прийнятих конструктивних рішень, а при необхідності доповнити і вдосконалити їх.

Цей спосіб забезпечує техніко-економічну ефективність, ресурсозбереження і комплексність вирішення основних завдань реконструкції: забезпечення вантажопідйомності, пропускної здатності, безпеки і комфортності руху та надійності і довговічності за вимогами чинних норм проектування нових мостів.

У першому пункті першого розділу представлена характеристика та експлуатаційний стан мостів, які потребують першочергової реконструкції запропонованим і розробленим в ГНДЛ-88 способом. Результати обстеження показали, що це два типи збірних залізобетонних балкових мостів, збудованих у великій кількості в 60-70 рр. минулого сторіччя, а саме - за типовим проектом ТП вип.56 (1958 р.) діафрагмові перехресно-ребристі прольотні будови; і другий тип - за типовим проектом ТП вип.56д (доповнення 1962р.) - бездіафрагмові прольотні будови. Для обох цих типів можуть бути прийняті спільні конструктивні рішення реконструкції.

У другому пункті першого розділу підсумовуються основні цілі підсилення залізобетонних споруд, а також причини та необхідність їх підсилення. Далі розглядаються основні способи підсилення залізобетонних конструкцій. За час існування проблеми підсилення залізобетонних конструкцій розроблена, досліджена і апробована велика кількість різноманітних способів підсилення, які класифікують і узагальнюють за певними спільними ознаками.

У межах представленої класифікації можна виділити декілька груп способів і конструктивних рішень підсилення залізобетонних балок, спільними ознаками в кожній з яких є особливості конструктивних рішень і технології виконання підсилення, вид матеріалів для підсилення, статичні схеми підсилених елементів та принципи взаємодії (спільної роботи) підсилюваної балки з елементами підсилення.

До окремої групи належить спосіб підсилення зміною статичної схеми балок існуючої прольотної будови у декількох різновидах: створенням нерухомості (розпірності) шарнірних опорних частин; перетворенням розрізної балкової системи в балково-нерозрізну або рамно-нерозрізну залежно від умов обпирання балок – через опорні частини або без них. Внаслідок наявності розпору або нерозрізності балки в прольоті розвантажуються за рахунок виникнення опорних згинальних моментів від другої частини постійних і тимчасових навантажень. Досвід ГНДЛ-88 показує, що цей спосіб підсилення особливо вигідно застосувати одночасно з розширенням прольотної будови залізобетонною накладною плитою, тобто в умовах повної реконструкції за комплексним вирішенням основних її завдань: збільшення вантажопідйомності, пропускної здатності, покращення безпеки і комфортності руху.

У третьому пункті першого розділу представлений огляд виконаних різними авторами експериментальних досліджень просторової роботи перехресно-ребристих прольотних будов на маломасштабних (1:20) моделях з пружних матеріалів та великомасштабних моделей із залізобетону.

Маломасштабні моделі (М1:10; 1:20), виготовлені з різних переважно пружних матеріалів: органічного скла, склопластиків, дерева, металу, а технологія випробування цього типу моделей простіша, тому і проведена їх більша кількість, а одержані результати з оцінки дійсної просторової роботи досить вагомі, особливо в межах пружної просторової роботи, коли вплив масштабного фактору несуттєвий і ним можна нехтувати. Однак при спробі розповсюдження цих результатів на аналіз просторової роботи залізобетонних прольотних будов виникають проблеми - відмінність фізико-механічних властивостей матеріалу моделей і натуральних залізобетонних прольотних будов не дає можливості всебічно оцінити характер просторової роботи, особливо в області нелінійних деформацій залізобетону при наявності в балках тріщин. Великомасштабні (великорозмірні) (М1:4; 1:5) залізобетонні моделі, випробування яких за спеціальною методикою дає можливість одержати більш достовірні дані про дійсну просторову роботу залізобетонних балкових прольотних будов. Однак через певні складнощі у організації і виконанні таких досліджень проведено мало. Особливої уваги заслуговують експериментальні

дослідження великорозмірних моделей, виконаних у Львівській політехніці і представлених в дисертаціях А.О. Юргенсона і П.М. Коваля. Ці дослідження детально описані в пункті 4 першого розділу.

В четвертому пункті першого розділу представлені досягнення наукової школи Львівської політехніки з теоретичних і експериментальних досліджень залізобетонних мостів за період її створення та існування більш ніж 100 років. Протягом століття багато видатних вчених Львівської політехніки зробили вагомий внесок у розвиток теорії і конструкції залізобетонних мостів. Їх важливі наукові дослідження заклали основу для дослідження в цій дисертації.

У другому розділі представлені основи теорії реконструкції мостів, включаючи основні правила, яких необхідно дотримуватись під час реконструкції та необхідні етапи розрахунків реконструйованої споруди, а також наведені запропоновані методи розрахунку, необхідні в проектуванні реконструкції.

Для просторового розрахунку статично невизначеної балкової перехресно-ребристої системи в цьому методі вперше розглянута просторова (в осях x , y , z) статична схема, як основна система методу сил шляхом умовного розчленування перехресно-ребристого ростверка (системи) на взаємодіючу через внутрішні зусилля систему вузлів і стержнів між вузлами. Напружений стан перерізів континуальної просторової перехресної балкової системи визначається трьома компонентами сил і трьома компонентами моментів, а її деформації - трьома компонентами лінійних і трьома компонентами кутових переміщень.

Така система вперше була розв'язана у припущенні пружної стадії роботи. Не враховувалося пружно-пластичне (нелінійне) деформування залізобетону на стадії роботи після утворення тріщин, а також вплив на зміну жорсткості перерізів самого тріщиноутворення, іншими словами - залежність жорсткості перерізів від величини згинального моменту. Метод розрахунку з урахуванням жорсткості є більш точним.

Запропоновано досить простий без використання ЕОМ інженерний двокроковий "експрес-метод" розрахунку максимальних згинальних моментів від тимчасових навантажень у найбільше навантажених перерізах максимально навантажених балок за фізично нелінійного деформування залізобетону, наявності тріщин та зменшення

внаслідок цього жорсткості їх перерізів, тобто у пружно-пластичній стадії роботи балок.

При цьому неодмінною умовою гарантованого і надійного підсилення балок, тобто стабільного в часі розвантажувального ефекту (розпору) як результату навантаження прольотної будови експлуатаційними навантаженням є пружна робота балок. Тому розрахунки балок необхідно виконувати на максимальні тимчасові експлуатаційні навантаження за відомою класичною теорією розрахунку залізобетонних конструкцій (метод пружного залізобетону).

Для теоретичного розрахунку розпору також застосована нова схема, в якій безрозпірна балкова статична схема змінюється на розпірну аркову. В той же час наявність аркового ефекту дає можливість доволі просто визначати розпір з умов рівноваги, аналогічно як і в класичних арках, не залучаючи до цього більш складні методики, пов'язані з аналізом напружено-деформованого стану перерізів балки від спільної дії навантажень і розпору.

У третьому розділі представлені результати і аналіз експериментальних досліджень просторової роботи перехресно-ребристих прольотних будов на моделях. Запроектували та виготовили маломасштабні моделі із органічного скла (1:20) та великомасштабні із залізобетону (1:4). Навантаження додавали до них крок за кроком пропорційно, і проведений порівняльний аналіз двох одержаних результатів випробувань. Отримані задовільні результати.

Для дослідження деформативності й характеру тріщиноутворення в складних залізобетонних просторових конструкціях прольотних будов використовують моделі, виготовлені з матеріалу, аналогічного до матеріалу натурної конструкції. Також проводили паралельно випробування малих моделей з пружних матеріалів і великих з матеріалу, подібного до натурної конструкції. Одержана таким способом інформація більш достовірна і дозволяє взаємний контроль.

Одночасно з моделлю виготовляли окремі балки, аналогічної конструкції, що і в моделях. Результати випробувань цих балок використовували під час аналізу результатів випробувань моделі за аналогічною методикою, як і у раніше проведених подібних експериментальних дослідженнях.

Фізико-механічні характеристики склопластика і міцність клеєвих з'єднань на зсув визначали за результатами випробувань зразків склопластику на осьовий розтяг і осьовий стиск, а клеєвих з'єднань - на зсув.

Завдання методики досліджень:

- якісний і кількісний характер розподілу навантаження між балками прольотної будови;

- вплив умов обпирання балок (вільнообперті, горизонтально шарнірно нерухомі, защемлені) на просторовий розподіл навантаження та ступінь підсилення балок зміною статичної схеми: розвантаження в прольоті за рахунок виникнення опорних моментів у змінній статичній схемі.

Для випробування моделі запропонована і виготовлена спеціальна випробувальна установка. За умовами експерименту моделі повинні навантажуватись зосередженою силою в точках перетину поздовжніх і поперечних ребер. Для цього для передачі навантаження у випробувальній установці передбачене влаштування спеціальною важільною пристрою, який давав можливість навантажувати моделі у довільній точці у межах її площі.

Залежність між силою і прогинами (діаграма деформування) для всіх статичних схем є очевидно лінійною, що переконливо свідчить про пружний характер роботи і окремих балок і моделі за досягнутого рівня навантаження.

В той же час прямим порівнянням прогинів балок за різних статичних схем можна оцінити їх ефективність з умов розвантаження балки в прольоті за рахунок другої і третьої статично невизначених схем обпирання. Так за горизонтально шарнірно нерухомої максимальний прогин зменшили у 1,98 рази, а при умовно защемленій - 2,64 рази. Очевидно, що при повному защемленні це зменшення могло сягати величини $\Delta L \sim 4,0-4,5$ рази.

В цілому ефект розвантаження прольоту балок свідчить, що цей спосіб, як один з ефективних можна застосовувати для підсилення балок.

Аналіз прогинів найбільше навантажених балок за різних статичних схем обпирання дав можливість зробити ще один важливий для розрахунків висновок за результатами порівняння експериментальних коефіцієнтів поперечного розподілу -

КПР. Для всіх трьох досліджуваних статичних схем КПР виявились практично однаковими, що є переконливим свідченням того, що статична схема прольотної будови практично не впливає на КПР і його можна розраховувати за однією методикою незалежно від типу статичної схеми.

У цьому розділі також представлення вибірки основних експериментальних даних з досліджень просторової роботи великомасштабної (масштаб 1:4) залізобетонної моделі перехресно-ребристої прольотної будови моста і окремих балок, аналогічних за конструкцією до балок моделі, а також методичних особливостей та результатів їх аналізу. Під час випробувань модель навантажували зосередженою силою, по чергово у вузлах перетину поздовжніх і поперечних ребер моделі. Вимірювали прогини у цих же вузлах та опорні реакції поздовжніх балок. Окремі балки випробовували за аналогічною схемою. Новою методичною особливістю цих досліджень було визначення експериментальних згинальних моментів у балках моделі прямим порівнянням прогинів балок моделі з аналогічними прогинами окремих (еталонних) балок. В залежності від місцеположення зовнішнього навантаження і співвідношення жорсткостей навантаженість балок моделі є різною, тому частина найбільше навантажених має тріщини і працює у пружно-пластичній стадії за нелінійного деформування, а друга - менш навантажених у пружній. Наявність у складі прольотної будови двох якісно відмінних зон просторової роботи необхідно враховувати у розрахунках. Запропоновано метод розрахунку максимальних згинальних моментів у найбільш навантажених балках з врахуванням пружно-пластичної стадії їх роботи. Згинальні моменти у пружно-пластичній стадії роботи балок у реальних умовах є на 35-40% меншими, порівняно з пружними. Це становить прихований резерв вантажопідйомності, який дозволяє подальшу експлуатацію залізобетонних мостів старої побудови при сучасних збільшених тимчасових навантаженнях без підсилення балок.

У четвертому розділі наведені експериментальні дослідження натурної перехресно-ребристої прольотної будови існуючого моста через р. Прутець Яблунівський на км 218+872 автодороги державного значення Мукачеве-Львів (Івано-Франківська область) під час реконструкції до та після підсилення балок зміною

статичної схеми. Кінцевим результатом випробувань було встановлення відповідності проектних і фактичних конструктивних технологічних і експлуатаційних характеристик реконструйованої прольотної будови, її фактичних і прийнятих під час проектування розрахункових моделей просторової роботи, а також дійсного технічного стану, міцності і деформативності несучих конструкцій після розширення і зміни статичної схеми, оцінювання загальної ефективності прийнятого варіанту реконструкції та прогнозування можливостей подальшої експлуатації.

Для досягнення мети – оцінювання ефективності застосованих в робочому проекті реконструкції конструктивних рішень розширення і підсилення прольотної будови, проведено п'ять випробувань з послідовним введенням у її склад перед кожним черговим випробуванням нових конструктивних елементів, які в залежності від їх ефективності використані або можуть бути використані у реконструйованій споруді. У кожному з випробувань досліджували вплив на характер роботи прольотної будови лише одного нового елемента, а ефективність його застосування оцінювали шляхом порівняння результатів даних випробувань з результатами попередніх. Тобто завжди оцінювався вплив лише одного фактора, введення якого в склад прольотної будови змінювало умови її роботи.

Концептуальною умовою цього проекту було максимальне використання існуючих конструкцій, що гарантує мінімальну вартість реконструкції, розширення і підсилення балкових прольотних будов залізобетонної накладної плити з консолями з одночасним підсиленням балок зміною статичної схеми з розрізної вільнообпертої на защемлену на опорах.

Також представлені методика випробування, аналіз та оцінка результатів. Наведене порівняння свідчить також про те, що зміна статичної схеми з вільнообпертої на защемлену може вважатись вискоефективною, оскільки досягнутого ступеня підсилення балок 2,7-3,9 рази цілком достатньо не лише для сприйняття чинних на даний час нормованих тимчасових навантажень А15 і НК-100, але і значно збільшених у перспективі.

Як і слід було очікувати найменші прогини одержані за обох схем навантаження для прольотної будови після влаштування і включення у спільну роботу з існуючими

балками залізобетонної накладної плити. Він порівняно з вільнообпертою значно зменшився, відповідно у $5,9 \sim 7.1$ рази.

Після защемлення балок на опорах і влаштування накладної плити, не дивлячись на зміщення двох колон випробувального навантаження на консоль накладної плити, згинальний момент від цієї схеми навантаження порівняно з попередньою вільнообпертою за рахунок зміни статичної схеми зменшився від згинального моменту у вільнообпертій існуючій прольотній будові в 1,58 рази. Це зменшення і відображає ефект від зміни статичної схеми балок.

Максимальна досягнута під час випробувань навантаженість крайньої балки у кінцевому варіанті (після завершення всіх робіт з реконструкції) з врахуванням власної ваги балки і повних постійних навантажень відносно збільшеної несучої здатності цієї балки після залучення у спільну роботу з нею накладної плити лише 41,8 %, тобто досягнута під час випробувань максимальна навантаженість балки у складі уже реконструйованої прольотної будови є меншою від рекомендованої ДБН В.2.3 6:2009.

У п'ятому розділі описане впровадження результатів дослідження в практику реконструкції мостів. Перш за все, вказано вимоги та принципи реконструкції сучасних мостів, одним із найефективніших методів є запропонований у дисертації - розширення накладною плитою з одночасним підсиленням балок змінною статичної схеми.

Цей метод був реалізований у кількох різних проектах, у тому числі в проекті "Реконструкція моста р. Іква на вул. Замковій у м. Дубно, збудованого в 60-х роках минулого сторіччя". Для порівняння з рекомендованим варіантом ескізно розроблено один з можливих варіантів добудови, запропонованих експертизою. Порівняння свідчить про значно більшу економічну ефективність розширення залізобетонною накладною плитою, яка не потребує додаткових робіт з добудови опор і прольотних будов, а кошторисна вартість розширення майже в два рази менша при кращих експлуатаційних показниках.

Представлені також конструктивні рішення реконструкції шляхопроводу через залізничні колії на вулиці Городоцькій в м. Львові. Міст розширений комбінованим

способом - симетричною добудовою двох крайніх балок з односторонніми консольними зв'язами і влаштуванням між цими балками монолітної залізобетонної накладної плити. Випробування шляхопроводу після реконструкції підтвердили ефективність прийнятих конструктивних рішень та можливість експлуатації шляхопроводу без будь-яких обмежень нормованих тимчасових навантажень А15 і НК-100, на які і була запроектована її реконструкція.

Наведені результати натурного обстеження і конструктивні рішення розширення і підсилення малого моста системи М.О. Словінського для забезпечення експлуатаційних показників, споживчих властивостей і нормованого терміну експлуатації реконструйованого моста за вимогами чинних норм проектування нових мостів.

Ключові слова: Залізобетонний міст, реконструкція, прольотні будови, консольні зв'язи, залізобетонна великорозмірна модель, маломасштабна модель, випробування, просторова робота, комбінований спосіб розширення, підсилення, пружно-пластична робота, розподіл навантажень, прогин.

СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗДОБУВАЧА ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ

1. Кваша В.Г., Сінь, Я. (2021). Експлуатаційний стан та реконструкція малого залізобетонного чотиришарнірного моста. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди, (39), 254-267.

2. Кваша В.Г., Сінь, Я., Салійчук Л.В. (2021). Прольотні будови залізобетонних мостів з поліфункціональними консольними зв'язами. Ресурсоекономічні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. (39), 177-187.

3. Сінь, Я., Салійчук, Л. В., & Кваша, В. Г. (2021). Експериментальні дослідження просторової роботи перехресно-ребристої прольотної будови на великорозмірній залізобетонній моделі. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди, (40), 224-233.

4. Сінь, Я., Юпин, М., Салійчук, Л., & Кваша, В. (2021). Оптимальне конструктивно-технологічне вирішення реконструкції міського шляхопроводу та

результати його випробувань. Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика, (20), 92-107.

5. Сінь, Я., Юпин, М. З., Салійчук, Л. В., & Кваша, В. Г. (2021). Реконструкція міського шляхопроводу та результати його натурних випробувань. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди, (40), 267-279.

6. Сінь, Я., Шуляр, Р. А., Салійчук, Л. В., & Кваша, В. Г. (2022). Сучасний стан проблеми реконструкції автодорожніх мостів. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди, (42), 315-329.

7. Xin, Y. (2022). New prospects for designing bridge superstructure reinforcements: Structural aspects. In Structures (45), 1-8.

8. Xin, Y., Kvasha, V. (2023). Test results of reinforced concrete cross-ribbed model of span structure of the bridge and their analysis. In Theory and Building Practice. 5 (2), 1-11.

ABSTRACT

Yao Xin. Spatial work, strength and deformability of reconstructed reinforced concrete beam-superstructures strengthened by changing the static scheme - Qualification scientific work with manuscript rights.

Dissertation for the Doctor of Philosophy degree in specialty 192 - Building and Civil Engineering - Lviv Polytechnic National University, Ministry of Education and Science of Ukraine, Lviv, 2023.

The dissertation is dedicated to the solution of an important scientific and technical problem - reconstruction, expansion and strengthening of beam-superstructures with various types of reinforced concrete overlay slab with cantilevers, without expanding the supports, with simultaneous strengthening of the beams by changing the static scheme, from simply supported to continuous or fixed support, with maximum preservation of existing structures and use hidden reserves of their carrying capacity.

In the world transport infrastructure, bridges belong to one of its most important components as the most complex, responsible and high-cost technical systems that were formed over the centuries during the development of the transport network to meet the needs of transport. World bridge construction developed according to certain rules, which at each

stage were dictated by the operational characteristics of vehicles and were reflected in the relevant design standards, which in this field of construction changed quite often, in accordance with changes in the performance of vehicles. For example, in just one generation of bridge builders (50-60s) in the Soviet Union, and later in Ukraine, bridge design norms were changed six times.

At each stage of the development of bridge construction, the bridges designed and built in each country according to the relevant standards during the period of validity of these standards fully met their purpose and met the needs of transport. Being modern buildings of that time, they fully fulfilled the functions assigned to them. However, over time, the operating characteristics of vehicles changed, and accordingly, the norms of bridge design and construction. That is, at the new stage, the construction of bridges continued according to new standards with new operational requirements, while the previously built bridges continued to be operated under non-observed operational requirements of the new standards and their transition to the category of morally obsolete despite the completely satisfactory physical condition of their structures. Conditionally, we will call these bridges "defective", that is, they do not fully meet the requirements of the current bridge design norms, mainly due to the failure to fulfill the operational requirements, the "Basic elements" - load capacity, throughput, safety and comfort of movement, as well as a mandatory application to the "elements" - durability and reliability.

In each country, this process was repeated as many times as the bridge design standards and operational requirements for them changed, and the total number of non-compliant standards in force at the time increased, reaching a certain "critical number" that began to significantly affect the quality of transportation and made it necessary to adopt certain measures to improve the condition of bridges.

Thus, the objective reality at present is the presence in operation of bridges with different technical parameters and operational indicators, various structural schemes, materials, construction technology, appearance, physical condition of their load-bearing structures, moral and physical wear and tear, defects, reliability and durability. The vast majority of them are reinforced concrete with beam or slab spans, built by industrial methods using or binding to standard projects of reinforced concrete spans of different years of

production according to the design developments of design institutes of various subordination.

The dissertation work corresponds to the priority areas of the Department of Highways and Bridges, in particular in the part "Theoretical and experimental studies of the operation of existing and reconstructed superstructures of reinforced concrete and steel-reinforced concrete bridges under static and repeated loads", and was also carried out within the framework of the program of the scientific research laboratory N°88 (BRL-88) of Lviv polytechnic national university on the scientific and technical problem "reconstruction of existing road bridges". The dissertation program provides an in-depth experimental and theoretical study of one of the scientific and technical developments of BRL-88 - a new method of reconstruction of reinforced concrete girder bridges with the expansion of the dimensions of the superstructure with a reinforced concrete overlay slab with cantilever overhangs with simultaneous strengthening of beams by changing the static scheme. The task of the dissertation is to experimentally confirm the effectiveness of the adopted constructive decisions, and if necessary to supplement and improve them.

This method ensures technical and economic efficiency, resource saving and the complexity of solving the main tasks of reconstruction: ensuring load capacity, throughput, safety and comfort of movement, and reliability and durability in accordance with the requirements of current standards for the design of new bridges.

The first part of the first chapter presents the characteristics and operational condition of bridges that require priority reconstruction by the method proposed and developed in BRL-88. The results of the examination showed that these are two types of prefabricated reinforced concrete beam bridges, built in large numbers in the 60-70s of the last century, namely - according to the Typical Project TP Vol. 56 (1958), diaphragm cross-ribbed superstructures; and the second type - according to the Typical Project TP Vol. 56d (supplement of 1962) - diaphragmless superstructures. For both of these types, common constructive reconstruction solutions can be adopted.

The second part of the first chapter summarizes the main goals of strengthening reinforced concrete structures, as well as the reasons and necessity of their strengthening. Next, the main methods of strengthening reinforced concrete structures are considered.

During the existence of the problem of strengthening of reinforced concrete structures, a large number of various methods of strengthening, which are classified and generalized according to certain common features, have been developed, researched and tested.

Within the presented classification, it is possible to distinguish several groups of methods and constructive solutions for strengthening reinforced concrete beams, the common features of each of which are the features of constructive solutions and the technology of strengthening, the type of materials for strengthening, static schemes of reinforced elements and the principles of interaction (joint work) of a strengthened beam with strengthening elements.

A separate group includes the method of strengthening by changing the static scheme of the beams of the existing superstructure in several varieties: creating immobility (spanning) of hinged support parts - by transforming a simple beam system into a continuous beam bridge or frame-continuous depending on the conditions of supporting the beams - through supporting parts or without them. Due to the presence of a spacer or indistinctness, the beams in the span are unloaded due to the occurrence of supporting bending moments from the second part of permanent and temporary loads. The experience of BRL-88 shows that this method of strengthening is especially advantageous to be applied simultaneously with the expansion of the superstructure with a reinforced concrete overlay slab, that is, in the conditions of a complete reconstruction based on a comprehensive solution of its main tasks: increasing the carrying capacity, throughput, improving the safety and comfort of traffic.

The third part of the first chapter presents an overview of experimental studies of the spatial work of cross-ribbed superstructures on small-scale (1:20) models made of elastic materials and large-scale models of reinforced concrete performed by reinforced concrete.

Small-scale models (M1:10; 1:20), made of various mainly elastic materials: organic glass, fiberglass, wood, metal, and the technology of testing this type of models is simpler, that is why a larger number of them were carried out, and the results obtained from the evaluation of real spatial work are quite significant, especially within the limits of elastic spatial work, when the influence of the scale factor is insignificant and can be neglected. However, when trying to apply their results to the analysis of the spatial operation of

reinforced concrete superstructures, problems arise - the difference in the physical and mechanical properties of the material of the models and natural reinforced concrete superstructures does not make it possible to comprehensively assess the nature of the spatial operation, especially in the field of nonlinear deformation of reinforced concrete in the presence of cracks in the beams. Large-scale (large-scale) (M1:4; 1:5) reinforced concrete models, the testing of which by a special method makes it possible to obtain more reliable data about the real spatial operation of reinforced concrete beam superstructures. However, due to certain difficulties in the organization and execution of such studies, few have been conducted. Experimental studies of large-scale models performed at the Lviv Polytechnic and presented in the dissertations of A. O. Jurgenson and P. M. Koval deserve special attention. These studies were described in detail in 4 part of the first chapter.

The fourth part of the first chapter presents the achievements of Lviv Polytechnic scientific school in theoretical and experimental research of reinforced concrete bridges during the period of its creation and existence of more than 100 years. During the century, many outstanding scientists of the Lviv Polytechnic made a significant contribution to the development of the theory and construction of reinforced concrete bridges. Their important scientific research laid the foundation for the research in this dissertation.

The second chapter presents the basics of the theory of bridge reconstruction, including the basic rules that must be followed during the reconstruction and the necessary stages of calculations of the reconstructed structure, as well as the proposed calculation methods necessary in the reconstruction design.

For the spatial calculation of a statically indeterminate beam cross-ribbed system, in this method, for the first time, a spatial (in the x, y, z axes) static scheme is considered as the main system of the method of forces by conditional dismemberment of the cross-ribbed grid (system) into a system of nodes interacting through internal forces and rods between nodes. The stressed state of the sections of the continuous spatial cross section of the beam system is determined by three components of forces and three components of moments, and its deformation by three components of linear and three components of angular movements.

Such a system was solved for the first time under the assumption of an elastic stage of operation. The elastic-plastic (non-linear) deformation of reinforced concrete at the stage of

work after the formation of cracks, as well as the effect on the change in the stiffness of the cross-sections of the cracking itself, in other words - the dependence of the stiffness of the cross-sections on the value of the bending moment, were not taken into account. The calculation method taking into account stiffness is more accurate.

A fairly simple engineering two-step "express method" without the use of a computer is also proposed for calculating the maximum bending moments from temporary loads in the most loaded cross-sections of the most loaded beams for physically nonlinear deformation of reinforced concrete, the presence of cracks and the consequent reduction in the stiffness of their cross-sections, i.e. in the elastic-plastic stage beam work

At the same time, an indispensable condition for guaranteed and reliable reinforcement of beams, i.e. stable over time unloading effect (strut) as a result of loading the superstructure with operational loads, is the elastic work of the beams. Therefore, beam calculations must be performed for the maximum temporary operating loads according to the well-known classical theory of calculation of reinforced concrete structures (elastic reinforced concrete method).

For the theoretical calculation of the strut, a new scheme is also applied, in which the strutless beam static scheme is changed to a strutted arch. At the same time, the presence of the arch effect makes it possible to determine the span from the equilibrium conditions quite simply, similarly to classical arches, without involving more complex methods related to the analysis of the stress-strain state of the beam sections due to the joint action of loads and the strut.

The third chapter presents the results and analysis of experimental studies of the spatial operation of cross-ribbed superstructures on models. Small-scale models made of organic glass (1:20) and large-scale models made of reinforced concrete (1:4) were designed and manufactured. Loads were added to them step by step proportionally, and a comparative analysis of the two obtained test results was carried out. Obtained satisfactory results.

To research the deformability and nature of cracking in complex reinforced concrete spatial structures of superstructures, models made of material similar to the material of the full-scale structure are used. Also, test small models made of elastic materials and large ones made of material similar to the full-scale construction in parallel. Information obtained in

this way is more reliable and allows for mutual control.

At the same time as the model, made separate beams (2 pieces) of similar design as in the models. The results of the tests of these beams were used during the analysis of the results of the model tests, according to the same methodology as in the previously conducted similar experimental studies.

The physical and mechanical characteristics of fiberglass and the shear strength of adhesive joints were determined based on the results of tests of fiberglass samples for axial tension and axial compression, and of adhesive joints - for shear.

Tasks of the research methodology:

- the qualitative and quantitative nature of the load distribution between the beams of the superstructure;
- the influence of the beam support conditions (simple support, horizontally immobile hinge, fixed support) on the spatial distribution of the load and the degree of strengthening of the beams by changing the static scheme: unloading in the span due to the occurrence of supporting moments in the changed static scheme.

To test the model, a special test rig was proposed and manufactured. According to the conditions of the experiment, the models should be loaded with a concentrated force at the points of intersection of the longitudinal and transverse ribs. For this purpose, a special lever device was used to transfer the load in the test facility, which made it possible to load the model at any point within its surface.

The relationship between force and deflections (deformation diagram) for all static schemes is obviously linear, which convincingly indicates the elastic nature of the work of separate beams and models at the achieved load level.

At the same time, it is possible to evaluate their effectiveness from the conditions of unloading of the beam in the span due to the second and third statically undetermined abutment schemes by drawing comparable deflections of the beams under different static schemes. Thus, the maximum deflection was reduced by 1.98 times for the horizontally immobile hinge, and 2.64 times for the conditionally fixed one. It is obvious that with complete fixed support, this reduction could reach $\Delta L \sim 4.0-4.5$ times.

In general, the effect of unloading the span of the beams clearly shows that this method,

as one of the effective ones, can be used to strengthen the beams.

The analysis of the deflections of the most heavily loaded beams under different static support schemes made it possible to draw another important conclusion for calculations based on the results of the comparison of experimental Transverse Distribution Coefficients. For all three investigated static schemes, the Transverse Distribution Coefficient turned out to be practically the same, which is a convincing evidence that the static scheme of the superstructure practically does not affect the Transverse Distribution Coefficient and it can be calculated using the same methodology regardless of the type of static scheme.

This chapter also presents a sample of the main experimental data from studies of the spatial operation of a large-scale (scale 1:4) reinforced concrete model of the cross-ribbed superstructure of the bridge and separate beams, similar in design to the beams of the model, as well as methodological features and results of their analysis. During the tests, the model was loaded with a concentrated force, alternately at the points of intersection of the longitudinal and transverse ribs of the model. Deflections in the same nodes and support reactions of longitudinal beams were measured. Separate beams were tested according to a similar scheme. A new methodological feature of these studies was the determination of experimental bending moments in model beams by direct comparison of deflections of model beams with similar deflections of separate (reference) beams. Depending on the location of the external load and the stiffness ratio, the load on the model beams is different, so some of the most loaded beams have cracks and work in the elastic-plastic stage under nonlinear deformation, and the second - less loaded in the elastic stage. The presence of two qualitatively different zones of spatial work in the structure of the span must be taken into account in the calculations. The proposed method of calculating the maximum bending moments in the most loaded beams, taking into account the elastic-plastic stage of their operation. Bending moments in the elastic-plastic stage of beam operation in real conditions are 35-40% smaller, compared to elastic ones. This constitutes a hidden reserve of carrying capacity, which allows the further operation of reinforced concrete bridges of old construction for modern, increased temporary loads without strengthening the beams.

In the fourth chapter, experimental studies of the natural cross-ribbed superstructure of the existing bridge over the Prutets Yablunivskiy River at 218+872 km of the Mukacheve-

Lviv state highway (Ivano-Frankivsk region) are presented. During reconstruction before and after reinforced beams by changing the static scheme. The final result of the tests was to establish the conformity of the design and actual structural technological and operational characteristics of the reconstructed superstructure, its actual and accepted during the design of the calculation models of spatial work, as well as the actual technical condition, strength and deformability of the supporting structures after the expansion and change of the static scheme, the assessment of the general the effectiveness of the adopted reconstruction option and forecasting the possibilities of further exploitation.

In order to achieve the goal of evaluating the effectiveness of the constructive solutions for the expansion and strengthening of the superstructure used in the reconstruction work project, five tests were conducted with the sequential introduction into its composition before each regular test of new structural elements, which, depending on their effectiveness, are used or can be used in the reconstructed building. Thus, in each of the tests, the influence of only one new element on the performance of the superstructure was studied, and the effectiveness of its application was evaluated by comparing the results of these tests with the results of the previous ones. That is, the influence of only one factor was always evaluated, the introduction of which into the composition of the superstructure changed its working conditions.

The conceptual condition of this project was the maximum use of existing structures, which guarantees the minimum cost of reconstruction. Expansion and strengthening of beam-superstructures of reinforced concrete slab with cantilever and simultaneous strengthening of beams by changing the static scheme from simple supports to fixed supports.

Test methodology and analysis and evaluation of results are also presented. The given comparison also shows that the change of the static scheme from simple to fixed supports can be considered highly effective, since the achieved degree of beam strengthening of 2.7-3.9 times is quite sufficient not only for the perception of currently valid normalized temporary loads A15 and NK-100, but also significantly increased in the future.

As expected, the smallest deflections were obtained for both load schemes for the superstructure after the installation and involvement in joint work with the existing beams

of the reinforced concrete overlay slab. Compared to simple supported, it has significantly decreased, by 7.1 and 5.9 times respectively.

After fixing the beams on the supports and placing the overlay plate, regardless of the displacement of the two columns of the test load on the console of the overlay plate, the bending moment from this load scheme compared to the previous simple supported due to the change of the static scheme decreased from the bending moment in the simple supported existing superstructure by 1,58 times. This decrease reflects the effect of changing the static beam scheme.

The maximum load of the extreme beam achieved during the tests in the final version (after the completion of all reconstruction works) taking into account the beam's own weight and full permanent loads relative to the increased bearing capacity of this beam after involving the overlay plate in joint work with it is only 41.8%, i.e. the maximum beam load achieved during the tests as part of the already reconstructed superstructure is less than the recommended State Building Regulations B.2.3 6:2009.

The fifth chapter describes the implementation of research results in the practice of bridge reconstruction. First of all, the purpose, requirements and principles of reconstruction of modern bridges are indicated, one of the most effective methods is proposed in the dissertation - expansion with an overhead slab with simultaneous strengthening of beams by changing static scheme.

This method was implemented in several different projects, including the reconstruction of the Ikva River bridge on the street Zamkoviy in the city Dubno, built in the 60s of the last century. For comparison with the recommended version of BRL-88, one of the possible options for the addition, proposed by the expertise, has been sketchily developed. The comparison shows the significantly greater economic efficiency of the expansion with a reinforced concrete overlay slab, which does not require additional work on the completion of supports and superstructures, and the estimated cost of the expansion is almost two times lower with better operational indicators.

Constructive solutions for the reconstruction of the overpass across the railway tracks on Horodotsky Street in Lviv are also presented. The bridge was widened by a combined method - symmetrical addition of two extreme beams with one-sided cantilever overhangs

and arrangement of a monolithic reinforced concrete slab between these beams. Tests of the overpass after the reconstruction confirmed the effectiveness of the adopted design decisions and the possibility of operating the overpass without any limitations of the normalized temporary loads A15 and NK-100, for which its reconstruction was designed.

The last part - The results of the field survey and constructive solutions for the expansion and strengthening of the small bridge of the M.O. Slovinsky system are given to ensure operational indicators, consumer properties and the normalized life of the reconstructed bridge according to the requirements of the current standards for the design of new bridges.

Key words: Reinforced concrete bridge, reconstruction, superstructures, cantilever overhangs, reinforced concrete large-scale model, small-scale model, tests, spatial work, combined method of expansion, strengthening, elastic-plastic work, distribution of loads, deflections.

ЗМІСТ

АНОТАЦІЯ	2
СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗДОБУВАЧА ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ.....	12
ABSTRACT	13
ВСТУП.....	27
ПЕРЕЛІК УМОВНИХ ПОЗНАЧЕНЬ, СИМВОЛІВ, СКОРОЧЕНЬ.....	32
РОЗДІЛ 1. ІНФОРМАЦІЙНЕ ОЗНАЙОМЛЕННЯ І АНАЛІЗ СТАНУ ПРОСТОРОВОЇ РОБОТИ ТА СПОСОБІВ ПІДСИЛЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПРОЛЬОТНИХ БУДОВ НА ЯВНИХ І РЕКОНСТРУЙОВАНИХ МОСТІВ.....	33
1.1 Характеристика збірних залізобетонних прольотних будов мостів першочергової реконструкції.	33
1.2 Основні причини та способи підсилення залізобетонних балок	42
1.3 Огляд експериментальних досліджень на моделях просторової роботи на явних і реконструйованих прольотних будов та окремих балок за різних статичних схем.....	56
1.4 Наукова школа Львівської політехніки з експериментально-теоретичного дослідження залізобетонних мостів.	68
Висновки до розділу 1.....	98
РОЗДІЛ 2. ПІДВАЛИНИ ТЕОРІЇ РЕКОНСТРУКЦІЇ МОСТІВ.....	100
2.1. Теоретичне забезпечення реконструкції мостів.....	102
2.2. Спрощений метод (експрес-метод) розрахунку максимальних згинальних моментів у пружно-пластичній стадії роботи балок.	112
2.3. Методика експериментального і теоретичного визначення зсуваючих сил в шарнірно-нерухомих опорах.	114
2.4. Метод жорсткої поперечної балки.....	118
Висновки до розділу 2.....	127
РОЗДІЛ 3. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ ПРОСТОРОВОЇ РОБОТИ ПЕРЕХРЕСНО-РЕБРИСТИХ ПРОЛЬОТНИХ БУДОВ НА МОДЕЛЯХ.	129
3.1. Випробування маломасштабної моделі перехресно-ребристої	

прольотної будови та їх аналіз.	131
3.1.1 Конструкція дослідного зразка, Технологія виготовлення, Матеріали.	133
3.1.2 Методика і техніка експериментальних досліджень моделі.	138
3.1.3 Результати випробувань окремих балок.	142
3.1.4 Результати випробування моделі ДМ-1.	145
3.2. Експериментальні дослідження просторової роботи залізобетонної перехресно-ребристої моделі прольотної будови.	151
3.2.1 Конструкція та виготовлення дослідних конструкції - ДК, характеристики матеріалів.	151
3.2.2 Методика випробувань і аналізу просторової роботи моделі прольотної будови ДК-1.	152
3.2.3 Результати випробувань окремих балок.	156
3.2.4 Результати випробувань моделі ДК-1.	157
3.2.5 Аналіз результатів випробувань моделі ДК-1.	160
Висновки до розділу 3.	167
РОЗДІЛ 4 ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ НАТУРНОЇ ПЕРЕХРЕСНО-РЕБРИСТОЇ ПРОЛЬОТНОЇ БУДОВИ ПІД ЧАС РЕКОНСТРУКЦІЇ ДО ТА ПІСЛЯ ПІДСИЛЕННЯ БАЛОК ЗМІНОЮ СТАТИЧНОЇ СХЕМИ.	169
4.1 Мета та програма експериментальних досліджень.	171
4.2 Дослідна конструкція – існуючий і реконструйований міст.	172
4.3 Завдання і методика експериментальних досліджень.	178
4.4 Аналіз та оцінка результатів випробувань прольотної будови.	188
Висновки до розділу 4.	198
РОЗДІЛ 5 ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕННЯ В ПРАКТИКУ РЕКОНСТРУКЦІЇ МОСТІВ.	200
5.1. Особливості реконструкції прольотних будов з їх розширенням накладною плитою і підсиленням балок зміною статичної схеми.	201
5.2. Реконструкція міського шляхопроводу по вул. Городоцький у м. Львові.	207

	26
Висновки 5.2:	220
5.3. Реконструкція малого залізобетонного чотирьохшарнірного моста системи інж. Словінського.М.О.....	221
Висновки 5.3:	235
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ.....	237
СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ.....	239
ДОДАТКИ	255

ВСТУП

Актуальність дисертаційної роботи визначає необхідність реконструкції існуючих мостів України, збудованих у великій кількості за першими типовими проектами в 50-60 рр. минулого сторіччя, що не відповідають сучасним вимогам через недостатню ширину проїзду і незадовільний фізичний стан. Підвищення експлуатаційних якостей існуючих мостових споруд і забезпечення їх ефективного функціонування на мережі автомобільних доріг є надзвичайно актуальною і складною державно-господарською проблемою, яка потребує негайного вирішення. А загальнодержавні фінансові проблеми призвели до хронічного недофінансування дорожньої галузі. Тому першочерговим завданням в Україні є не будівництво нових, а відновлення шляхом реконструкції існуючих мостів. Успішна реалізація цієї задачі нерозривно пов'язана з розробкою, теоретичним та експериментальним обґрунтуванням і впровадженням в практику будівництва ефективних систем реконструкції автодорожніх мостів з максимальним використанням існуючих конструкцій прольотних будов і опор, а також резервів несучої здатності.

Доцільність реконструкції мостових споруд обґрунтована також її економічною ефективністю. Нераціонально або неграмотно запроектована перебудова моста (шляхопроводу) у 3.5 - 3 рази дорожча від раціонально запроектованої реконструкції з аналогічними експлуатаційними показниками. Однак, хоча реконструкція і дає значну економію коштів порівняно з заміною мостів, все ж капітальні вкладення на розширення значні, що при великих об'ємах майбутніх робіт з розширення мостів вимагатиме вкладання значних сум державних коштів. Таким чином, підвищення ефективності капіталовкладень у розширення мостів за рахунок використання ефективних конструктивних рішень є важливим народно-господарським завданням.

Мета роботи та завдання досліджень. Виконання цілеспрямованих теоретичних і експериментальних досліджень для створення ефективної системи реконструкції балкових залізобетонних прольотних будов з розширенням габариту залізобетонною накладною плитою з консольними зв'язами та одночасним підсиленням балок зміною їх статичної схеми; розроблення рекомендацій з

вдосконалення методів розрахунку існуючих прольотних будов та на етапі їх реконструкції; Експериментальна перевірка їх ефективності і технічної досконалості; За результатами випробувань моделей і натурних прольотних будов мостів з позицій сучасних уявлень про напружено-деформований стан залізобетонних елементів за різних видів навантажень.

Для досягнення поставленої мети здобувачем вирішувались такі завдання:

- аналіз і вдосконалення ефективних способів розширення і підсилення балкових залізобетонних прольотних будов наявних автодорожніх мостів для відновлення основних експлуатаційних вимог: вантажопідйомності, пропускної здатності, безпеки і комфортності руху та довговічності за вимогами норм проектування нових мостів;
- вдосконалити метод просторового розрахунку існуючих і реконструйованих перехресно-ребристих прольотних будов, а також розрахунку елементів реконструкції на стадії їх пружної роботи і з урахуванням наявності тріщин та фізичної нелінійності деформування залізобетону і зміни жорсткісних характеристик балок в процесі експлуатації;
- виконати експериментальну перевірку теоретичних і конструктивних пропозицій на випробуваннях моделей перехресно-ребристих прольотних будов та аналогічної натурної прольотної будови;
- розробити програму методик та провести випробування моделей і натурної перехресно-ребристих прольотних будов за різних варіантів зміни статичної схеми;
- експериментально оцінити вплив зміни статичної схеми (умов обпирання балок) на характер просторової роботи і розподіл навантажень між балками реконструйованої прольотної будови;
- впровадити результати дослідження в практику реконструкції мостів.

Об'єкт дослідження – просторова робота, міцність і деформативність реконструйованих залізобетонних балкових прольотних будов.

Предмет дослідження – маломасштабна модель з оргскла, великомасштабна залізобетона модель та залізобетонні прольотні будови.

Методи дослідження.

Вивчення і аналіз літературних джерел, формулювання завдань теоретичних і

експериментальних досліджень; аналіз раніше виконаних експериментальних досліджень інших авторів для можливості їх використання, проведення теоретичних досліджень; експериментальні дослідження перехресно-ребристих моделей прольотних будов у пружній (з оргскла) і пружно-пластичній (з залізобетону) стадіях роботи; зіставлення збіжності теоретичних та експериментальних даних, впровадження результатів досліджень при реконструкції залізобетонних балкових прольотних будов, статичні випробування існуючих і розширених прольотних будов, формулювання рекомендацій та загальних висновків з виконаних досліджень.

Наукова новизна отриманих результатів.

1. Вперше отримані експериментальні коефіцієнти поперечного розподілу навантажень у балках моделі якої прямим порівнянням прогинів балок у складі моделі з аналогічними прогинами окремих (еталонних) балок. Тому вплив наявності тріщин, непружних деформацій бетону і повторності навантаження автоматично враховується у експериментальному визначенні просторового розподілу зусиль і аналізі просторової роботи досліджуваної моделі.

2. Розроблено нову методику експериментального дослідження прольотних будов перехресно-ребристих систем за одержаними експериментальними прогинами балок з аналізом просторової роботи моделі.

3. Розкрито нові закономірності для розроблення теорії розрахунку за результатами порівняння експериментальних КПП, аналізуючи прогини найбільш навантажених балок за різних схем обпирання.

4. Вдосконалено закономірності просторової роботи великорозмірної залізобетонної моделі перехресно-ребристої прольотної будови.

5. Розкрито внутрішню статичну невизначеність і отримано експериментальні згинальні моменти в окремих балках за допомогою відкорегованих еталонних графіків прогинів в досліджуваних перерізах, одержаних з випробувань окремих балок, ідентичних за конструкцією балок моделі.

6. Вперше порівняльні п'ятиразові випробування натурної прольотної будови за різних варіантів зміни статичної схеми повністю підтвердили результати експериментальних досліджень на моделях і задовільну збіжність з результатами

розрахунків.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами, грантами

Дисертаційна робота виконана у Національному університеті «Львівська політехніка» і відповідає пріоритетним напрямкам кафедри автомобільних доріг та мостів зокрема у частині «Теоретичні та експериментальні дослідження роботи існуючих та реконструйованих прольотних будов залізобетонних і сталезалізобетонних мостів при статичних і багаторазових навантаженнях», а також науковому напрямку галузевої науково-дослідної лабораторії з обстеження випробування і реконструкції мостів конструкції будинків та інженерних споруд (ГНДЛ-88 НУ «Львівська політехніка»), дата затвердження на Вченій раді Інституту будівництва та інженерних систем - 12.02.2019, протокол № 6.

Практичне значення отриманих результатів:

1. За отриманими результатами досліджень та з використанням наукових і конструкторсько-технологічних розробок ГНДЛ-88 НУ «Львівська політехніка» з реконструкції мостів розроблений проект реконструкції шляхопроводу по вул.Городоцька в м.Львові. Прольотна бу-дова розширена до 4-х смуг руху з габариту $\Gamma-10,5+2\times0,9$ м до нового $\Gamma-16,5+2\times1,5$ м комбінованим способом – симетричною добудовою двох нових балок з обпиранням їх на розширені опори та влаштуванням збірно–монолітної залізобетонної накладної плити з консольними зв'язами довжиною 2,7 м. Найбільше ушкоджені крайні балки замінені новими, розрахованими на нормовані тимчасові навантаження А15 і НК-100. Залишені для подальшої експлуатації існуючі балки підсилені одним із найменш затратних способів – зміною статичної схеми з існуючої розрізної на нову защемлену на опорах рамно-нерозрізну. Передбачений комплекс ремонтних робіт для забезпечення нормованої довговічності реконструйованого шляхопроводу.

2. Існуюча прольотна будова моста на дорозі Гериня-Болехів розширюється з габариту $\Gamma-7,6$ м без тротуарів до нового габариту $\Gamma-8$ м з двосторонніми тротуарами по 1,5 м та відповідними захисними бар'єрними і перильними огороженнями за вимогами ДБН В.2.3-14:2006 і ДБН В. 1.3-22:2009.

3. Результати дисертаційної роботи використовуються в навчальному процесі

кафедри «автомобільних доріг та мостів» Національного університету «Львівська політехніка» під час підготовки бакалаврів і магістрів за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія» спеціалізації “мости і транспортні тунелі”.

Особистий внесок здобувача. Основні наукові положення і результати, які виносяться на захист дисертаційної роботи, одержано автором самостійно. Серед них: розробка методик; проведення експериментальних досліджень; обробка отриманих результатів і їх аналіз; розробка практичних рекомендацій для впровадження результатів досліджень. При цьому автором виконано розрахунки та обробку результатів експериментів. Основні результати досліджень викладено в роботах, опублікованих у співавторстві, в яких автор розробив і теоретично обґрунтував методики досліджень, обробив та систематизував одержані результати експериментів.

Апробація результатів дисертації. Основні результати роботи доповідались і обговорювались на науково-практичній та науково-технічній конференції: 10-та міжнародна науково-технічна конференція “Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди” (19-21 жовтня 2021 року, Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне, Україна)

Публікації за матеріалами дисертації. Основний зміст дисертації відображено у 8 наукових працях, з них: 7 статей у наукових фахових виданнях України, 1 стаття - у виданнях, включених до міжнародної наукометричної бази Web of Science.

Структура і обсяг дисертації. Дисертаційна робота складається з анотації двома мовами, переліку умовних позначень, символів, одиниць вимірювання, скорочень, вступу, п'яти розділів, висновків, списку використаних джерел, додатків. Загальний обсяг дисертації становить 257 сторінок, основна частина дисертації займає 204 сторінок, з них 66 рисунків по тексту; 6 таблиць по тексту; списку використаних джерел з 151 найменувань на 239 - 254 сторінках, 2 додатків на 255 - 257 сторінках.

ПЕРЕЛІК УМОВНИХ ПОЗНАЧЕНЬ, СИМВОЛІВ, СКОРОЧЕНЬ

КПР	Коефіцієнт поперечного розподілу
ВО	Вільно-обперта
ШН	Шарнірно-нерухома
ЗЩ	Защемлена
ЗЩНП	Защемлена з накладною плитою
ДБН	Державні будівельні норми
РО-1	Рамно-опорна
Д-1	Динамометр
ДК-1	Дослідна конструкція
ДМ-1	Дослідна модель
ГНДЛ-88	Галуза науково-дослідна лабораторія №88
ТП вип.56	Типовий проект випуск 56
СНиП	Будівельні норми і правила
CFRP	Carbon fiber-reinforced plastic

РОЗДІЛ 1. ІНФОРМАЦІЙНЕ ОЗНАЙОМЛЕННЯ І АНАЛІЗ СТАНУ ПРОСТОРОВОЇ РОБОТИ ТА СПОСОБІВ ПІДСИЛЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПРОЛЪОТНИХ БУДОВ НАЯВНИХ І РЕКОНСТРУЙОВАНИХ МОСТІВ

1.1 Характеристика збірних залізобетонних прольотних будов мостів першочергової реконструкції.

Досвід обстеження і аналізу експлуатаційного стану значної кількості мостів [25,32,55,67] свідчить, що серед різноманіття наявних мостів за типами і конструктивними особливостями прольотних будов існує декілька найбільш розповсюджених типів збірних залізобетонних мостів, збудованих за першими типовими проектами в період 50-60 рр. минулого сторіччя під час і після переорієнтації будівельної галузі країни на масове застосування збірного залізобетону.

В першу чергу це збудовані у великій кількості мости із збірними залізобетонними прольотними будовами за розробленим в ПІ «Союздорпроект» першим і єдиним на той час типовим проектом ТП вип. 56 [25, 43, 55, 56, 143, 145, 149] (рисунок 1.1). Типорозміри прольотних будов прийняті для перекриття прольотів у світлі 7,5; 10,0; 15,0 і 20,0 м (довжина балок відповідно 8,66; 11,36; 14,06; 16,26 і 22,16 м).

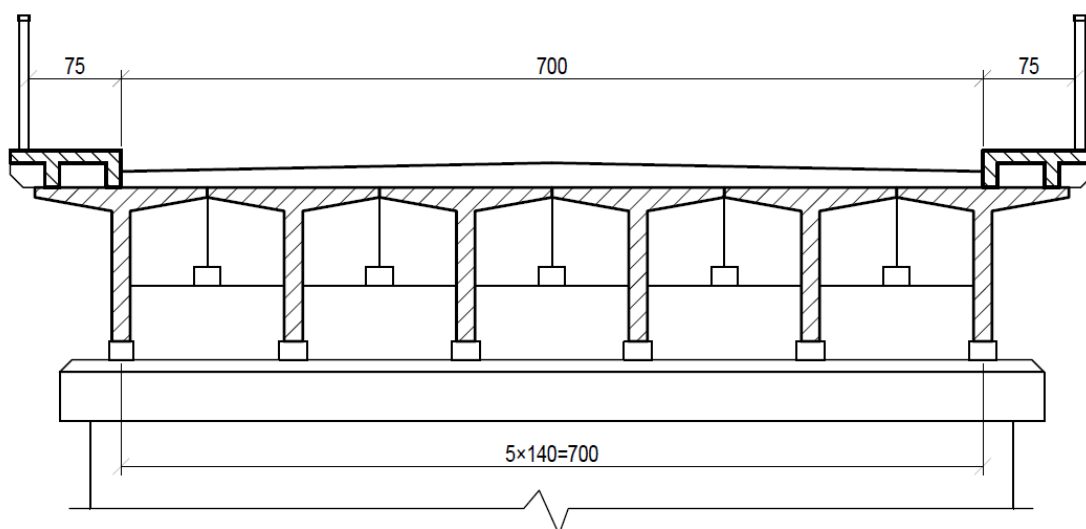


Рисунок 1.1 - Поперечний переріз прольотної будови за ТП вип. 56 [149]

Габарити проїзної частини Г-6, Г-7, Г-8 з тротуарами по 0,75 і 1,5 м. Всі типи прольотних будов зібрані з балок таврового перерізу різної висоти залежно від довжини прольоту. Необхідний габарит створюють відповідною кількістю балок, відстань між якими поперек прольоту для всіх типорозмірів прольотних будов залишається уніфікованою 1,4 м. Прольотні будови запроектовані у двох підваріантах – на нормовані тимчасові навантаження Н-13, НГ-60 і Н-18, НК-80. Причому, для обох тимчасових навантажень прийняті однакові розміри балок, а різна їх несуча здатність коригувалася зміною кількості робочої арматури і класу бетону. Ці мости будували за найбільш простою розрізною статичною схемою та такими ж простими і недовговічними з'єднаннями балок поперек прольоту лише в площинах поперечних діафрагм зварюванням верхніх і нижніх закладних деталей суміжних півдіафрагм стиковими накладками, а також із застосуванням недовговічних деформаційних швів закритого типу з компенсаторами із звичайної бляхи[143, 149].

В окремих випадках ці мости будували за індивідуальними проектами, які від типового відрізнялись лише довжиною балок при тій же схемі їх армування з відповідним по довжині прольоту перерахунком кількості робочої арматури.

Тут доречно відмітити, що цей досить простий тип прольотних будов знайшов розповсюдження не лише на території республік бувшого союзу, а і в деяких інших країнах, які внаслідок другої світової війни потрапили у сферу впливу радянського союзу з тоталітарними правлячими режимами і однаковими економічними системами соціалістичного типу. Тобто усі галузі суспільного виробництва розвивалися за одними принципами, прикладом яких була державна економіка колишнього союзу і її основні принципи застосовували ці країни в різних галузях господарства, в тому числі і в будівництві, де в основному приймали досвід і технології союзу (наприклад, масове застосування збірного залізобетону). В тому числі і були прийняті для масового будівництва збірні залізобетонні мости, подібні за конструкцією до ТП вип 56 [90, 95, 102, 113, 114, 116].

Як приклад на рисунку 1.2 показаний поперечний переріз прольотної будови подібних мостів, які з незначними змінами в сторону покращання конструктивних рішень порівняно з ТП вип. 56 застосовують у Китайській Народній Республіці (КНР).

Ці відмінності не суттєві: менша кількість балок, ширше ребро балок, що покращує умови армування плоскими зварними каркасами (рисунок 1.2), які є аналогічними до прийнятих в ТП вип. 56. Подібні мости будували також у післявоєнній Польщі [117].

На період освоєння технології їх будівництва ще не була створена індустріальна база для виготовлення збірних залізобетонних балок. Їх, як правило, виготовляли на тимчасових відкритих полігонах, розташованих поблизу будови моста, за примітивною технологією та робітниками не досить високої кваліфікації. В першу чергу, це стосувалось виготовлення таких найбільш відповідальних елементів залізобетонних конструкцій як зварні арматурні каркаси, особливо для довгомірних конструкцій, які потребували стикування поздовжньої робочої арматури $\Phi 32$ мм в прольоті балок. За відсутності стикувальних станків ці стики виконували вручну і часто неякісно без належного контролю, що призводило до значної кількості бракованих конструкцій. Точність виготовлення довгомірних каркасів була невисокою, тому не дотримувалась товщина захисного шару бетону.

Зазвичай балки виготовляли у неякісних дерев'яних опалубках, зібраних часто з неструганих дошок, тому точність геометричних розмірів була невисокою. Наприклад, горизонтальні і вертикальні зміщення півдіафрагм суміжних балок могли досягати 50 мм і більше. Це в свою чергу призводило до неякісного виконання їх з'єднань [55, 71, 104, 140, 150].

Отже, за такої примітивної технології будівництва, та, приймаючи до уваги максимальне спрощення конструктивних рішень типових прольотних будов, можна стверджувати, що ці мости будували як тимчасові в період в період створення сучасної дорожньої мережі країни (кінець першого і початок другого повоєнного десятиріччя 1955-1965 рр.) з обмеженим терміном експлуатації 25-30 р.

Прогнозували, що за цей період часу держава розбагатіє і ці мости будуть перебудовані за новими нормами проектування на збільшені нормовані тимчасові навантаження та із зовсім іншими техніко-економічними і експлуатаційними показниками. Але так не сталось. Навпаки, командно-репресивна система керівництва, відсутність конкуренції, безгосподарність, корупція створили серйозні

загальнодержавні фінансові проблеми, які призвели до хронічного недофінансування дорожньої галузі та збільшення обсягів невиконаних робіт з технічного обслуговування, ремонту і реконструкції цих мостів. Тепер вони не розглядались як тимчасові. Навпаки, не дивлячись на загальний незадовільний стан, незабезпечену нормовану вантажопідйомність, недостатній габарит їздового полотна, перевищення нормованого терміну експлуатації більше ніж у 2-2,5 рази вони продовжують експлуатуватись у вкрай несприятливих умовах збільшення ваги транспортних засобів та інтенсивності руху.

На вкрай незадовільному стані мостового господарства відбився і загальний кризовий стан держави, яка такі мости збудувала, і на цей період стояла перед політичним, економічним і моральним крахом і нарешті перестала існувати. Країни не стало, а мости залишились тепер уже на територіях і у власності новостворених держав, створюючи як власникам, так і експлуатуючим організаціям комплекс технічних, економічних, соціальних і морально-етичних проблем, вирішення яких не завжди є простим, зокрема, однієї з основних: перебудовувати чи реконструювати?

Ці новостворені країни також були різними: багатші з меншою кількістю таких мостів – тут проблеми не існувало, оскільки були реальні кошти на перебудову; і бідніші з більшою кількістю мостів, які не мали реальних коштів на перебудову. Серед них опинилась і Україна, яка упродовж всіх років незалежності живе на зовнішніх запозиченнях і не має достатньо коштів на підтримку дорожньої галузі інфраструктури та погашення боргових зобов'язань за попередні роки. Тут мова про перебудову уже не йде і фахівці повинні шукати інші шляхи вирішення проблеми продовження терміну експлуатації мостів за ТП вип. 56 для забезпечення нормального функціонування дорожньої мережі країни.

Саме цей тип мостів, запроектованих за відміненими нині нормами проектування і розрахованих на комбінації нормованих навантажень Н-13 і НГ-60, Н-18 і НК-80, повністю не відповідає сучасним вимогам чинних норм до основних функціональних споживчих властивостей – вантажопідйомності, пропускної здатності, безпеки і комфортності руху, а інтенсивність силового ефекту від чинних на даний час нормованих навантажень А15 і НК-100 є значно більшою, ніж від попередніх

нормованих комбінацій. Для продовження термінів їх подальшої безаварійної експлуатації в першу чергу вони потребують підсилення балок для забезпечення їх несучої здатності за вимогами чинних норм проектування нових мостів з одночасним розширенням їздового полотна або без нього, тобто це відповідає вимогам хоча б часткової реконструкції.

Наступний тип широко розповсюджених мостів – це так звані збірні бездіафрагмові плитно-ребристі прольотні будови для автодорожніх мостів малих і середніх прольотів, що вперше були розроблені ПІ «Союздорпроект» в 1962 р. як розвиток першого типового проекту збірних балкових діафрагмових прольотних будов з багаторядною зварною каркасною арматурою ТП вип. 56д (доповнення 1962 р.) [25, 38, 56, 58, 59, 87] для перекриття прольотів у світлі 7,5; 10,0; 12,5; 15,0 м при повній довжині балок 8,66; 11,36; 14,06; 16,76 м і габаритів мостового полотна Г-7; Г-8; Г-9; Г-10,5 з тротуарами 1,0 і 1,5 м (рисунок 1.3). Нормовані тимчасові навантаження Н-30 і НК-80.

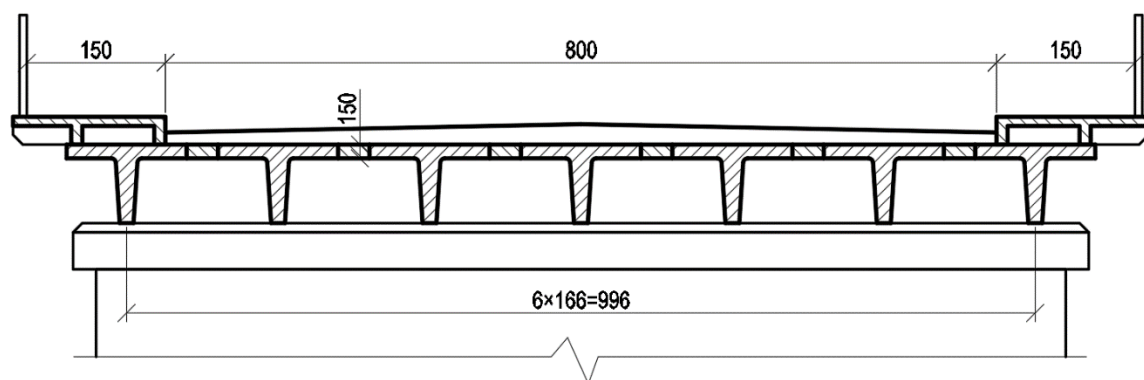


Рисунок 1.3 - Поперечний переріз прольотної будови з ребристих бездіафрагмових балок

На думку розробників цього типу прольотних будов їх основною перевагою перед попередніми є якраз і відсутність діафрагм, що значно спрощує технологію виготовлення і монтажу балок і їх об'єднання поперек прольоту в просторову систему прольотної будови тільки за допомогою поздовжнього замонолічення стика в межах товщини полиці з петлевими випусками арматури. Відмічені переваги і обумовили успішне багаторічне застосування цих прольотних будов у вітчизняному мостобудуванні.

У наш час більшість з них мають недостатній габарит мостового полотна, не

забезпечену вантажопідйомність, безпеку і комфортність руху і потребу в реконструкції з розширенням і підсиленням та забезпеченням після реконструкції нормованого терміну експлуатації, співмірного з новозбудованими мостами

Однією з основних конструктивних особливостей цих прольотних будов є суміщення функцій полиці таврових балок, яка у їх перерізі є стиснутою зоною і одночасно грає роль такого відповідального конструктивного елемента прольотної будови як плита мостового полотна. Вона безпосередньо сприймає тимчасові навантаження і розподіляє їх між балками, забезпечуючи просторову роботу прольотної будови, і поперек прольоту працює на згин як багатопрольотна гнучка нерозрізна плита на пружно осідаючих опорах, якими є поздовжні ребра балок.

Другою важливою конструктивною особливістю є спосіб об'єднання балок поперек прольоту у межах товщини полиці поздовжніми замоноліченими стиками шириною 36 см з петлевими випусками арматури. Від їх працездатності залежить забезпечення просторової роботи бездіафрагмових прольотних будов і передбачений проектом розподіл зусиль між балками, а також їх несуча здатність і довговічність.

Однак, з точки зору розподілу зусиль стик розташований у найбільш несприятливій зоні – в середині прольоту плити між ребрами суміжних балок, де виникають максимальні згинальні моменти, які, в залежності від розташування тимчасового навантаження (на лівій чи правій частині поперечника прольотної будови), в одному і тому ж стику можуть бути як додатніми, так і від'ємними, тобто стик працює на витривалість в режимі двозначного циклу (плюс-мінус) зміни зусиль.

Про характер роботи плити мостового полотна поперек прольоту і, зокрема, замонолічених стиків між балками наглядно свідчать представлені нижче результати статичних випробувань бездіафрагмової прольотної будови за схемою Г-8+2х1,0 моста через р. Кремно на км 83+550 автодороги Київ-Ковель-Ягодин. Прольотну будову випробовували перед реконструкцією моста після видалення всіх елементів мостового полотна (тротуарних блоків і шарів дорожнього покриття), тобто за мінімального постійного навантаження – лише від власної ваги балок. Випробувальним навантаженням були дві колони навантажених самоскидів, кожна з яких включала тривісний МАЗ (повною масою 30,0 т; тиск на задні осі по 12,0 т, на

передню – 6,0 т) і чотиривісний КамАЗ-65201 (повна маса – 40,05 т; тиск на задні осі по 11,45 т, на передні по 8,55 т). Поперек прольоту навантаження встановлювали за двома характерними, найбільш невідповідними лівою і правою схемами (рисунк 1.4): схема 1л (ліва) і 1п (права) – одна колона автомобілів, максимально наближена до осі крайніх лівої і правої балок (рисунк 1.4) і схема 1Іл (ліва) і 1Іп (права) – аналогічно встановлені дві колони автомобілів (рисунк 1.4, б).

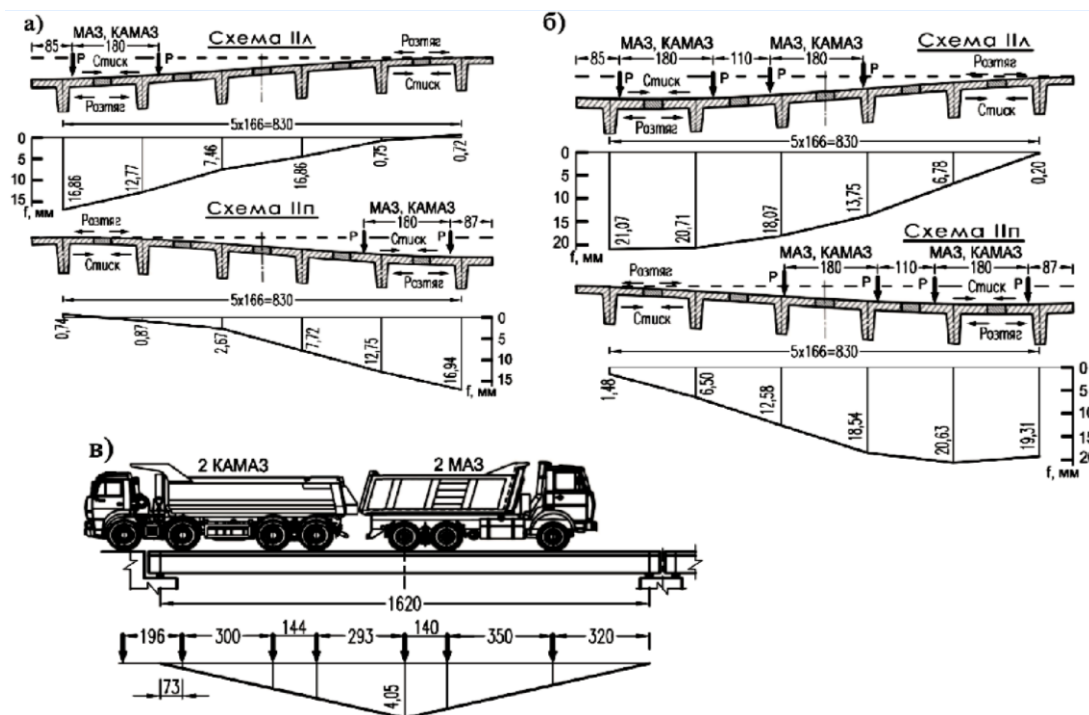


Рисунок 1.4 - Результати випробувань прольотної будови моста через р.Кремно на км. 83+550 автодороги Київ-Ковель-Ягодин:

а, б – ліві і праві схеми навантаження однією і двома колонами автомобілів: в – розташування колон автомобілів вздовж прольоту

Результати випробувань представлені епюрами експериментальних прогинів, розвиток і розподіл яких між балками поперек прольоту дає уяву про характер просторової роботи прольотної будови під навантаженням (рисунк 1.4,а,б). Прогини крайніх балок за лівих і правих схемах навантаження були близькими між собою. Так за схем 1л і 1п (рисунк 1.4,а) прогин лівої і правої крайніх балок, відповідно, склав 16,86 мм і 16,49 мм, а за схем 1Іл і 1Іп (рисунк 1.4,б) 21,07 мм і 19,31 мм. Задовільна збіжність є додатковим підтвердженням достовірності заміряних прогинів.

Явно виражена нелінійність епюр прогинів балок за всіх схем випробувального

навантаження підтверджує, що поперечник прільотної будови є гнучким, а плита мостового полотна у його складі поперек прільоту працює як гнучка нерозрізна багатопрільотна плита на пружно осідаючих опорах. Її деформована модель показана на рисунку 1.4,а,б.

Характерною особливістю є і зміна кривини епюр прогинів з додатньої під навантаженими балками на від'ємну у віддаленій від навантаження частині поперечного перерізу, що, в свою чергу, є очевидним свідченням зміни знаку згинальних моментів в плиті, а, відповідно, і напружено-деформованого стану замонолічених стиків і їх роботи в режимі двозначного циклу багатократних навантажень, як це показано на схемах рисунок 1.4.

Основним дефектом бездіафрагмових прільотних будов є незадовільний стан поздовжніх замонолічених стиків. Знакозмінна дія зусиль в стику одночасно з корозійними явищами і, як правило, неякісним бетонуванням стиків (бетон недостатньої міцності і щільності) призводить до того, що переважна більшість таких стиків в існуючих бездіафрагмових прільотних будов через незадовільний стан гідроізоляції і виникнення наскрізних тріщин протікають, що в результаті приводить їх до часткового або навіть повного руйнування (рисунок 1.5). Одночасно з корозійними явищами на передчасне руйнування стиків впливає їх низька межа витривалості в режимі знаковмінного (плюс-мінус) циклу і динамічної дії навантаження. В результаті порушується надійне об'єднання балок поперек прільоту і в цілому не забезпечується просторова робота прільотної будови.

Характерним дефектом розрізних бездіафрагмових прільотних будов є недосконалість і недовговічність деформаційних швів закритого типу. Внаслідок розгерметизації вони забиті сміттям і брудом. Через багаточисельні розриви вода потрапляє на торці і приопорні ділянки балок, бетон яких інтенсивно кородує, що супроводжується відшаруванням захисного шару бетону, корозією арматури, а це зменшує довговічність і несучу здатність.

Самі збірні балки, виготовлені в заводських умовах в металевих опалубках, значних дефектів, які би впливали на їх несучу здатність, не мають і можуть бути використаними для подальшої експлуатації, а також при реконструкції.

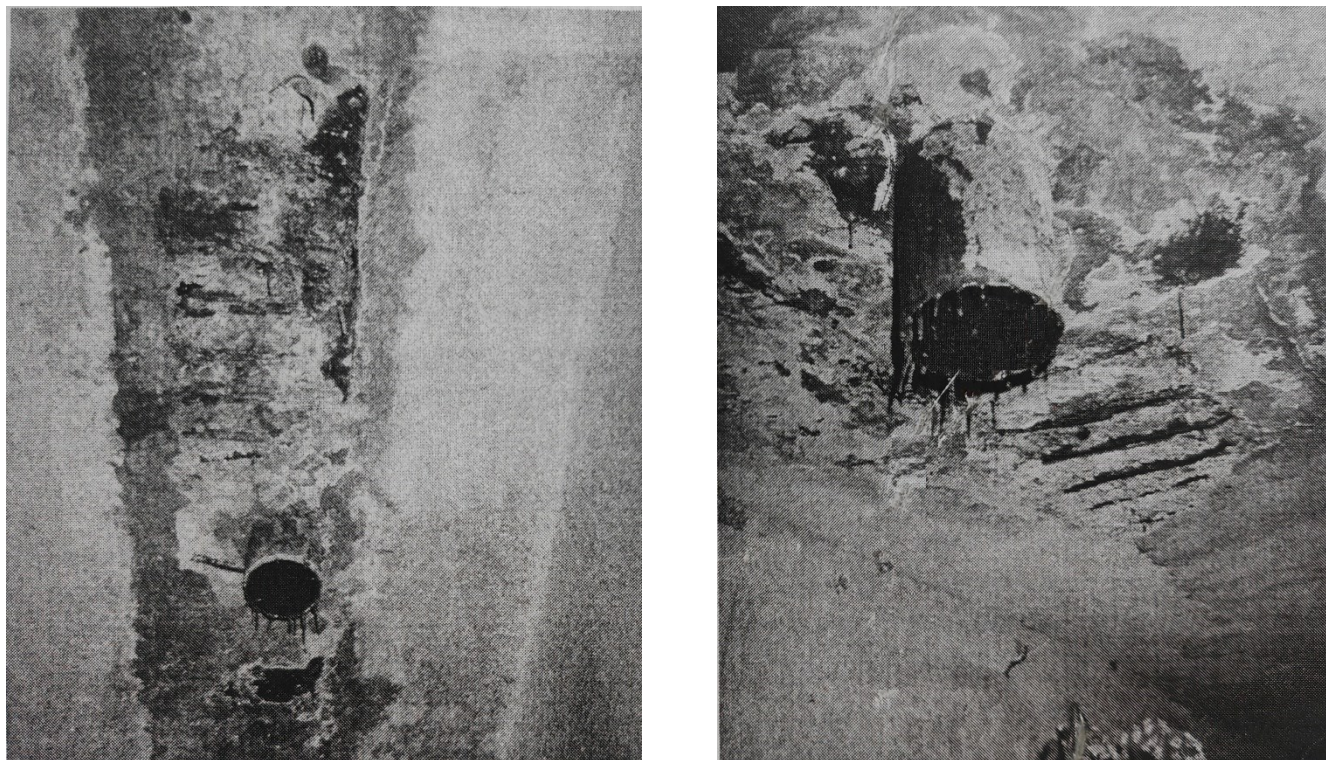


Рисунок 1.5 - Дефекти поздовжнього замоноліченого стику між балками

1.2 Основні причини та способи підсилення залізобетонних балок

Підсилення залізобетонних конструкцій як технічна і наукова проблема виникла практично з початку застосування залізобетону в будівництві. Тому до даного часу накопичений значний досвід підсилення різних залізобетонних конструкцій, висвітлений в чисельних публікаціях, охоплюючих теоретичні прикладні аспекти цієї проблеми [3, 26, 33, 36, 42, 46, 47, 48, 49, 56, 64, 72, 84, 90, 114, 120, 126, 129, 135]. Метою підсилення є підвищення несучої здатності, забезпечення надійності, довговічності та нормальних умов подальшої експлуатації підсилених конструкцій. Його необхідність, як правило, зумовлена комплексом причин, основними серед яких є:

- реконструкція і модернізація інженерних об'єктів і мостових споруд, пов'язана зі збільшенням навантажень та зміною режиму експлуатації;
- фізичне спрацювання конструкцій в результаті тривалої експлуатації та набуті експлуатаційні дефекти і механічні пошкодження, ураження корозією, температурно-кліматичні впливи, втрата втомної міцності при динамічних і багаторазових навантаженнях, втрата міцності матеріалів, дія хімічних реагентів;

- початкові конструктивні дефекти (помилки проектування, виготовлення, транспортування, монтажу);
- незадовільна експлуатація споруд та порушення її режиму (перевантаження конструкцій, низька культура експлуатації технологічного обладнання, механічні дії, допущення прогресуючих в часі дефектів);
- природні стихійні лиха (сейсмічні, вітрово-ураганні, снігові, ожеледиця, повені), аварійні, вибухові, динамічно-ударні, а також просідання на територіях з карстами та підземними виробками.

Цей перелік ймовірних причин підсилення є спільним для різноманітних за функціональним призначенням несучих залізобетонних конструкцій. Очевидно, що він розповсюджується і на прольотні будови залізобетонних мостів, які зазвичай відносять до одного з небагатьох найбільш відповідальних типів інженерних споруд і які порівняно знаходяться у несприятливих або навіть у вкрай несприятливих умовах експлуатації і передчасний вихід з ладу або аварії яких призводять до особливо значних матеріальних соціальних і моральних збитків [4, 38, 71, 76, 93, 113, 125, 127, 131].

Початком розроблення в Україні науково обгрунтованих конструктивних рішень підсилення залізобетонних конструкцій можна вважати роботи відомого українського науковця проф. І.М. Литвинова [46], який ще в довоєнних роках (1937-38р) запропонував і теоретично обгрунтував універсальний засіб підсилення за допомогою нарощування залізобетону на ослаблених ділянках конструкції у вигляді армованих обойм або оболонок [46].

Дещо пізніше (у кінці 40-х років) з'явилися способи, основані на попередньому напруженні конструкцій підсилення. У 1948 р. Онуфрієв М.М. запропонував підсилювати згинані залізобетонні елементи горизонтальними затяжками або комбінованими шпренгелями [144]. Експериментальні дослідження залізобетонних балок, підсилених сталевими шпренгелями, підтвердили достатній ступінь їх підсилення та засади теоретичного розрахунку.

У наступний період, завдяки збільшенню об'ємів будівництва і реконструкції, актуальність теоретичних і прикладних проблем підсилення будівельних конструкцій

значно зросла, що в свою чергу призвело до формування в багатьох галузевих НДІ, проектних інститутах, вузах творчих колективів і наукових шкіл, напрямком науково-технічної діяльності яких було дослідження проблем підсилення з залученням багатьох відомих вчених і інженерів. Серед них: Барашиков А.Я., Бабиш Є.М., Бамбура А.М., Бліхарський З.Я., Бондаренко Ю.В., Валою О. І., Голишев О.І., Гринів В.Д., Єремєєв В.П., Кваша В.Г., Клименко Є.В., Клименко Ф.Є., Козелецький П.М., Кривошеєв П.І., Кричевський С.О., Лозовий Ю.І., Литвинов І.М., Мізернюк Б.М., Мурашко Л.А., Ониськів Б.М., Онуфрієв М.М., Попович Б.С., Санжаровський Р.С., Ткаченко І.М., Хіло Є.Р., Черкасов В.В., Шагін О.Л., Шмуклер В.С. та багато інших.

Великий вклад в теорію і практику підсилення внесла Львівська школа науковців і інженерів, основоположником якої був професор Ю.І. Лозовий, який, починаючи з 1944 р., розробляв і впроваджував на практиці способи підсилення залізобетонних конструкцій під навантаженням [11, 47, 48, 49, 72, 122]. Існуючі конструкції підсилювали введенням нових елементів і додаткової арматури, систем односторонніх зв'язків. Напружений стан елементів підсилення створювали вперше застосованим в практиці виконання підсилень електротермічним або термомеханічним способами [47, 72], які виявилися найбільш простими. Був розроблений спосіб підсилення згинаних залізобетонних конструкцій шляхом створення в них напружень, зворотних за знаком до напружень від експлуатаційних навантажень. Лозовим Ю.І. і Хіло Є.Р. впроваджене підсилення залізобетонних балок шарнірно-стержневими ланцюгами і розвантажуючими підпружними системами [47, 48, 49, 72, 116, 123]. Значний вклад в розробку конструктивних рішень і розвиток теорії підсилення будівельних конструкцій внесли інші представники Львівської школи: Барабаш В.М., Берінський Й.Ц., Більський М.Р., Бліхарський З.Я., Бровченко М.Д., Гнідець Б.Г., Гладішев Г.М., Гоголь М.В., Градюк І.І., Демчина Б.Г., Дорошевич Л.О., Казанцев М.О., Кваша В.Г., Клочков А.Г., Клименко Ф.Є., Коваль П.М., Курило А.С., Левчич В.В., Мамонтов М.П., Мельник І.В., Ониськів Б.М., Попович Б.С., Рокач В.С., Романюк Й.Д., Салійчук Л.В., Хіло Є.Р., Цимбровський О.Д. та інші.

За час існування проблеми підсилення залізобетонних конструкцій розроблена, досліджена і апробовані велика кількість різноманітних способів підсилення, які

класифікують і узагальнюють за певними спільними ознаками, як показано на схемі рисунок 1.6, запозиченого з [72].

В межах представленої класифікації можна виділити декілька груп способів і конструктивних рішень підсилення залізобетонних балок, спільними ознаками в кожній з яких є особливості конструктивних рішень і технології виконання підсилення, вид матеріалів для підсилення, статичні схеми підсилених елементів та принципи взаємодії (спільної роботи) підсилюваної балки з елементами підсилення. Основні схеми підсилення вибірково показані на рисунку 1.7 на прикладі підсилення мостової балки за ТП вип. 56 [42].

Першу групу складають найбільш старі і добре перевірені на практиці способи підсилення збільшенням розмірів поперечного перерізу і армування шляхом нарощування добетонуванням знизу (підсилення розтягнутої зони нормальних перерізів), з боків (напруження) і зверху (підсилення стиснутої зони). Спільною особливістю цих методів є підсилення без зміни статичної схеми і напружено-деформованого стану підсилюваних балок (рисунок 1.7, а, б, в).

Одночасного підсилення розтягнутої зони і ребра балки (при необхідності) досягають влаштуванням П-подібної монолітної залізобетонної обойми, яка охоплює ребро балки знизу і з боків з відповідним додатковим армуванням на згинальний момент і поперечну силу, стержні якого об'єднують з попередньо відкритими стержнями існуючої арматури (рисунок 1.7, б).

Нарощуванням перерізу зверху одночасно підсилюють стиснуту зону бетоном більшої міцності ніж в існуючій балці і збільшенням висоти комплексного перерізу, що за існуючої розтягнутої арматури призводить до збільшення несучої здатності нормальних перерізів балки. Цей варіант підсилення особливо ефективний для прогінних будов при їх розширенні монолітною збірно-монолітною накладною плитою [24, 28, 30, 34, 36, 38] (рисунок 1.7, в).

Друга група включає застосування гнучких попередньо напружених горизонтальних затяжок (рисунок 1.7, г) або різного типу полігональних і трикутних шпренгелів з арматурних стержнів, металевих смуг, кутників, швелерів (рисунок 1.7, д, ж). Напружують їх затягуванням гайок з одночасним взаємним стягуванням двох

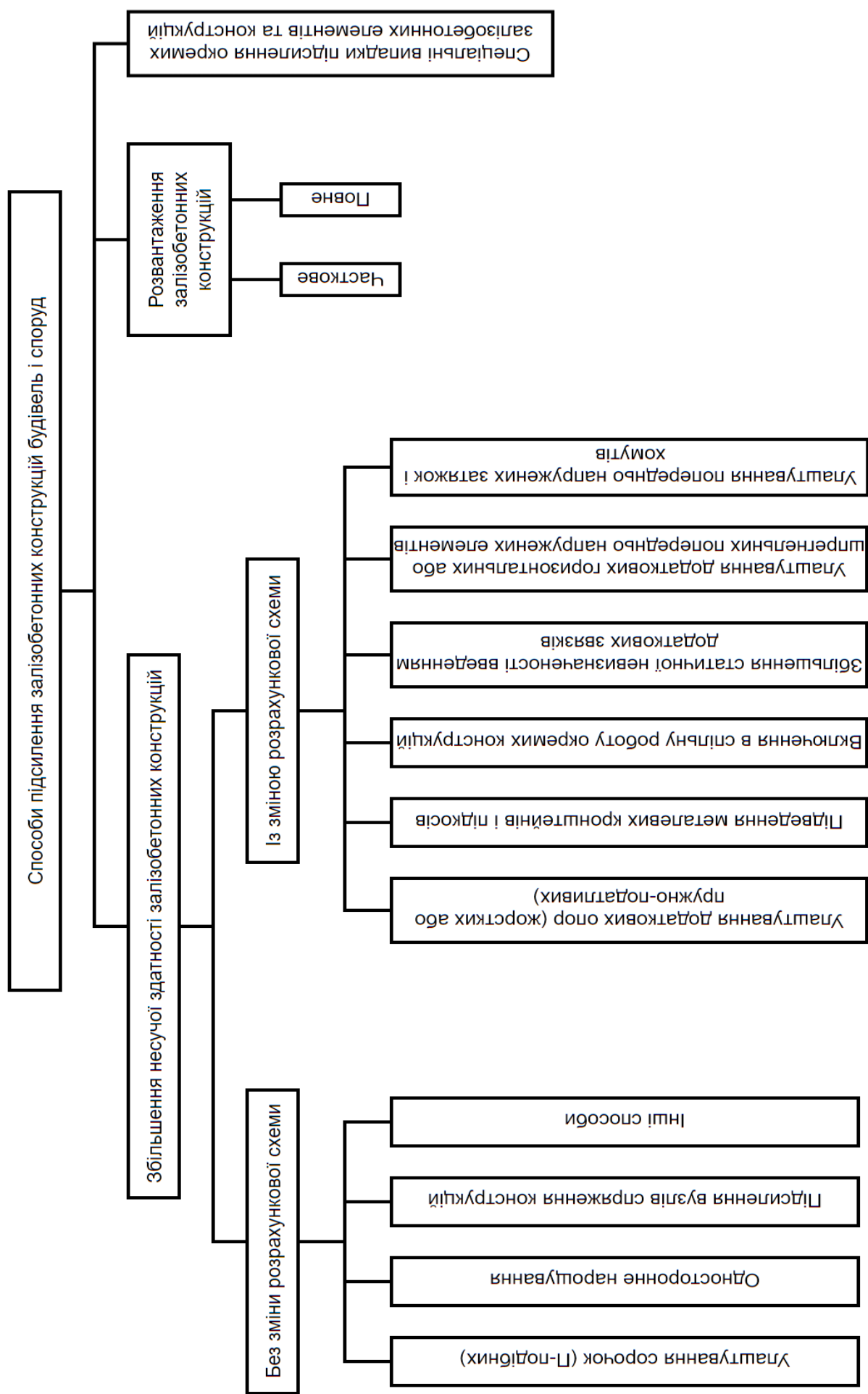


Рисунок 1.6 - Класифікація способів підсилення залізобетонних згинаних елементів [72]

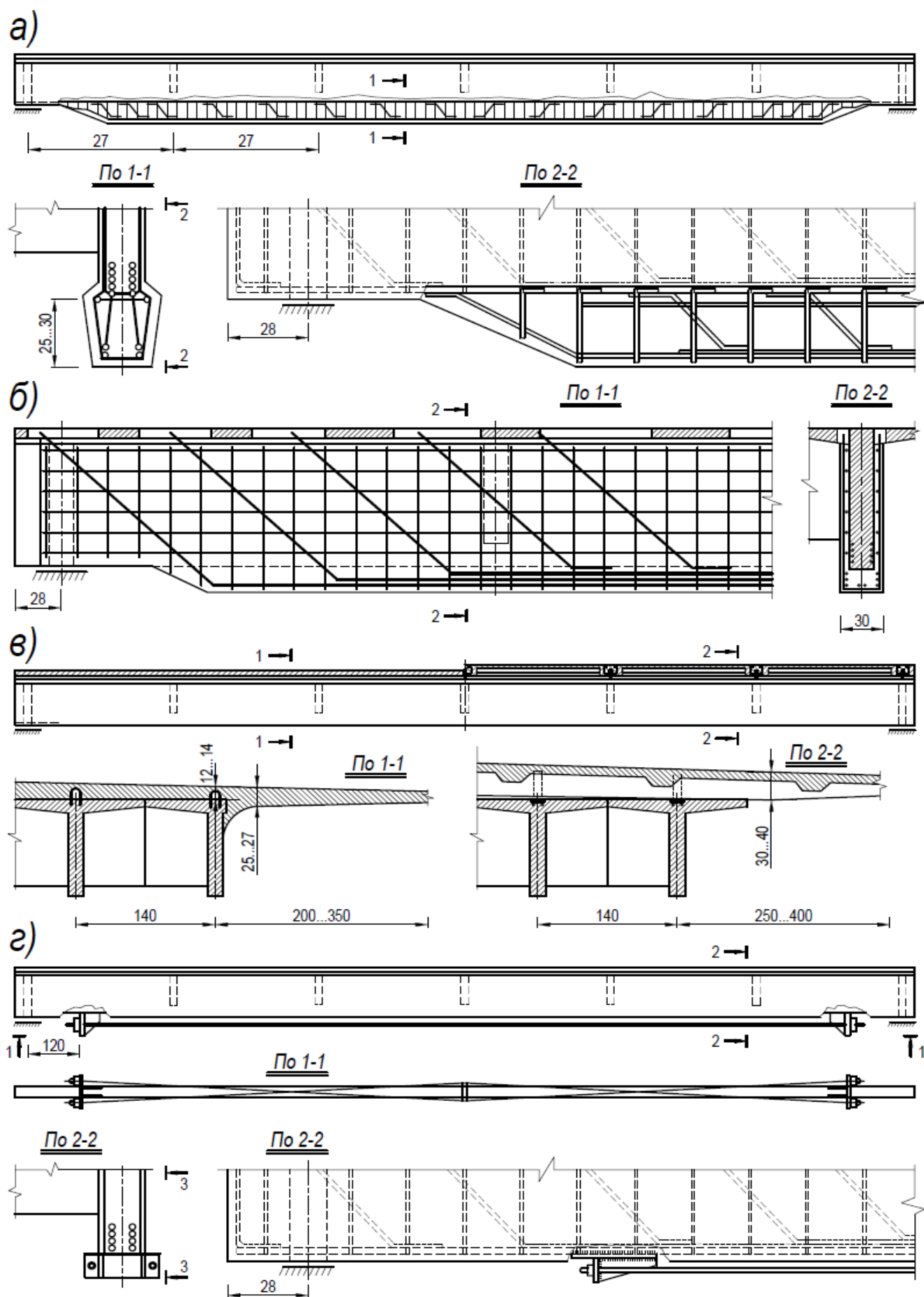


Рисунок 1.7 - Способи підсилення мостових балок за ТП вип 56 [72]

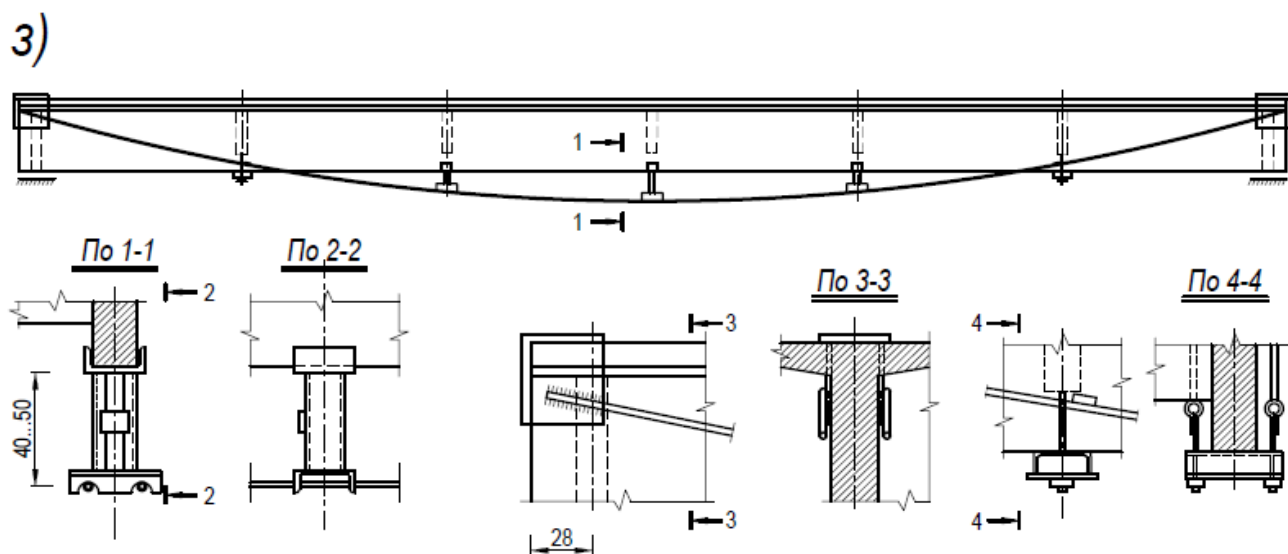
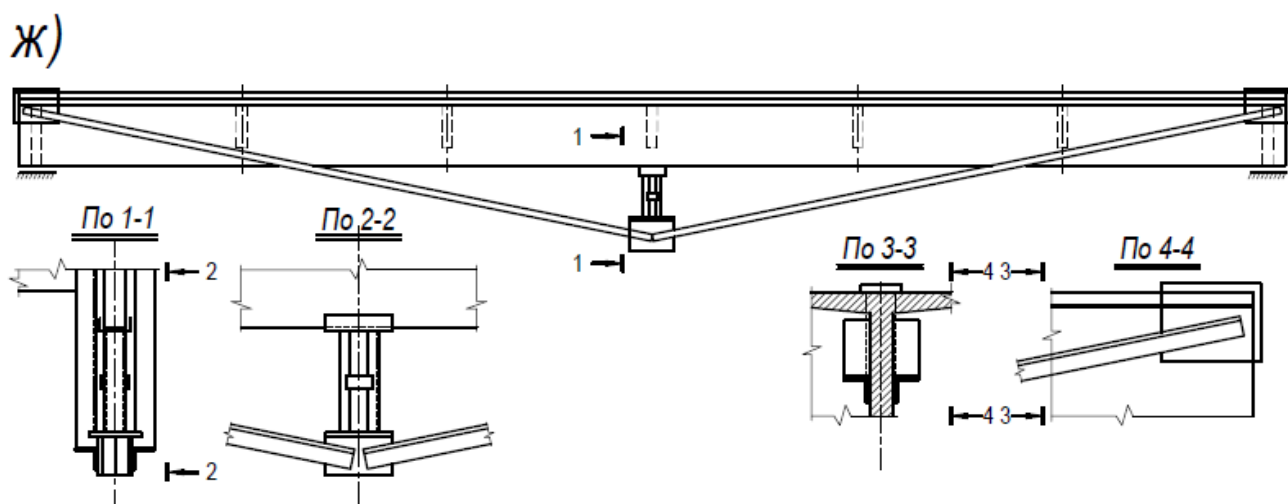
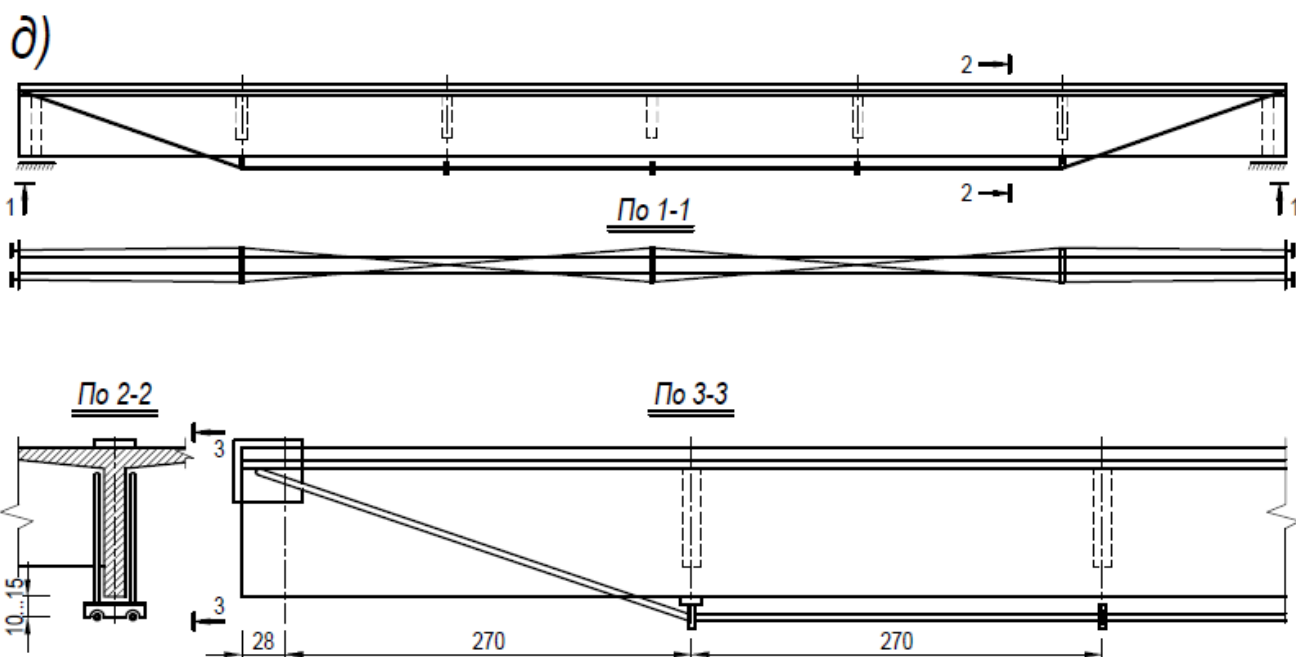


Рисунок 1.7 - Продолжения

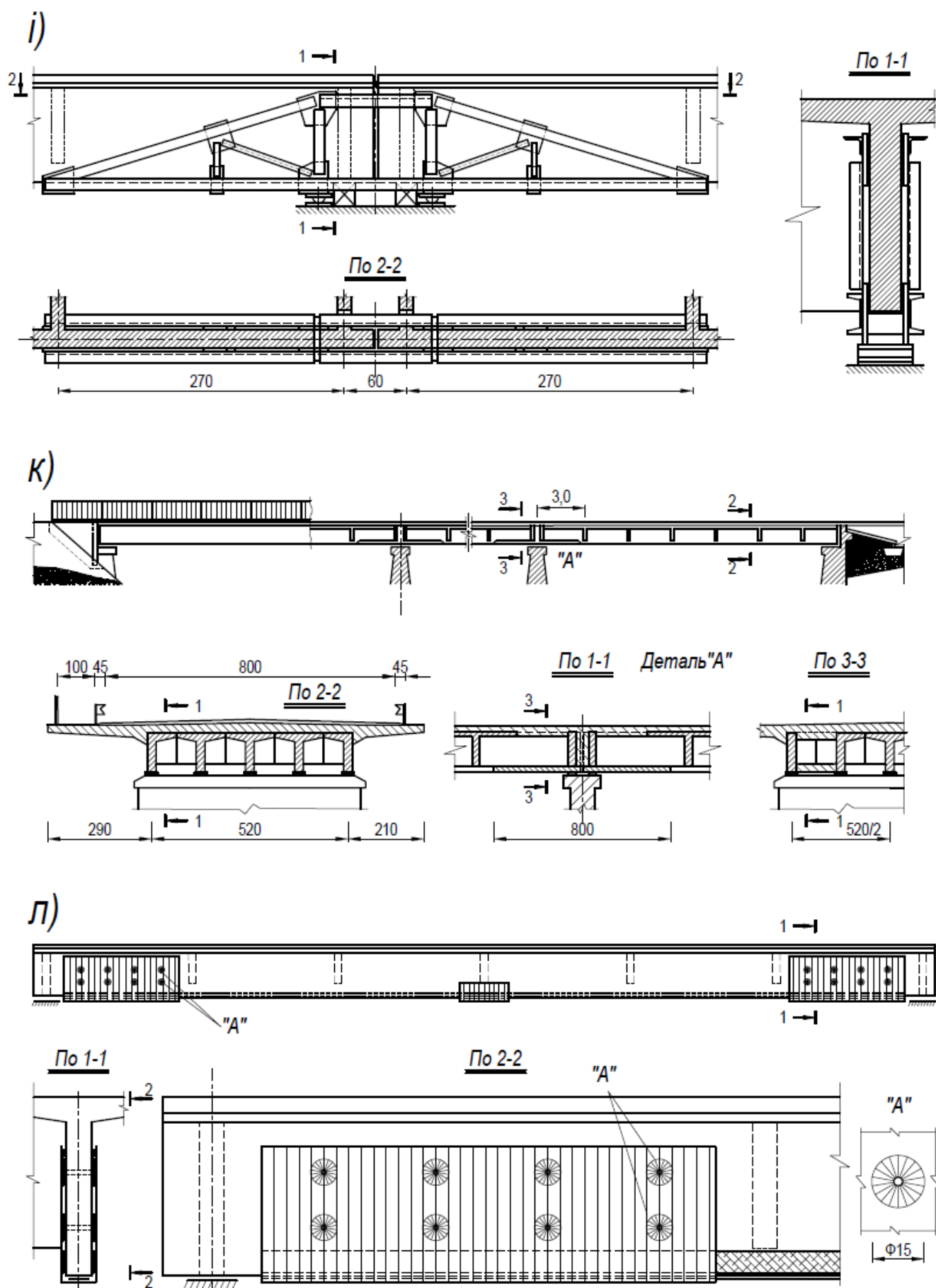


Рисунок 1.7 – Кінець [72]

суміжних віток стяжними хомутами і розпинками, а також термічним або термомеханічним способом.

Ефективним і досить простим способом є підсилення напруженими шарнірно-стержневими ланцюгами, які розташовують як в межах висоти існуючої балки, так і виходять за їх нижню грань [48, 49, 72, 88] (рисунок 1.7, з). Вітки ланцюгів виготовляють з круглої сталі, кутників або канатів з високоміцного дроту. Напружують їх натягом підвісок динамометричним ключем.

Балки багатопрогінних систем підсилюють розвантажуючими напруженими двоконсольними кронштейнами (рисунок 1.7, і), встановленими над проміжними опорами в межах висоти існуючих балок і обпертими на існуючу опору на спарені (рисунок 1.7, і) або одиночні опорні частини. Вітки виготовляють з профільного металу або гнучких арматурних стержнів (верхній пояс). В роботу включають відтяжкою їх кінців натягом болтів, підвішуванням відтарованих вантажів, гідравлічними або механічними домкратами. Після відтяжки в утворений зазор щільно забивають сталі прокладки, які приварюють до опорного вузла, після чого відтягуючі пристрої знімають.

До п'ятої групи належать системи підсилення зміною статичної схеми балок існуючої прогінної будови з розрізної в нерозрізну [24, 28, 32, 36, 41, 55, 56, 60, 97] (рисунок 1.7, к). Внаслідок нерозрізності балки в прогоні розвантажуються на другу частину постійного навантаження і на тимчасові навантаження за рахунок виникнення опорних згинальних моментів.

Шоста група включає підсилення балок додатковим зовнішнім армуванням з металевих листів, смуг або прокатних профілів, наклеєних до розтягнутих бетонних поверхонь балки [42, 101, 111, 130].

Велика вага металевих елементів підсилюваних довгомірних конструкцій, необхідність стикування їх по довжині, та низька їх корозійна стійкість спричинили заміну металу матеріалами нового покоління - композитними високоміцними полімерами на основі скляних, базальтових, арамідних або вуглецевих волокон, впресованих в епоксидну матрицю. Серед них найбільш адаптованими до підсилення залізобетонних конструкцій, в тому числі і мостових, виявились композити з

вуглецевих волокон CFRP, які застосовували в авіаційній і аерокосмічній галузях [23, 42, 64, 77, 79, 85, 89, 98, 100, 101, 111, 124]. На рисунку 1.7, п показане підсилення балки наклеюванням стрічок і полотен CFRP на згинальний момент і приопорних ділянок на поперечну силу.

Слід зауважити, що підсилення залізобетонних конструкцій традиційними методами, як правило, веде до значних втрат, пов'язаних з частково повною зупинкою виробництва або тимчасовим вилученням інженерної споруди з експлуатації. Тому особливу увагу необхідно приділяти і всесторонній оцінці способів підсилення, які дають найкраще рішення за принципом: вартість + час виконання робіт + експлуатаційні витрати, [23, 42, 64, 77, 79, 85].

На основі виконаного огляду методів підсилення можна сформулювати і загальні вимоги, яким повинні відповідати підсилені залізобетонні мостові балки:

- простота і надійність, мінімальна вага елементів підсилення;
- мінімальні об'єми підсилення;
- можливість індустріалізації виготовлення та механізації робіт;
- збереження та покращення зовнішнього виду споруди.

Однією з таких систем, яка в останні роки набуває широкого розповсюдження в розвинутих країнах світу є підсилення залізобетонних конструкцій додатковим зовнішнім армуванням наклеєними на їх поверхню в зонах підсилення стрічками або полотнами з сучасних композитних матеріалів, виготовлених з високоміцних вуглецевих, скляних, арамідних базальтових волокон, впресованих у матрицю з з епоксидної смоли. Сьогодні у всіх розвинутих країнах систему підсилення наклеюванням вважають однією з найбільш ефективних і перспективних завдяки високоякісним і довговічним застосуванням для наклеювання матеріалів, простоті технології, коротким строкам виконання робіт та ряду інших суттєвих переваг.

Великі потенційні можливості системи підсилення наклеюванням зумовлені комплексом її істотних переваг, порівняно з традиційними методами підсилення, такими як висока статичні і втомна міцність, близький до металу модуль пружності, що забезпечує необхідну міцність, жорсткість і тріщиностійкість підсилених конструкцій, а також їх довговічність оскільки композити практично інертні до

більшості агресивних середовищ.

В Україні вперше за ініціативи ГНДЛ-88 НУ «Львівська політехніка» та у тісній співпраці з відділенням фірми SikaPoland був застосований спосіб підсилення крайніх залізобетонних балок середнього прольоту довжиною 22,2м за ТП вип. 56 підчас реконструкції шляхопроводу через залізницю на км 75+703 автодороги державного значення Стрий-Чернівці в с. Вістова Івано-Франківської обл. з перспективною інтенсивністю руху за нормами II-ї технічної категорії [26, 27, 32, 42, 64]. Реконструкція шляхопроводу передбачала розширення прольотної будови з існуючого габариту Г-8+2×0,75 до нового Г-11,5+2×1,5 м монолітною залізобетонною накладною плитою з консолями довжиною по 3,7м та збільшення вантажопідйомності з нормованого тимчасового навантаження Н-18 і НК-80, на яке були розраховані балки за ТП вип. 56 до збільшеного нормованого навантаження чинних норм проектування мостів А15 НК-100. При цьому підсилення потребували лише крайні балки середнього прольоту завдовжки 22,2м. Прольотна будова середнього прольоту перехресно-ребриста, виконана в монолітному залізобетоні, але зі збереженням конструктивної схеми, геометричних розмірів і армування за збірним варіантом типового проекту вип.56.

Ступінь підсилення наклеюванням стрічок CFRP перед тим перевіряли експериментально на порівняльних випробуваннях спільно з SikaPoland двох натурних балок за ТП вип. 56 демонтованих з прольотної будови після 40-ка років їх експлуатації до та після підсилення наклеюванням стрічок CFRP за технологією фірми Sika [27, 37, 64]. Лише після задовільних результатів цих випробувань і встановлення достатнього ступеня їх підсилення було прийнято рішення і виконане підсилення балок реконструйованого шляхопроводу. Ефективність цього підсилення також встановлювали експериментально порівняльними випробуваннями прольотної будови шляхопроводу однаковими схемами навантаження до та після підсилення балок [27, 42, 64].

Всі роботи з підсилення виконували з підвішених риштувань, які практично не закривали підмостовий габарит, що є важливим для шляхопроводів, підмостовий габарит яких є вільним і продовжує функціонувати в процесі реконструкції.

Консультував і контролював якість робіт інструктор фірми Sika.

Після підсилення балок, влаштування накладної плити і фарбування відкритих поверхонь зовнішній вигляд перехресно-ребристої балкової клітки і бокових фасадів практично не змінився, а лише покращився за наявності довгих консольних зв'язів, які приховують висоту балок, а фарбування приховує стрічки підсилення. Це цілком задовольняє естетичні вимоги і створює естетичну привабливість (рисунок 1.8, а), на відміну від варіантів підсилення навішуваними або підведеними металевими елементами, які навпаки при їх розташуванні на бокових фасадах лише погіршують естетичне сприйняття об'єкту [39, 83, 91, 92, 96, 116, 117].

Не дивлячись на можливість досягти досить високого ступеню підсилення, технічну і технологічну привабливість та задовільні результати першого експериментального застосування в Україні цей спосіб не знайшов і, на наш погляд, у ближчі роки не знайде широкого застосування, перш за все через високу вартість як самої стрічки CFRP, так і всіх інших компонентів технології приклеювання Sika, а по-друге, надзвичайно високі вимоги до технології підготовки поверхні для приклеювання, та її якості (допустимі відхилення, нерівності) та міцності на відрив, яка контролюється спеціальними випробуваннями. Зокрема це стосується в першу чергу саме можливості підсилення балок за ТП вип. 56, які в переважній більшості виготовляли в дерев'яній неякісній опалубці, не звертаючи особливої уваги на якість зовнішніх поверхонь. В результаті одержували недопустимі нерівності, викривленні поверхонь, раковини, інші складно ліквідовувані недоліки та недостатню міцність поверхонь бетону. Все це потребує великих затрат матеріалів і часу на їх ліквідацію під час підготовки поверхонь до приклеювання. При сумнівній якості поверхонь система підсилення стає ненадійною, що важко піддається контролю.

Крім того, сам процес приклеювання хоча і триває відносно недовго вимагає залучення на цей час великої кількості робітників для підтримання стрічки з нанесеним шаром клею та її притискання до приклеюваної поверхні спеціальними валками Sika (рисунок 1.8, б). На наш погляд для гарантовано якісного виконання технології підсилення фірми Sika необхідно створення спеціалізованих ремонтних фірм з відповідним оснащенням, навченим персоналом та системою контролю.

а)



б)



Рисунок 1.8 - Загальний вид шляхопроводу після реконструкції (а); наклеювання стрічки підсилення (б).

До окремої групи належить спосіб підсилення зміною статичної схеми балок існуючої прольотної будови у декількох різновидах: створенням горизонтальної нерухомості (розпірності) шарнірних опорних частин; перетворенням розрізної балкової системи в балково-нерозрізну або рамно-нерозрізну залежно від умов обпирання балок – через опорні частини або без них [8, 9, 24, 32, 33, 36, 38, 56, 58, 60, 67, 68, 69, 104]. Внаслідок наявності розпору або нерозрізності балки в прольоті розвантажуються за рахунок виникнення опорних згинальних моментів від другої частини постійних і тимчасових навантажень. Досвід ГНДЛ-88 показує, що цей

спосіб підсилення особливо вигідно застосувати одночасно з розширенням прольотної будови залізобетонною накладною плитою, тобто в умовах повної реконструкції за комплексним вирішенням основних її завдань: збільшення вантажопідйомності, пропускної здатності, покращення безпеки і комфортності руху [34, 38, 56, 58, 60, 68, 69, 104].

В цьому випадку накладна плита крім виконання своєї основної функції – розширення габариту одночасно використовується як основний елемент підсилення балок (за принципом «два в одному») шляхом по-перше створення нерозрізності для розвантаження балок в прольоті; по-друге збільшення загальної поперечної жорсткості прольотної будови для більш рівномірного розподілу тимчасового навантаження між балками поперек прольоту, тобто зменшення КПР (коефіцієнта поперечного розподілу) і на кінець по-третє збільшення несучої здатності балок після включення у спільну роботу з ними накладної плити, тобто збільшення робочої висоти балок на товщину накладної плити і створення нової стиснутої зони. Таким чином одночасна дія перерахованих факторів під час експлуатації дає можливість створити достатню ступінь підсилення балок, що забезпечує цьому способу підсилення конкурентноздатність порівняно з іншими. Важливим елементом цього способу реконструкції є ліквідація найбільш «чутливих» до виникнення дефектів елементів прольотної будови – деформаційних швів і опорних частин, які за конструкцією є недовговічними і потребують періодичної заміни в процесі експлуатації.

На даний час цей спосіб також не отримав широкого практичного застосування, хоча деякі його переваги очевидні. В даний час його застосовують під час реконструкції окремих об'єктів завдяки науково-дослідним і дослідно-конструкторським роботам ГНДЛ-88 та в проектах реконструкції, які розробляє ГНДЛ-88.

Саме цей напрямок і складає науково-технічні і конструкторські розробки ГНДЛ-88 НУ «Львівська політехніка» з реконструкції, розширення і підсилення балкових прольотних будов залізобетонною накладною плитою з консолями з одночасним підсиленням балок зміною статичної схеми з розрізної вільнообпертої на нерозрізну або защемлену на опорах за максимального збереження існуючих конструкцій та

використанні прихованих резервів їхньої несучої здатності.

В той же час необхідно розуміти, що всіляка зміна статичної схеми вимагає глибокого розрахункового аналізу, а також детального орієнтування в технічному стані мостового об'єкту.

Підбиваючи підсумки стислого огляду і аналізу проблеми підсилення залізобетонних балкових прольотних будов приходимо до висновку, що в основу вибору способу підсилення повинна бути покладена обґрунтована ефективність шляхом техніко-економічного порівняння варіантів за критеріями (показниками) ефективності, які повинні бути формалізованими для виключення будь-якого суб'єктивного впливу оцінювача.

1.3 Огляд експериментальних досліджень на моделях просторової роботи наявних і реконструйованих прольотних будов та окремих балок за різних статичних схем.

Просторова робота наявних і реконструйованих прольотних будов, як правило, з розширенням габариту має свої специфічні особливості, але експериментальних досліджень з їх вивчення і врахування під час реконструкції виконано порівняно мало, в переважній більшості для таких випробувань використовують два типи моделей. Перший - маломасштабні (М1:10; 1:20), виготовлені з різних переважно пружних матеріалів: органічного скла, склопластиків, дерева, металу. Технологія випробування цього типу моделей простіша, тому і проведена їх більша кількість, а одержані результати з оцінки дійсної просторової роботи досить вагомі, особливо в межах пружної просторової роботи, коли вплив масштабного фактору несуттєвий і ним можна нехтувати [18, 45, 65, 78, 99, 103, 105, 115, 121, 132, 134, 148].

Однак при спробі розповсюдження їх результатів на аналіз просторової роботи залізобетонних прольотних будов виникають проблеми - відмінність фізико-механічних властивостей матеріалу моделей і натуральних залізобетонних прольотних будов не дає можливості всебічно оцінити характер просторової роботи, особливо в області нелінійних деформацій залізобетону при наявності в балках тріщин. Тут в пригоді стає другий тип моделей - великомасштабні (великорозмірний)

(М1:4; 1:5) залізобетонні моделі, випробування яких за спеціальною методикою дає можливість одержати більш достовірні дані про дійсну просторову роботу залізобетонних балкових прольотних будов. Однак через певні складнощі у організації і виконанні таких досліджень проведено мало [8, 9, 22, 24, 43, 66, 70, 73, 74, 119, 139, 148]. Причому, як правило, всі ці експерименти мали обмежену мету досліджень. Ця могла бути або перевірка запропонованої автором методики розрахунку (наприклад, шляхом порівняння вимірних під час випробувань і розрахованих прогинів балок за різних схем навантаження прольотної будови) або експериментальна перевірка окремих, запропонованих автором, конструктивних рішень реконструкції наявної прольотної будови.

Серед наявних випробувань маломасштабних моделей привертають увагу добре продумані випробування, проведені В.Г.Дончеко [134, 145] з метою підтвердження розробленої ним методики розрахунку певного типу балкових прольотних будов.

Для критичної оцінки правильності робочої гіпотези про ідентичність поверхні прогинів прогонової будови та пружної поверхні ортотропної плити, а також отриманих формул, були зроблені експерименти над моделями прогонових будов.

Для цієї мети були виготовлені моделі з дерева та органічного скла (поліметилметакрилат). Дерев'яні моделі виготовлялися шляхом склеювання багатьох верств авіаційної фанери столярним клеєм. Для монолітності балкова клітка моделі була випиляна з цілого суцільного пакету фанери. Усього було виготовлено дві такі моделі розмірами приблизно 1/10 н.в.

Модель встановлювалася на спеціальний верстат і за допомогою важеля навантажувалась у різних точках поверхні плити.

За даними випробування цих моделей були побудовані поверхні деформацій для випадків застосування навантаження в різних точках поверхні плити. На рисунку 1.9 наведені криві прогинів середнього поперечного перерізу однієї з випробуваних моделей, навантаженої в центрі силою P , на підставі даних експерименту (суцільна лінія) та теоретичного підрахунку (пунктирна лінія). Як видно з цього графіка, збіг експериментальних даних з результатами теоретичного розрахунку цілком задовільний.

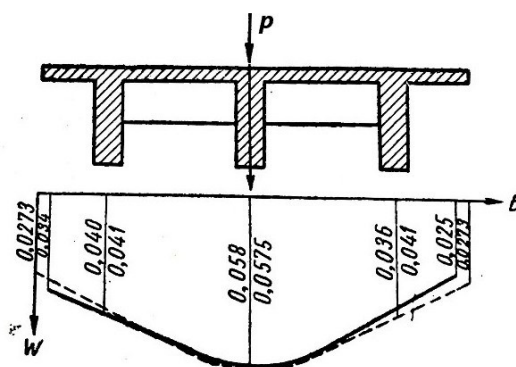


Рисунок 1.9 - Порівняння теоретичних та експериментальних прогинів середнього поперечного перерізу дерев'яної моделі

----- Лінія теоретичних прогинів

..... Лінія експериментальних прогинів

Крім дерев'яних моделей були виготовлені моделі з органічного скла (поліметілметакрилат) з різними коефіцієнтами ширини прогонової будови (4; 1; 0,25) (рисунок 1.10). Органічне скло зручне для моделювання: воно добре обробляється, полірується, гнеться та склеюється. Моделі склеювали клеєм, виготовленим із стружки органічного скла, розчиненої в міцній оцтовій кислоті.

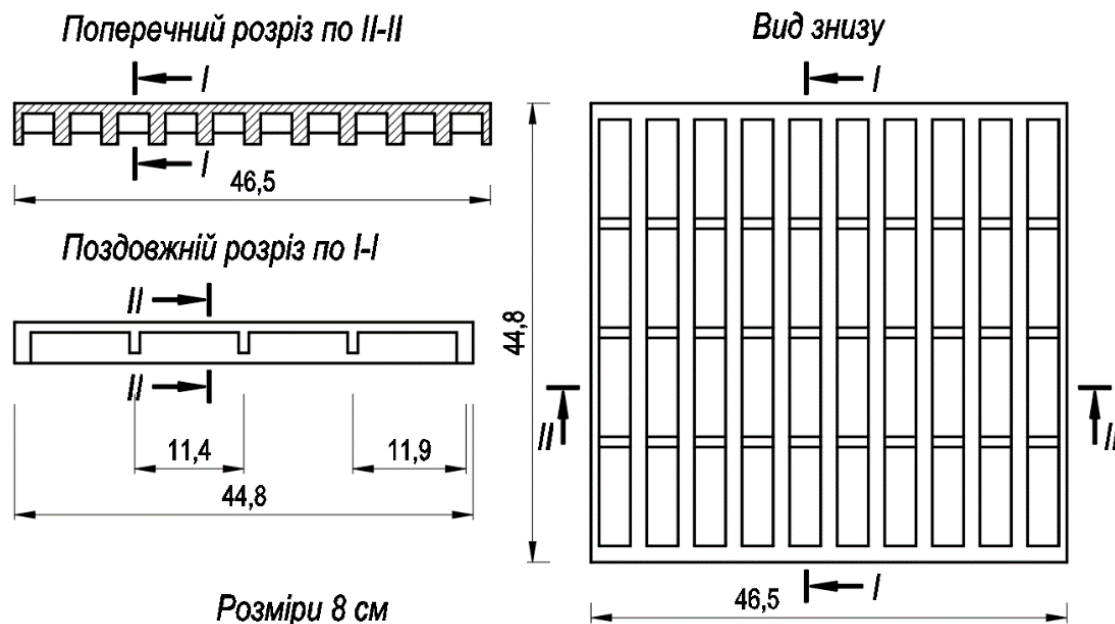


Рисунок 1.10 - Основні розміри моделі прогонової будови з органічного скла $\frac{b}{a} = 1$

Для випробування моделей було виготовлено спеціальний важільний прес, який було вмонтовано у капітальну стіну для забезпечення точності вимірювання деформацій моделі. На пресі можна було випробувати моделі різного прольоту з

різними коефіцієнтами ширини.

Так як органічне скло чутливе до коливань температури, всі випробування проводилися при одній і тій же температурі навколишнього повітря $+20^{\circ}\text{C}$.

При випробуваннях моделей з органічного скла вимірювалися ординати поверхні прогинів при послідовному додатку вантажу $P = 10$ кг у місцях перетину поздовжніх та поперечних балок, а також у середньому поперечному перерізі моделі.

Прогини вимірювалися за допомогою месур (індикаторів) з точністю до 0,01 мм. Месури встановлювалися на нижню плиту основи преса, а своїми штифтами упиралися в нижню поверхню моделі.

Перед початком випробувань визначали основні механічних констант органічного скла, з якого виготовлялися моделі: модуля пружності, модуля зсуву та коефіцієнта Пуассона.

На рисунку 1.11, а, б, в представлені криві прогинів середнього поперечного перерізу моделі $b/a = 1$ за різних положень вантажу $P = 10$ кг за даними виміряних ординат. На цих кривих кружальцями показані значення теоретичних ординат, а хрестиками ординати, виміряні месурами під час випробування. Як видно з наведених на рисунку 1.11 графіків, результати розрахунку запропонованим методом дуже добре збігаються з даними експерименту.

Випробування моделей підтвердили правильність теоретичних передумов і висновків, а також застосування розрахункових формул для практики.

В працях Страхової Н.Є. [45, 148] наведені результати випробувань маломасштабних моделей прольотних будов із склотекстолі які мали в поперечному перерізі балки різної жорсткості. За рахунок зміни товщини, висоти ребер та відстані між ними крайні балки мали в 1,5 рази більшу жорсткість, ніж середні. Навантажувалися моделі зосередженою силою. В результаті випробувань отримали прогини і поздовжні деформації балок, побудовані поверхні впливу прогинів і визначені експериментальні значення коефіцієнтів поперечного розподілу, які порівнювали з теоретичними.

Істотний вплив масштабного фактора і відмінність фізико-механічних характеристик матеріалу моделей і натурних залізобетонних прольотних будов не дає можливості всебічно оцінити просторову роботу, особливо в області нелінійних

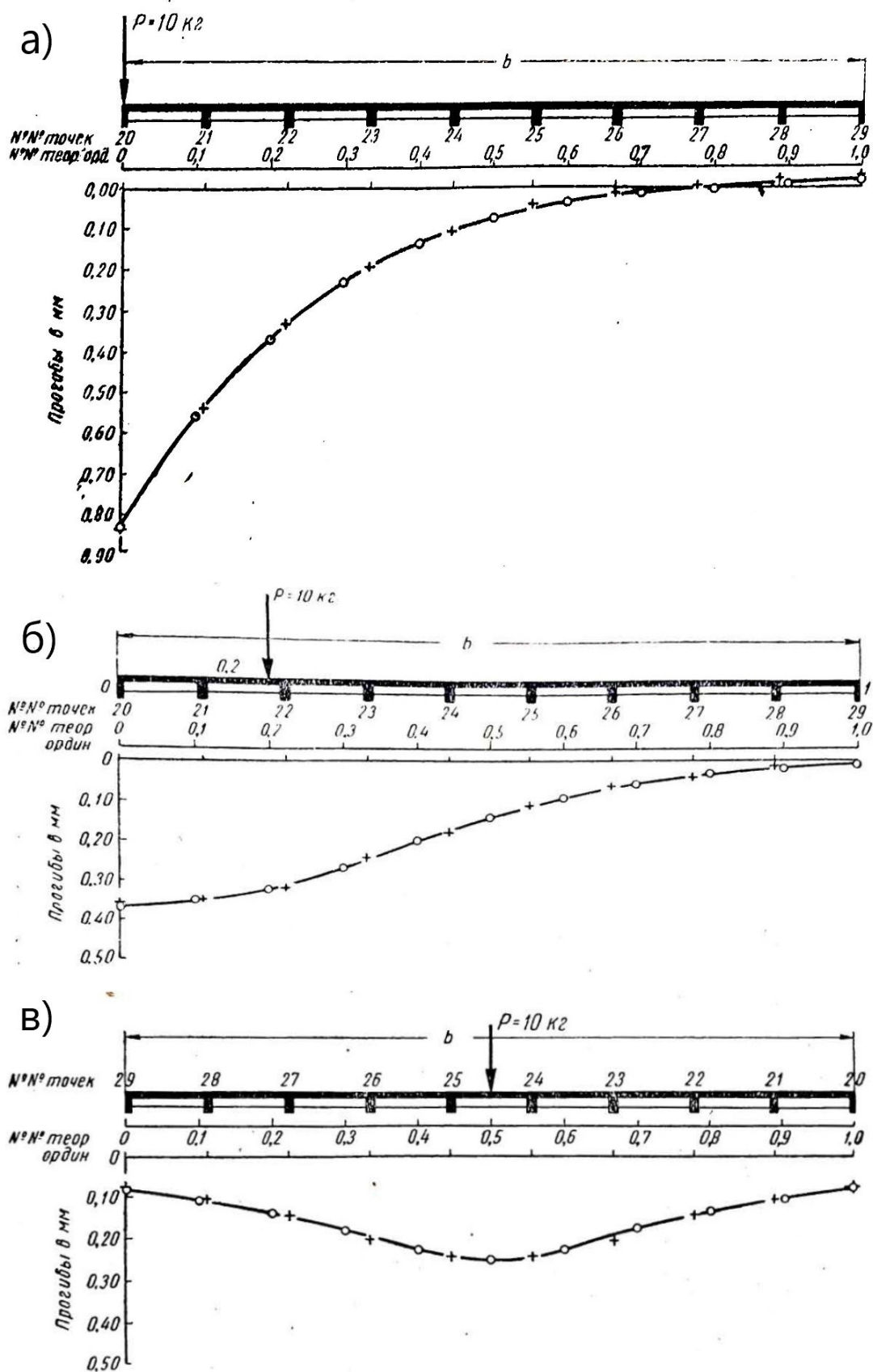


Рисунок 1.11 - Крива прогинів середнього поперечного перерізу моделі $\frac{b}{a} = 1$ за положення вантажу на краю (а), на 0,2 ширини від краю (б) по середині моделі (с).

деформацій залізобетону при наявності в балках тріщин. Тому більш достовірні дані про дійсну просторову роботу залізобетонних балкових прольотних будов одержують при випробуванні великорозмірних моделей з залізобетону або натурних прольотних будов. Однак через певні складності у виконанні таких досліджень проведено мало.

Прикладом добре поставлених експериментів є випробування шести залізобетонних моделей в масштабі 1:4 перехресно-ребристих балкових прольотних будов, виконаних в 1954-55.р. у Львівському Політехнічному інституті Юргенсоном А. О. [73], при дослідженні їх просторової роботи. Моделі мали різну кількість головних балок (від 3-х до 6-ти) і діафрагм. На основі аналізу одержаних експериментальних даних зроблений висновок про необхідність при просторових розрахунках визначати дійсну жорсткість балок з урахуванням тріщин і нелінійного деформування залізобетону.

Необхідно вважати, що ці комплексні дослідження є вагомим вкладом у наукову школу Львівської політехніки, тому їх описання і аналіз представлені у відповідному розділі цієї роботи.

Гнідець Б.Г. і Сало В.Ю. провели випробування трьох серій залізобетонних моделей розрізних і нерозрізних збірно-монолітних прольотних будов з попередньо напруженими надпорними стиками [8, 9]. Кожна серія містила дві моделі: нерозрізну двопрольотну з прольотами по 3,0м і розрізну також прольотом 3,0м. В поперечному перерізі моделі складались з чотирьох збірних балок з кроком 50см, об'єднаних збірно-монолітною ребристою (серії 1, 2) і монолітною (серія 3) плитою проїзної частини, а також поперечними збірно-монолітними діафрагмами. Випробування показали, що запропоновані способи поперечного об'єднання балок з попереднім обтиском діафрагм забезпечують надійну просторову роботу моделей.

Золотов П.В., Слука А.П., Пастушенко А.Г. на великорозмірній моделі з залізобетону досліджували розроблену в БілдорНДІ конструкцію розширення прольотної будови за ТП вип.56 з застосуванням нових пристаних балок і монолітної залізобетонної накладної плити [139]. Випробування моделі до і після розширення підтвердили надійність розробленої конструкції. Але об'єм експерименту, обмежений однією моделлю, не дає можливості виконати всебічний аналіз просторової роботи

розширених комбінованим методом прольотних будов. Паралельно з випробуванням моделі, проведені також випробування на згин і згин з крутінням окремих балок з нарощеною зверху полиці монолітною накладною плитою [106].

Випробуванням великорозмірної залізобетонної моделі перевіряли розроблений в БілторНДІ спосіб розширення прольотних будов за ТП вип.56 з розсуванням існуючих балок і повторному їх об'єднанні за допомогою монолітної або збірної накладної плити [50]. Модель мала розсунуті на відстань між осями 1,2м чотири балки таврового перерізу довжиною 4,2м, об'єднані зверху полиць нагельно-болтовими з'єднаннями з блоками збірної плоскої накладної плити. В результаті навантажень моделі різними схемами прикладання зосередженої сили одержані ординати натурних поперечних ліній впливу, відносних видовжень арматури, відносних деформацій зсуву і прогинів, а також коефіцієнти поперечного розподілу згинальних моментів і поперечних сил. Одержані також експериментальні дані про зміну жорсткісних характеристик головних балок моделі з урахуванням тріщин. На останньому етапі випробувань модель доведена до руйнування, яке настало внаслідок крихкого руйнування накладної плити і ребра балки під зосередженою силою по похилій тріщині від стиску зі зсувом. Після руйнування крайньої балки модель випробовували новими схемами навантаження до руйнування інших балок. Нагельно-болтові з'єднання накладної плити з полицями балок забезпечували їх надійне об'єднання до руйнування моделі.

Значний об'єм комплексних досліджень наявних і розширених різними методами великорозрізних (1:4) залізобетонних моделей прольотних будов в розвиток досліджень А.О. Юргенсона проведений у національному університеті Львівська політехніка. (Кваша В.Г., Ониськів Б.М., Коваль П.М., Собко Ю.М.)

Ці дослідження вважаються вагомим вкладом у наукову школу політехніки, тому вони представлені у відповідному розділі даної роботи.

У загальній групі залізобетонних конструкцій, згинані елементи в реальній роботі яких виникає явище розпирності займають значне місце, тому експериментально-теоретичним дослідженням таких елементів приділялась увага як вітчизняних, так і закордонних науковців [6, 11, 12, 52, 53, 54, 58, 68].

У Львівській політехніці з 1950 по 1956 рік Погребний Я.Ф. [52, 53, 59] проводив випробування серій балок (39 балок) прольотом до 2 м, висотою 140-200 мм і шириною 80-85мм з метою визначення параметрів поздовжніх опорних зв'язків при повній поздовжній їх жорсткості. Випробування балок проводилося на розробленій установці (рисунок 1.12).

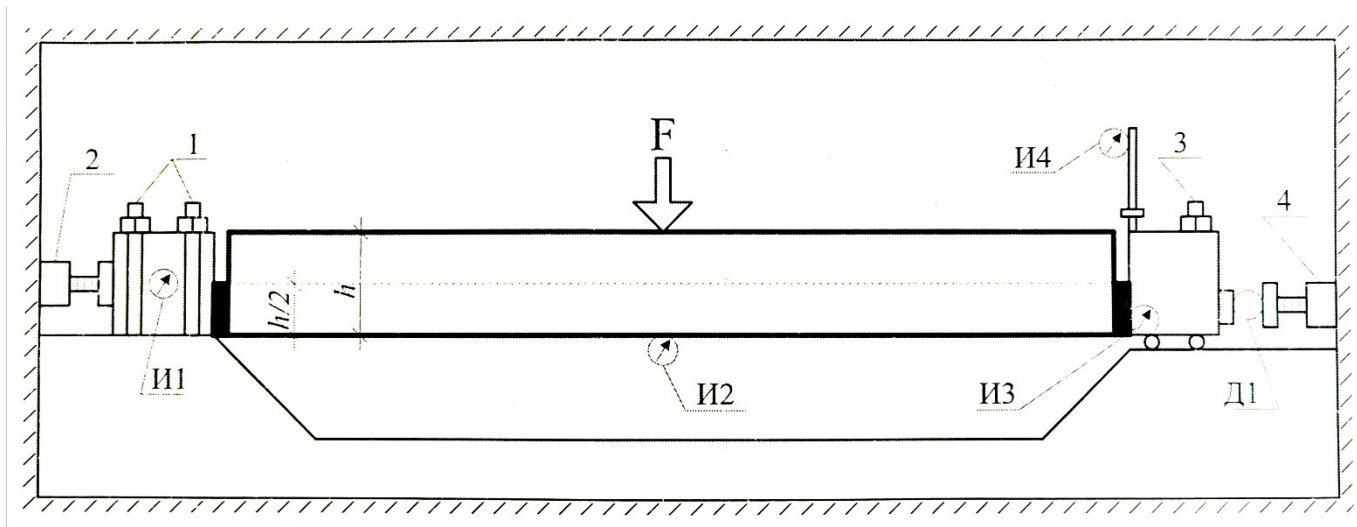


Рисунок 1.12 - Установка автора [63] для випробування балок з шарнірно-нерухомими опорами: 1, 3 - затяжні болти, 2, 4 - домкрати,

При проведенні досліджень автором виконували замонолічування торців балок біля опор цементним розчином на половину її висоти. З лівої сторони опорну частину балки притискали до плити стенду за допомогою болтів 1. Для забезпечення горизонтальної нерухомості опорної частини балки був встановлений домкратний пристрій 2. Права опорна частина була встановлена на сталій підкладці $l=250$ мм, яка вільно переміщувалась по плиті стенду на двох катках і щільно притискалась у вертикальному напрямі натяжними болтами 3.

Після прикладення наступного рівня навантаження здійснювали повернення опори в початкове положення домкратом 4, силу від якого вимірювали динамометром Д1. Індикаторами: ІІ3 фіксували зміщення опори, ІІ4 контролювали відсутність повороту опорної частини, ІІ1 - нерухомість лівої опори, ІІ2 фіксували прогин балки посередині. Тобто, при проведенні випробування реалізована горизонтальна нерухомість опорних торців балки.

Продовжуючи свої дослідження у цьому напрямку, у період з 1965 по 1968 роки

в лабораторних та заводських умовах, Погребній Я.Ф. [53], з метою отримання параметрів створення оптимальних структур при різних умовах виготовлення та монтажу конструкцій та дослідження напруженого стану балкових систем з поздовжніми зв'язками в нижній частині опорних перерізів, випробував балки прольотом 2-3 м висотою до 35 см.

Випробування проводилося на стенді, який давав можливість забезпечити горизонтальну нерухомість опорних торців балки.

За результатами цих дослідів для розрахунку розпирних зусиль в балках з горизонтальною нерухомістю у нижньої грані опорних перерізів автор [63] запропонував таку залежність:

$$H = \frac{\int_0^L \frac{M_0 dx}{EW} - \frac{8f_c^2}{3L_0}}{L_0 \left(\frac{1}{FE} + \frac{e_0}{WE} \right) - \frac{2f_c L_0}{3EW}} \quad (1.1)$$

де e_0 - відстань рівнодіючої розпору від центра тяжіння опорного перерізу; f_c - прогин посередині балки; F - площа поперечного перерізу; L_0 - проліт балки.

Ця формула застосовується для визначення розпору при малих прогинах, тобто при $f_c \leq h_6/2$, де h_6 - висота балки.

Коковіним О.А. [141] було проведене дослідження деформацій звичайних згинальних елементів з защемленими опорами у стадіях, близьких до руйнування, із метою застосування результатів дослідження для розрахунку статично невизначених залізобетонних конструкцій.

Випробувані три серії експериментальних взірців їх проектні геометричні розміри для всіх серій приймалися однаковими: довжина розрахункового прольоту $l=1500$ мм, висота поперечного перерізу $h=150$ мм, ширина $b=120$ мм. Відносна довжина балок ($l/h=10$) приймалася порівняно великою, щоб зменшити вплив поперечних сил на картину розподілу деформацій опорних ділянок. Змінним параметром взірців був відсоток армування опорних і пролітних ділянок. Усього було випробувано шість балок, для яких приймалися три варіанти армування гарячекатаною сталлю періодичного профілю класу А-III: 1) $\mu_{on} = 0,6\%, \mu_{np} = 1,1\%$; 2) $\mu_{on} = 0,6\%, \mu_{np} = 0,6\%$; 3) $\mu_{on} = 1,1\%, \mu_{np} = 0,6\%$.

Щоб певніше імітувати роботу защемлених балок, для випробування зразків була виготовлена установка, загальний вид якої показаний на рисунку 1.13.

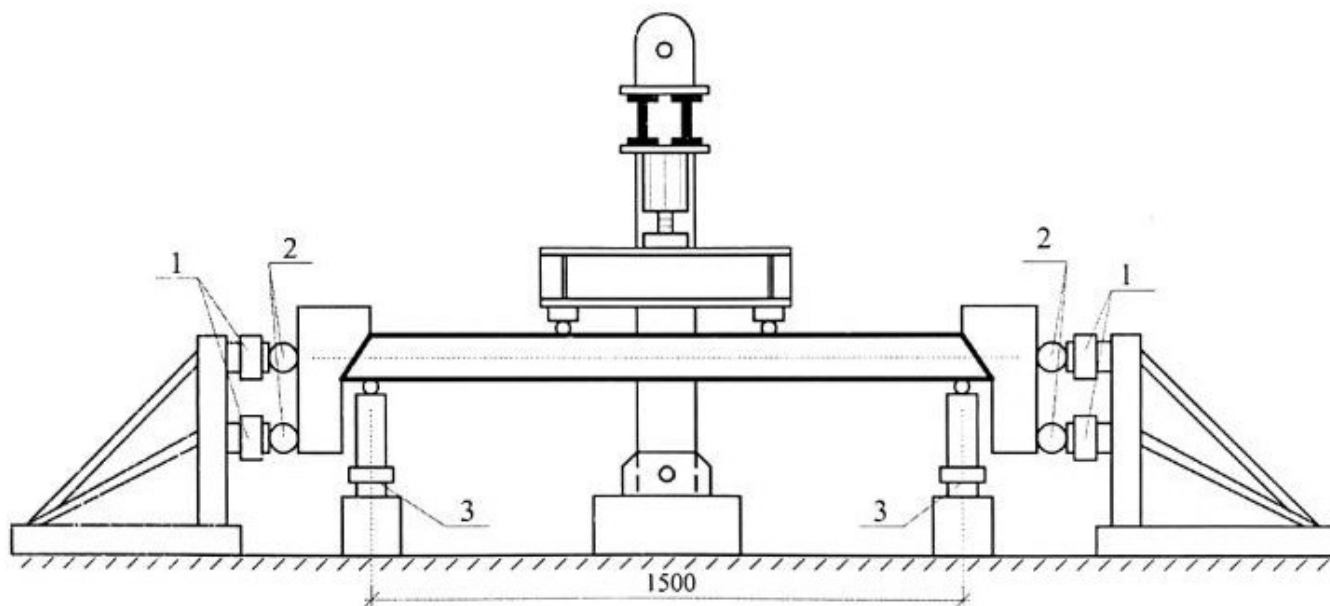


Рисунок 1.13 - Схема автора [141] для випробування дослідних зразків: 1, 3 - клинові домкрати; 2 - кільцеві динамометри

Металеві трикутні упори встановлювали уздовж осі проти оголовків балки і призначали для сприйняття горизонтальних зусиль розпору, що виникали в процесі випробування. Верхня частина кожного упора мала два пересувні металеві столики, на яких у процесі випробування розміщалися динамометричні кільця.

Випробовуваний зразок встановлювали на розташовані на опорах катки. Проти геометричного центру балки встановлювали 15-тонні кільця, що призначалися для виміру зусилля розпору, що з'являється в балці після утворення тріщин. Нижче, на відстані 37-38 см від геометричного центру балки, ставили 5-тонні динамометричні кільця. Всі чотири кільця розташовували у вертикальній площині, яка проходить через геометричну вісь балки.

У стадіях, близьких до моменту утворення тріщин, а також перед руйнуванням зразків навантаження прикладали невеликими ступенями по 125-250 кг. Після прикладання навантаження підтисканням клинових пристроїв за показниками клинометрів, встановлених на оголовниках, вертикальністах или в початкове положення. Потім ліквідували подовження геометричної осі, що контролювали двома прогиномірами, встановленими уздовж бічних граней балки на рівні геометричної осі.

Стискаючи поздовжню силу визначали як сумарну за показниками верхніх і нижніх кільцевих динамометрів. Нижніми кільцями заміряли зусилля, за допомогою яких оголовники приводили в початкове положення. Зусилля розпору заміряли верхніми динамометричними кільцями. Граничні зусилля розпору для більшості балок виявилися приблизно однаковими: 8,5 - 9 м. Достатньо близькі між собою і розміри (0,8-1,1 мм) подовження геометричної осі в момент руйнування балок.

Всі випробувані балки зруйнувалися від роздроблення бетону стиснутої зони одночасно в прольоті і на опорах при напруженнях у розтягнутій арматурі, рівних межі текучості, і значному розкритті тріщин: 0,5-0,9 мм.

Необхідно відзначити, що робота експериментальних балок із тріщинами в розтягнутій зоні, що описана в роботі [141], являє собою випадок складного навантаження залізобетонного елемента комбінацією стискаючих та згинальних сил, при якому величина згинального моменту змінювалася по довжині балки і залежить, і як від кута повороту опорних перерізів, так і від прогину балки, а поздовжня сила є функцією не тільки зовнішнього навантаження, але і податливості горизонтальних зв'язків. Все це робить складним виявлення залежності впливу пластичних властивостей бетону і висоти його стиснутої зони над тріщиною від рівня зовнішнього навантаження. Тому в роботі, для експериментальних балок був зроблений розрахунок по прогинах, від поздовжньої сили і від подовження геометричної осі в стадіях, що безпосередньо передують руйнуванню зразка, який дав добрий збіг із експериментом.

Зайцев Л.Н. [136, 137] Для визначення подовження геометричної осі защемлених на опорах балок та поздовжнього зусилля розпору, при якому загальна довжина елемента лишається при навантаженні постійною, провів експериментальні дослідження балок на спеціально розробленій установці (рисунок 1.14). Випробовувались однопролітні балки $b \times h = 150 \times 400$ мм, довжиною $L = 4150$ мм без прикладання поздовжнього зусилля та з поздовжнім зусиллям. Експериментальні балки відрізнялись між собою тільки армуванням.

Спочатку балку навантажували зосередженою силою посередині прольоту, потім, за допомогою вертикальних домкратів, розташованих на кінцях експериментальних

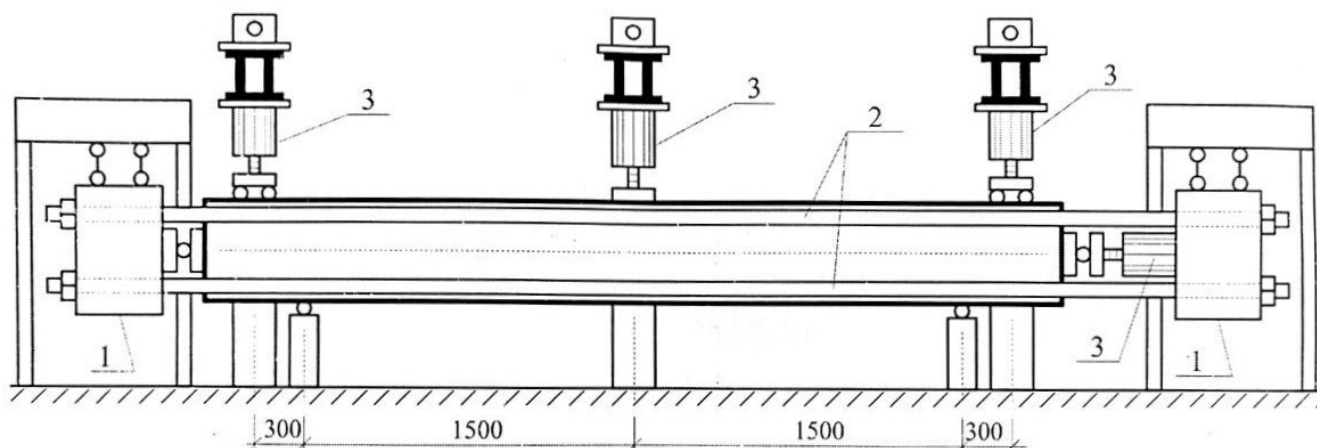


Рисунок 1.14 - Схема експериментальної установки автора [30] для випробування балок з розпором: 1 - торцеві траверси, 2 - поздовжні тяжі, 3 - домкрати

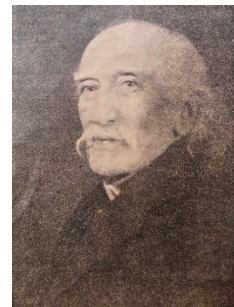
балок, поновлювалось першопочаткове положення консолей балки. Для балок з розпором, горизонтальним домкратом, поверталась їх початкова довжина. В цьому положенні знімалися відліки по приладах.

В роботі [136] досліджено явище розпірност на і геометричних осей залізобетонних однопролітних, защемлених на опорах балкових елементів з горизонтально-нерухомими опорами при дії зусилля розпору на фіксовану ділянку. В практиці будівництва така схема дії розпірних зусиль рідко зустрічається. Балки, у більшості випадків обпираються на опори нижніми гранями. Як відомо, при згині і тріщиноутворенні у залізобетонних балках їх нижня грань подовжується значно більше ніж її нейтральна вісь і відповідно інтенсивніше відштовхує, переміщує опори назовні.

В розглянутих роботах схеми випробування дослідних зразків, при дії на них статичних короткодійючих навантажень, реалізують горизонтальну нерухомість опор. Тобто, в проаналізованих експериментальних дослідженнях, вплив широкого діапазону горизонтальної податливості опор на значення розпірних зусиль у вільно опертих балках, при дії на них статичних короткодійючих навантажень, практично не висвітлений. На сьогоднішній час ще немає прив'язаної до чинних норм методики розрахунку залізобетонних балок з врахуванням розпірних зусиль, які виникають на їх опорах при роботі в межах рамної системи.

1.4 Наукова школа Львівської політехніки з експериментально-теоретичного дослідження залізобетонних мостів.

Основоположником наукової школи з дослідження мостів, які проводились у стінах Львівської Політехніки був професор статyki споруд і будівництва мостів Максиміліан Тульє, який з 1879р. почав працювати на посаді доцента на одній з семи наявних на той час і єдиній у Львівській політехніці кафедрі інженерних наук (будівельної інженерії), в основному транспортної інфраструктури. Кафедрою декілька років керував доцент (пізніше професор) Карол Скібінський.



Однак з бурхливим розвитком транспортної мережі країни, збільшенням інтенсивності руху і ваги транспортних засобів була зрозумілою необхідність виділення з загальної інженерної кафедри в окремий науковий напрямок проблематики проектування і будівництва мостів, як однієї з найбільш серйозних і відповідальних складових транспортних мереж. Цю проблему добре розумів професор М. Тульє і відчував потребу створення у Львівській політехніці окремої кафедри будівництва мостів, що найпростіше було зробити шляхом поділу загальної інженерної кафедри. І такий поділ відбувся в 1877-1878 р. - створено три кафедри: інженерії I - проф. К. Скібінський залишив за собою дороги, залізниці, тунелі; інженерії II - водне будівництво і інженерії III - будівництво мостів першу у Львівській політехніці, яку очолив професор М. Тульє [7, 29, 75, 94, 109, 110].

Так почалась «Ера Тульє». Новий керівник кафедри енергійно почав корегувати існуючу систему навчання, нові умови вимагали впровадження більш досконалих методів. На кафедрі з'явилися нові імена асистентів та інженерів: Ян Богуцький, Стефан Брила, Адам Курилло, Станіслав Бжозовський, Адам Гоярчик - всі майбутні професори будівельного профілю у Львівській політехніці, тобто, іншими словами було з ким створювати наукову школу.

Коло наукових інтересів проф. М. Тульє було досить широким і різноманітним. Перед всім, це теорія мостів, яка по суті охоплювала повне теоретичне забезпечення проектування мостів. А це розрахунки зусиль від статичних і рухомих навантажень;

розрахунок ліній впливу для різних розрахункових схем; балкових (розрізних, нерозрізних, консольних), аркових, рамних, скрізних ферм, комбінованих та ін.; розрахунок напружень в перерізах. Підготовлені за результатами цих робіт його 22 підручники (33 видання) свідчить не лише про його надзвичайний талант, але і про невимовно важку і системну працю [75].

Друге місце у наукових уподобаннях проф. М. Тульє однозначно зайняв новий на той час матеріал - залізобетон. Професор вчасно і правильно зрозумів великі можливості масового застосування у перспективі цього матеріалу в будівництві та необхідність експериментального вивчення його властивостей для створення теорії розрахунку. Він передбачав велике майбутнє цьому матеріалу. Тому новий розділ науки про залізобетон знайшов у його особі палкого сторонника, прекрасного дослідника і теоретика, а також ярого захисника в основному від некомпетентних, але вдаючих із себе знавців, які говорили не про проектування і виготовлення залізобетонних будівельних конструкцій, а про «обмазування заліза болотом» [109]. тому, маючи таких опонентів, професор М. Тульє велику увагу приділяв пропаганді, популяризації і рекламі залізобетону.

Так, наприклад, за його ініціативою і його кресленнями в 1894р. був побудований арковий міст пішохідного типу - перший з відомих інженерних залізобетонних споруд у Львові, як рекламний експонат регіональної (краєвої) виставки, яка в той час відбувалась у Львові (рисунок 1.15) [7, 29, 44, 80, 81, 92, 93, 109, 110]. Місток виглядає досить ажурно і елегантно. За його довжини у світлі 11.05 м і ширині плити склепіння 2.5 м товщина плити становить 10 см; в п'яті - 12 см. Після капітального ремонту він зберігся на території Львівської політехніки до нашого часу, виділяється вишуканістю форм, ідеальним співвідношенням розмірів, викликаючи зацікавленість своєю елегантною формою. Він завжди був і залишається одним із символів Львівської політехніки.

Проф. М. Тульє один із перших поставив вивчення залізобетону на експериментальну основу для створення наукових основ теорії розрахунку. Необхідно особливо виділити як цього особисте велике досягнення у вивченні залізобетону, виконані цим у випробувальній станції Львівської політехніки в період 1907-1908 рр,

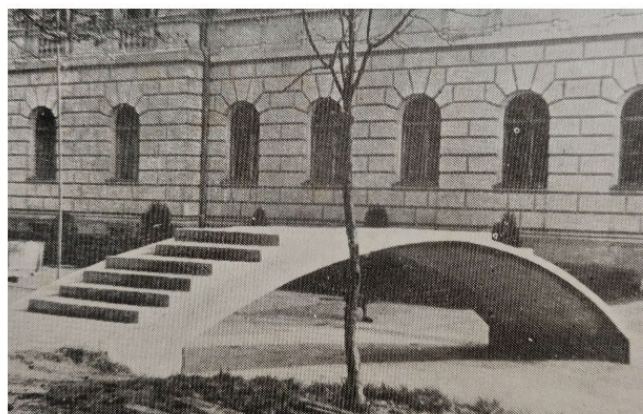
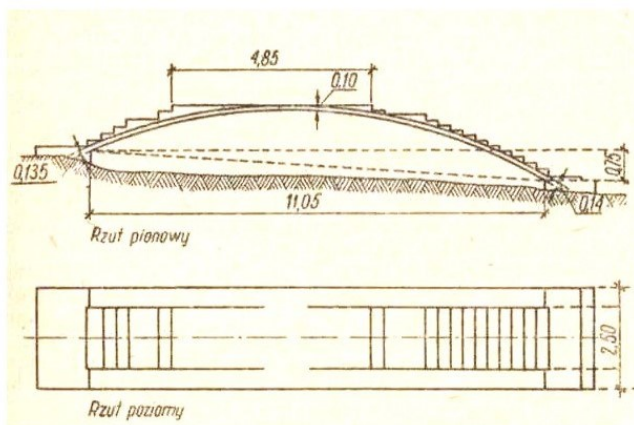


Рисунок 1.15 Залізобетонний міст на території Львівської політехніки, побудований у 1894р.

ще перед першою світовою війною декілька великих серій випробувань (Джерело [109] подає кількість "декілька сот") залізобетонних колон з різними способами армування (в тому числі і спіральною арматурою - система Консідера), за центрального і позацентрального їх навантаження. За результатами цих випробувань для колон, армованих спіральною арматурою проф. М. Тульє вивів робочі формули для розрахунку їх несучої здатності. Тими формулами користувались тривалий час [44, 109]. Використання колон із спіральною арматурою пізніше (1912р.) після доповнень узагальнень використав у своїй дисертації А. Курилло, який на той час працював асистентом кафедри і приймав участь у цих експериментальних дослідженнях. А ще пізніше (1946 р.) знову ж таки доповнену новими експериментами з іншою методикою розрахунку цю роботу проф. А. С. Курилло представив у ВАК Союзу для підтвердження його наукового ступеня д.т.н. і наукового звання професора.

В 1902 р. проф. М. Тульє досліджував роботу елементів залізобетонного ребристого перекриття (рисунок 1.16), доведеного до руйнування, при настанні якого напруження в бетоні складали 185 кг/см^2 ($18,5 \text{ Мпа}$), а в арматурі 2389 кг/см^2 ($238,9 \text{ Мпа}$) [142]. Це дослідження, як і багато інших, проведених у Львівській політехніці, привели його до встановлення основоположного поняття сучасної теорії залізобетону – трьох стадій напруженого деформованого стану залізобетонних елементів і встановлення за якою з цих стадій необхідно визначати напруження в бетоні і арматурі. Пізніше разом з А. С. Курилло (майбутнім професором) вперше в теорії залізобетону

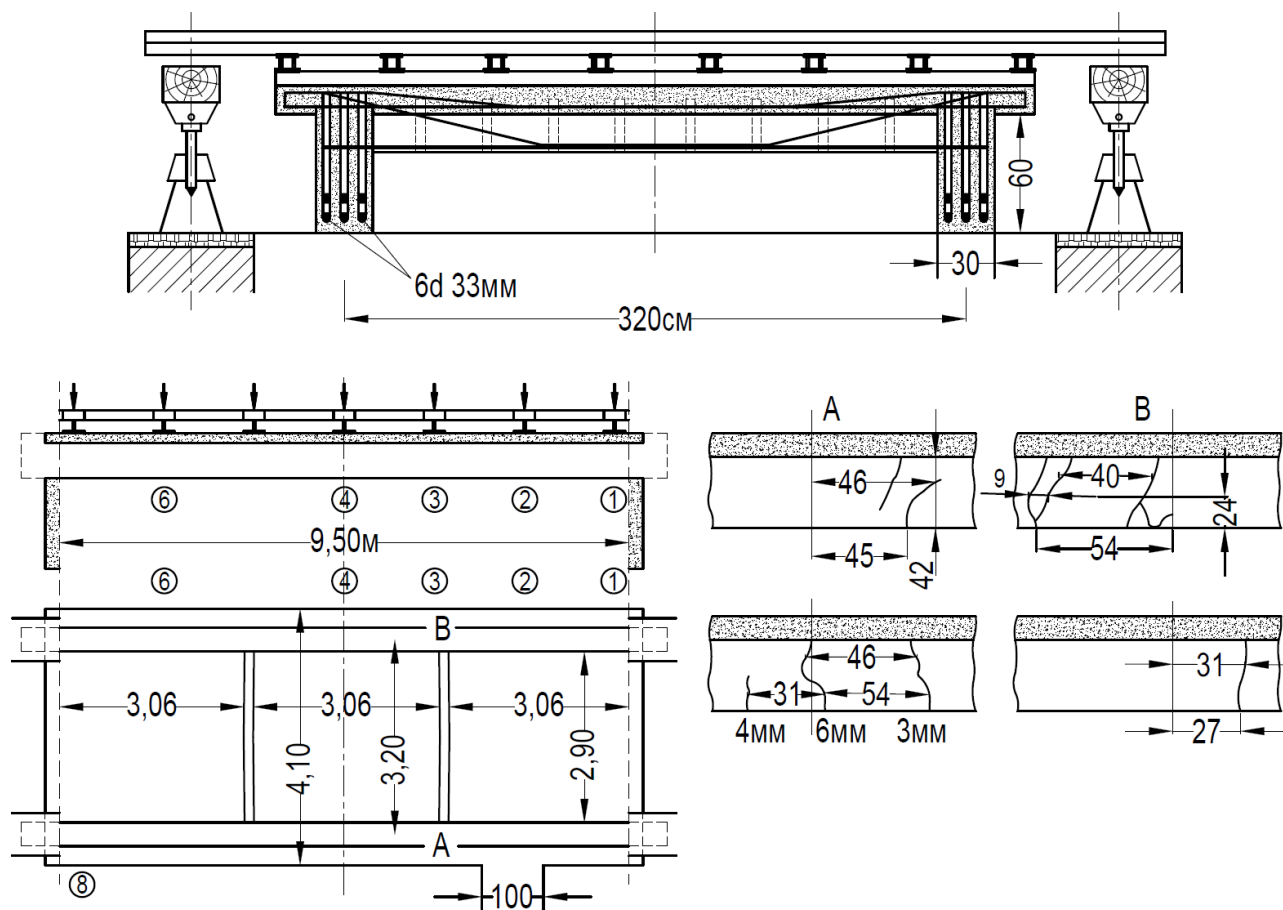


Рисунок 1.16 Досліди проф. М. Тульє з випробування фрагменту ребристого залізобетонного перекриття в 1902р [142].

вони здійснили спробу побудувати розрахункові формули для залізобетону, за третьою стадією його роботи – стадією руйнування (1913 р.) [44, 75, 94, 109]. Результатами випробувань ребристої конструкції були використані під час проектування і будівництва 24 шляхопроводів, що перекривали пішохідні тунелі Львівського залізничного вокзалу, який саме будувався в 1902-1904 рр.

Другим вченим зі світовим іменем в галузі інженерних наук, який працював певний час у Львівській політехніці в період першого і другого десятиліття XX ст був Максиміліан Титус Губер [44, 109].

Самими значними науковими досягненнями М. Т. Губера являється доказ (1904 р) необхідних умов пластичного деформування тіл, яке було відомим вкладом у світовий розвиток континуальних (неперервних) систем і знайшло свій кінцевий вираз у вигляді гіпотези Губера: розвиток вирішення проблеми співудару пружних тіл; ортотропних плит з різною



жорсткістю за згину в двох взаємноперпендикулярних напрямках.

Результатом наукової діяльності професора М. Т. Губера являється більше 220 наукових друкованих робіт і в тому числі декілька монографій і підручників для вищих учбових закладів. На початку своєї наукової діяльності професор М. Т. Губер займався також теорією залізобетонних конструкцій, співпрацював з проф. Тульє і опублікував ряд цінних робіт на цю тему [44, 109]. Проф. М. Т. Губер мав тісні ділові зв'язки з проф. С. П. Тимошенком. Ця наукова співдружність продовжувалась до кінця життя Губера.

P.S. Довідка. Тимошенко Степан Прокопович - видатний український вчений-механік світового рівня. Визнаний світовий авторитет у таких галузях механіки, як механіка деформованих середовищ, опір матеріалів, теорія пружності, динаміка і коливання та ін. Народився 23 грудня 1878 р. у селі Шпатівка, Конопотський р-н, Чернігівська губернія в родині землеміра.

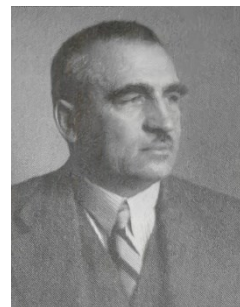
Після закінчення реального училища у м. Ромни (Полтавська губернія) в 1896 р. вступив на навчання у Петербурзький інститут інженерів транспорту - один з найкращих навчальних закладів тодішньої Російської імперії.

По закінченню навчання 1900-1907 роки працював у випробувальних лабораторіях Петербурга. 1907 р. професор Київського політехнічного інституту, завідувач кафедри опір матеріалів.

В 1918 р на запрошення академіка В.І.Вернадського приймав участь у комісії зі створення Української академії наук і став одним з перших академіків України. За політичні погляди зазнавав утисків від влади, яка в ті роки досить часто змінювалась в Україні, зокрема більшовицько-комуністичної. Тому в 1920 р. вимушено емігрував спочатку у Югославію (Загребська політехніка, завідувач кафедри опору матеріалів), а з 1922 р. в Сполучені Штати, де працював і різних фірмах і учбових закладах.

Помер С. П. Тимошенко 29 травня 1972 р. на 94 році життя у ФРН, де проживав останні роки разом з дочкою. Поховали його за бажанням дочки у могилі дружини в Пало Алто (США).

В 1925 р. проф. М. Тульє на становищі почесного професора Львівської політехніки перейшов на пенсію, а керівництво кафедрою теорії і будівництво мостів посів його вихованець і учень, також випускник Львівської політехніки професор Станіслав Бжозовський і керував цією кафедрою до 1946р., тобто до репатріації - виїзду до Польщі у Глівіцьку політехніку на посаду завідувача кафедри будівництва мостів [94].



На кафедрі професор Бжозовський починає працювати з 1916р. як переможець конкурсу на посаду інженера-конструктора з посадовими правами і обов'язками ад'юнкта (асистента). За декілька років перед тим (1909 р), будучи ще студентом Львівської політехніки, починає працювати за сумісництвом в дирекції державних залізниць у місті Львові. Це сумісництво на різних посадах продовжується до 1928 р. При цьому набувається практичний досвід, необхідний для майбутньої викладацької і наукової діяльності. Особливим в цьому плані був період з 1918 по 1926 роки, коли професорі Бжозовський і працівники кафедри брали активну участь у відбудові практично зруйнованої за роки війни транспортної інфраструктури, зокрема це декілька тисяч зруйнованих мостів, проблематика відбудови яких відповідала напрямку діяльності наукової школи кафедри. За період з 1918 по 1928 роки з 390 зруйнованих великих і середніх мостів відбудовано 249, а з 2019 зруйнованих малих мостів введено в експлуатацію 1352 [94].

Подальше функціонування і напрямки розвитку наукової школи безпосередньо пов'язані з науковою діяльністю її керівника професора Бжозовського. Як свідчать очевидці (наприклад професорі Гломб, один з його вихованців і учнів [94]) за науковими інтересами належав до прихильників теоретичних досліджень (був людиною теорії [94]) і не мав ні бажання, ні розуміння, ні значення, ні ролі експериментальних досліджень [94]. Тому цей період функціонування наукової школи характеризується подальшим розвитком теорії розрахунку мостів з досить значним вкладом як самого керівника, так і працівників кафедри і асистентів [94], загальний внесок яких в проблематику розрахунку мостів є значним.

Перші його опубліковані праці стосуються розрахунку защемлених на опорах балкових елементів і безшарнірних арок.

- « Балка, двостороннього защемлена і безшарнірна арка» (1922).

- Балка довільної жорсткості, пружньо двосторонньо защемлена і її застосування до розрахунку рам і нерозрізних балок.

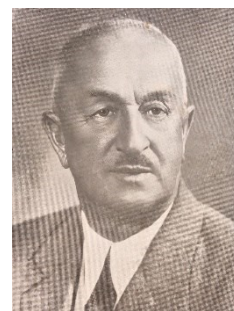
Це теоретичне розв'язання защемленої на опора балки є актуальним і сьогодні, оскільки може бути використане в розробках ГНДЛ-88 з підсилення балок одним з варіантів зміни статичної схеми - защемленням на опорах [24, 38].

Другою важливою науковою проблематикою професора Бжозовського було дослідження впливу рухомого навантаження на конструкції, зокрема на мости, якою займався професор М. Тульє, починаючи з 1878р. [44, 94, 109]. Однак і в тридцятих роках тематика розрахунку за лініями впливу не втратила своєї актуальності, про що свідчить виконані роботи:

- Лінії впливу для мостів з розпором.
- Лінії впливу прогинів мостових ферм;
- Рамні конструкції постійної жорсткості, розрахунок, лінії впливу.
- Лінії впливу опорних моментів в балці на пружній основі;
- Несиметричні аркові мости зі стійковою надарковою будовою, раціональні форми, разом з прикладом.

Наведений перелік (не повний) наукових праць і учбових посібників свідчить про досить широке коло наукових інтересів проф. С. Бжозовського.

Друга світова війна радикально змінила основоположні засади функціонування Львівської Політехніки. Внаслідок територіальних змін та змін державних кордонів під диктат "переможців", Львівська політехніка одержала назву Львівський політехнічний інститут, який став одним з ведучих і престижних вищих учбових закладів тоді ще радянської України [110], з діючими законодавчими і нормативними актами з питань одержання вищої освіти. Будучи тепер уже в складі нової держави Львівська політехніка повинна була у своїй учавій і науковій діяльності дотримуватись цих документів.



Одночасно в період 1945-1946рр. польська наукова еліта, яка була основою викладацького складу Львівської політехніки та інших вузів Львова на запрошення

тодішнього уряду народної Польщі та за добровільною згодою переїхала до Польщі уже в нових її границях для роботи у вузах різних міст і регіонів країни. В політехніці залишилось лише 5 осіб- професорів.

Тому під час реформування Львівського Політехнічного інституту під нову систему освіти та через нестачу професорів відповідного фахового профілю і кваліфікації на інженерному відділенні, яке стало основою для створення архітектурно-будівельного факультету, чотири профілюючі кафедри (будівельних конструкцій, статика споруд, теорії та будівництва мостів, залізобетонного будівництва) в 1946р були об'єднані в одну "будівельні конструкції", завідувачом якої став професор А.Курилло, який не виїхав до Польщі, залишився у політехніці і керував цією кафедрою до 1974 року [7, 110].

Вищу освіту одержав на відділі інженерії доріг і мостів Львівської політехніки в 1907-1921рр. Навчально-наукову роботу А.Курилло почав у 1919р як асистент кафедри будівництва мостів, якою в той час керував проф. М.Тульє. На цій посаді працював до 1923р. За цій період підготував дві дисертаційні роботи: першу - докторську - 1917р (рівня к.т.н.) і другу - габілітаційну - 1922р (рівня д.т.н.).

Обидві ці роботи присвячені проблемам дослідження несучої здатності і деформативності стиснутих залізобетонних елементів, армованих спіральною арматурою. Цією проблематикою він почав займатися з проф. М. Тульє і ще раз повернувся до неї в 1945-50рр, коли виникла необхідність підтвердити результати раніше проведених досліджень.

У міжвоєнний період (між I-ю і II-ю світовими війнами) поле науково-педагогічної діяльності проф. А.Курилло було досить розлогим. По-перше: в межах наукової школи він продовжив ті напрямки досліджень, які започаткував проф. М.Тульє: стійкість стиснутих елементів; несуча здатність похилих перерізів залізобетонних балок; деформації і прогини залізобетонних згинаних елементів, та ін.

В 1925р вийшла друком монографія - підручник А.Курилло "Залізобетонне будівництво. Теорія і влаштування" ч. I. Теорія - 282с; II г "влаштування" - 336с, видане в 1932р.

В міжвоєнний період в Польщі ця була єдина книга, яка цілком заслуговувала

назви як підручника, так і монографії, високого наукового рівня. За своїм змістом вона стала настількию книгою для декількох поколінь інженерів, працюючих в проектуванні і будівництві залізобетонних конструкцій. Ця праця не втратила своєї актуальності і у наш час в рамках класичної теорії залізобетону і стала історичним документом технічної думки і досягнень в області залізобетонних конструкцій. Без перебільшення можна стверджувати, що проф А.Курилло був нестором залізобетонних конструкцій.

Будучи відомим спеціалістом з теорії залізобетону та мостів і працюючи в цій галузі з 1913р професор А. Курилло очолив у післявоєнний період на кафедрі будівельних конструкцій наукову школу, запровадив нові напрямки досліджень, тому ця школа стала відома своїми працями в багатьох зарубіжних країнах. Він підготував багато кандидатів наук і спрямував їх діяльність на самостійну науково-дослідну роботу у галузі залізобетонних конструкцій та мостів. За ці роки були створені нові напрямки наукових досліджень, пов'язаних з розрахунком залізобетонних конструкцій та мостів.

З метою підготовки науково-педагогічних кадрів при кафедрі будівельних конструкцій було відкрито аспірантуру і створено умови для підготовки дисертацій аспірантами і здобувачами під керівництвом професора А.Курилло: І вже до 1954/55 навчального року були підготовлені і захищені перші кандидатевні дисертації. Теми наукових досліджень здебільшого вибирались з врахуванням їх актуальності і можливості застосування їх результатів у мостобудівництві, тобто у рамках існуючої уже наукової школи.

Першою з них була дисертаційна робота аспіранта Юргенсона А.О. [73], присвячена надзвичайно актуальній на той час проблемі теоретичного і експериментального дослідження спільної роботи залізобетонних перехресно-ребристих систем, які уже тоді знайшли широке застосування у прольотних будовах мостів, міжповерхових перекриттях і покриттях над великими приміщеннями та ін.

Проектування таких конструкцій зустрічає певні труднощі через наявність спільної роботи балок обох напрямків. Тому проблема буде актуальною до того часу, поки проєктанти не отримають практично прийнятну і перевірену методику

розрахунку.

У даній роботі розглядалося питання розрахунку залізобетонних балкових прольотів мостів з рухом зверху і кесонними перекриттями з врахуванням спільної роботи балок в цих конструкціях. У роботі коротко описані наявні методи статичного розрахунку цих конструкцій, розглянуті різні пропозиції врахування їх просторової роботи, що характеризує методи розрахунку перехресних систем. Прийнятий метод, оснований на застосуванні теорії кінцевих різниць як оптимального методу. Система рівнянь при часткових кінцевих різницях вирішується шляхом поділу змінних в головних координатах. На основі цього рішення в роботі і додатках наведені робочі формули для розрахунку внутрішніх сил, реакцій опор, прогинів і кутів повороту. Метод розрахунку оснований на статичній схемі, яка охоплює як мостові прольоти, так і кесонні перекриття. Статична схема дозволяє врахувати різні конструктивні особливості цих конструкцій, що зустрічаються на практиці. Розроблена методика розрахунку експериментально опробована на залізобетонних моделях прогонових будов.

Для перевірки запропонованого методу просторового розрахунку на кафедрі будівельних конструкцій Львівського політехнічного інституту в 1954 році були проведені експерименти з вивчення просторової роботи залізобетонних балкових систем у вигляді перехресних балок.

Основним завданням цих експериментів на моделях прольотних будов, було виявлення якісної відповідності та збіжності прогинів, отриманих статичними розрахунками з фактичними прогинами, отриманими експериментальним шляхом. Іншими словами, необхідно було з'ясувати, чи досить правильно відображає розрахунок деформований стан залізобетонних перехресно-балкових систем.

Крім того, виявляли характер нелінійності деформування залізобетонних балкових систем і характер зміни жорсткості при розрахунках прогинів в згаданих конструкціях.

Отримані також експериментальні дані для оцінки величини крутних моментів, а також характер трициноутворення.

Відповідно до мети та практичних можливостей. Виготовлено чотири зразки з

трьома, чотирма, п'ятьма та шістьма головними балками і з трьома поперечними діафрагмами (рисунк 1.17). Надалі зразок з п'ятьма головними балками, після його випробування в пружній стадії з трьома поперечними діафрагмами, перетворюється у зразок з однією діафрагмою шляхом видалення двох діафрагм. Після випробування зразка з однією діафрагмою в пружній стадії, останній перетворюється на зразок без поперечних діафрагм і випробовується до критичних деформацій.

Випробування проводили однією і двома зосередженими силами. Пристрій передачі сил дозволяв створювати зосереджене навантаження прикладне у точці на зразку. Навантаження зосередженою силою у вузлах перетину балок здійснювали ступенево у два етапи. Перший - пружня робота моделі до появи перших тріщин (приблизно $1/3$ критичного навантаження). Другий - до критичного навантаження, досягнення якого супроводжувалося розкриттям тріщин, текучістю арматури і інтенсивним наростанням прогинів. Прогини вимірювали у всіх вузлах перетину балок індикаторами годинникового типу з ціною поділки 0,01мм.

Основні результати експериментальних досліджень:

1. Експериментальні і розраховані за пропонованою методикою прогини мають задовільну збіжність на стадії пружної роботи моделі. Їх різниця в межах 4-6%. Після утворення тріщин в пружно-пластичній стадії роботи експериментальні прогини суттєво більші від розрахованих - до 16-18%. Це свідчить про те, що в цій методиці розрахунку потрібно приймати дійсну жорсткість балок з врахуванням тріщин і нелінійного деформування залізобетону.

2. Крутні моменти незначні за величиною і не мають практичного впливу на деформований стан статичної схеми та конструкцій, оскільки на розбіжності між експериментом і розрахунком більшою мірою впливають нелінійні явища залізобетону, як матеріалу конструкцій.

Описані експериментальні дослідження можна приймати як зразок добре продуманих і поставлених експериментів при дослідженні просторової роботи залізобетонних перехресно-ребристих систем.

У цей же період була створена лабораторна експериментальна база кафедри, виконано багато науково-дослідних робіт для виробництва з впровадженням

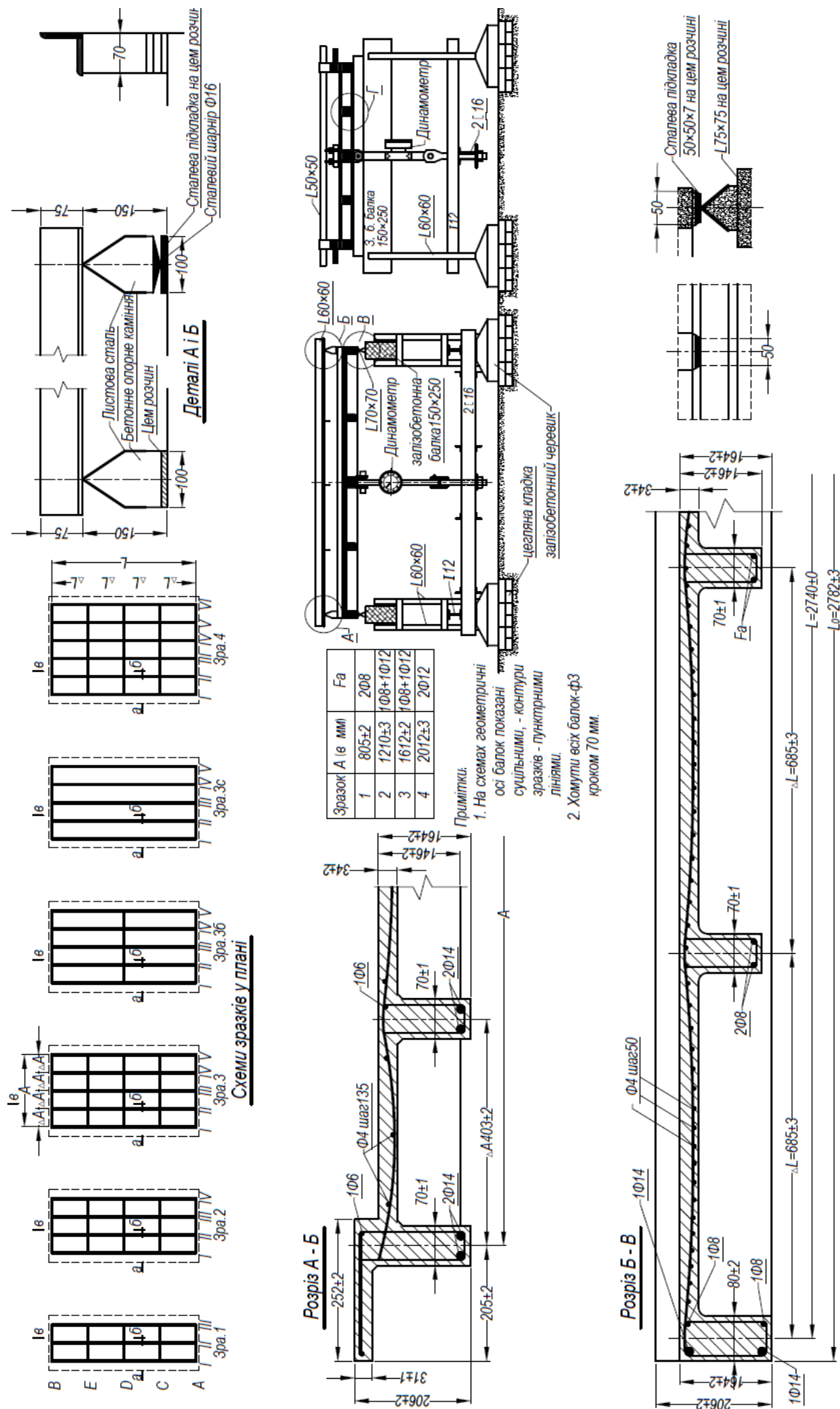


Рисунок 1.17 - Експериментальні дослідження великорозмірних залізобетонних моделей перехресно-ребристих систем

А.О. Юргенсона [73]

результатів. Цими роботами у створеній при кафедрі Лабораторії НДЛ-23 також керував професор А.Курилло.

У цій же лабораторії його учні, які захистили дисертації, самостійно або за його порадою, підтримкою чи консультаціями відкривали нові напрямки досліджень в галузі залізобетонного будівництва. Основні результати дисертаційних та госпдоговірних наукових робіт, виконаних в рамках наукової школи під керівництвом професора А. Курилло або спільним керівництвом з його учнями будуть представлені нижче у цьому огляді.

В 1975р проф. А. Курилло за віком із завідувача кафедри перейшов на становище професора-консультанта і наукового керівника аспірантів і НДЛ-23, а керівництво кафедрою будівельних конструкцій обійняв один з перших його повоєнних учнів кандидат технічних наук, доцент Леонід Олександрович Дорошкевич, відомий на той час в будівельних наукових осередках своїми науковими роботами в одній з найбільш складних областей теорії залізобетону - розрахунку несучої здатності похилих перерізів залізобетонних балок (сколювання в залізобетонні)[16, 17].



З 1945 по 1950рр навчався на інженерно-будівельному факультеті Львівського політехнічного інституту. В 1953р після відкриття аспірантури при кафедрі будівельних конструкцій успішно склав конкурені іспити і був зарахованим до аспірантури. Науковий керівник - проф А. Курилло запропонував займатися проблемою сколювання у залізобетонних балках, якою своєю часу займався і сам.

В своїх експериментальних дослідженнях Л. Дорошкевич вперше звернув увагу на вплив поздовжньої арматури на несусу здатність похилих перерізів, а також на зафіксовану в експериментах особливість орієнтування тріщин і формування над їхніми вершинами і берегами специфічної зони у вигляді положистої арки, тобто внаслідок цього перетворення безрозпірної балкової статичної схеми у розпіру аркову [16, 17]. На цих засадах створив по суті нову оригінальну методику розрахунку несучої здатності похилих перерізів залізобетонних балок.

Після захисту дисертації продовжував разом з проф А. Курилло керувати

науковими роботами аспірантів, які в основному були направлені на розвиток і вдосконалення та можливе спрощення даної методики розрахунку. Таким чином за цей період під його керівництвом сформувався науковий напрямок досліджень проблеми сколювання у залізобетоні.

Завершився цей етап досліджень розробленням пропозицій до нових українських норм для розрахунку похилих перерізів залізобетонних згинаних елементів, а також елементів, що працюють на продавлювання.

Розроблений також ще один важливий аспект цього наукового напрямку - адаптація і застосування цієї методики для перерахунку несучої здатності похилих перерізів типових мостових балок за ТП вип 56. Цей перерахунок за запропонованою методикою порівняно з рекомендованими чинних норм проектування залізобетонних конструкцій дав можливість виявити прихований резерв несучої здатності похилих перерізів балок в межах 30-35% (внаслідок приблизних розрахунків під час проектування балок), що було підставою рекомендувати подальшу експлуатацію прольотних будов з таких балок без підсилення на збільшені нормовані тимчасові навантаження А15 і НК-100 згідно чинних норм проектування нових мостів.

В даний час дослідження в цьому напрямку продовжують учні Л. Дорошкевича.

У 1979р захистив докторську дисертацію теж учень проф. А. Курилла доцент, к.т.н. Федір Єлисейович Клименко і з 1981р очолив кафедру будівельних конструкцій, започаткувавши новий науковий напрямок з дослідження запропонованого ним нового типу залізобетонних конструкцій*, названою автором "сталобетонними із зовнішнім смуговим армуванням". Від традиційних залізобетонних конструкцій вони якісно відрізняються розташуванням поздовжньої робочої арматури, яка у цьому типі конструкцій застосовується не із прокатних стержнів гладкого або періодичного профіля, а з плоских або рифлених смуг, винесених на нижню зовнішню грань балки і об'єднаних з бетоном ребра балки спеціальними



**25 років сталобетонних конструкцій з зовнішнім армуванням. Збірник матеріалів наук-техн. Конф. до 70-ти річчя автора проблеми та засновника наукової школи Ф.Є.Клименко. - Львів, 1996. -119с.*

анкерами [64]. За цією проблемою на кафедрі був сформований новий науковий напрямок, який передбачав вивчення умов і конструктивних особливостей цього виду армування.

Основних перевага цього способу армування перед традиційним полягає в тому, що при однаковій висоті залізобетонної і сталобетонної балок остання завдяки зміщенню центра ваги смугової арматури до нижньої грані має більшу робочу висоту порівняно з традиційною, у якій частина висоти займає розташування стержневої арматури з захисним шаром і зазорами між стержнями, а тому робоча висота є меншою. Таким чином за однакових площі смугової і стержневої арматури сталобетонна балка буде мати більшу несучу здатність.

За однакової несучої здатності залізобетонної і сталобетонної балок в останній можна одержати економію сталі до 12-16%. за однакової висоти обох типів балок.

Застосування смугової арматури виключає необхідність багаторядового розміщення її за висотою перерізу як у залізобетонних елементах, а це сприяє економічному використанню арматури і значному спрощенню укладання та ущільнення бетонної суміші.

За необхідності смугову арматуру можна використовувати як закладні деталі для кріплення до балок інших конструкцій.

До недоліків сталобетонних конструкцій відносять: відсутність спеціальної профільної смугової арматури, менша пожежостійкість, та корозієстійкість порівняно із стержневою арматурою, захищеною від цих негативних впливів бетоном.

Впродовж розвитку цього наукового напрямку детально досліджені всі аспекти проблеми зовнішнього армування.

За різними питаннями цієї проблеми під керівництвом проф. Ф.Клименка підготовлено і захищено 26 кандидатських дисертацій. При цьому основна увага була привернута до важливої проблеми роботи цих конструкцій під навантаженням – забезпечення спільної роботи смугової арматури і бетону балок. Вирішенню цієї проблеми присвячені спеціальні наукові роботи.

Розглянуто також питання ефективності застосування смугової зовнішньої арматури в мостових залізобетонних балках. З цією метою, як приклад такого

застосування, була перерахована таблиця армування на смугове типових залізобетонних балок широко розповсюджених прольотних будов за типовим проектом ТП вип. 56д (доповнення 1962р). Поперечні перерізи балок за обох ском армування показані на рисунку 1.18.

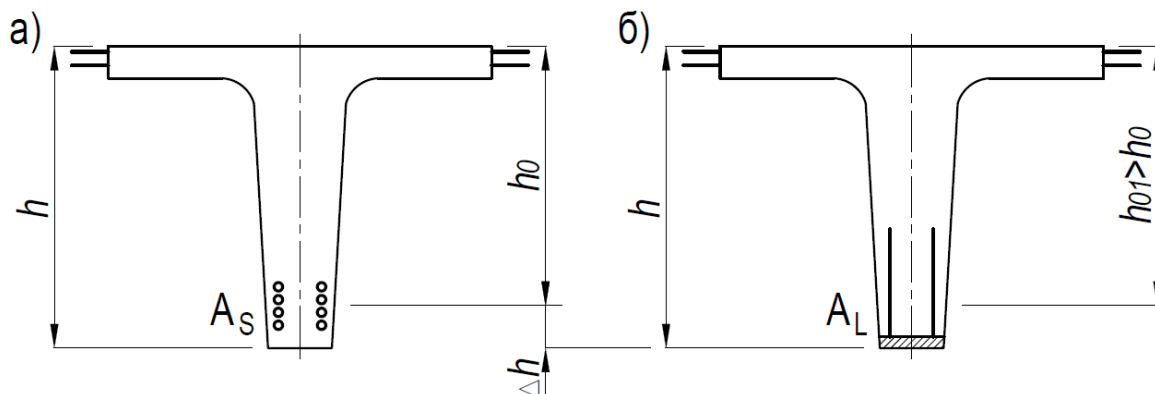


Рисунок 1.18 - Поперечні перерізи залізобетонної (а) і сталобетонної (б) балок

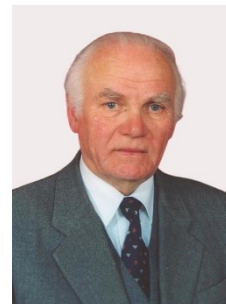
В результаті заміни армування несуча здатність балок збільшилася на 18-22%, що дало можливість їх подальшого застосування без підсилення.

Не дивлячись на всестороннє експериментально-теоритичне дослідження цих балок, розроблення теорії їх розрахунку, на даний час, на жаль, вони не знайшли широкого застосування в залізобетонному будівництві. На практиці є лише поодинокі випадки застосування подібних конструкцій, у яких зовнішня арматура з металевих або нолімерних матеріалів крім своєї прямої функції - сприймати розтягуючі зусилля, паралельно використовується як незнімна опалубка.

За значні досягнення в розвитку науки, підготовку науково-педагогічних кадрів проф Ф.Клименко удостоєний почесного звання заслужений діяч науки і техніки України.

Дослідження за цим науковим напрямком продовжують його учні.

У 1989р захистив докторську дисертацію ще один учень професора А. Курилло - доцент кафедри будівельних конструкцій Богдан Григорович Гнідець. З 1948 по 1953р навчався на інженерно-будівельному факультеті Львівського Політехнічного інституту й одержав диплом з відзнакою за спеціальністю інженер шляхів сполучення (автомобільні дороги).



У 1958р вступив в аспірантуру при кафедрі будівельних конструкцій. За погодженням з науковим керівником проф А. Курилло ще під час навчання в аспірантурі вибрав новий в той час на кафедрі напрям наукових досліджень: "Дослідження збірно-монолітних статично невизначених залізобетонних конструкцій з попередньо напруженими надпорними стиками і регулюванням зусиль".

У 1963р за темою цього започаткованого на кафедрі ним наукового напрямку успішно захистив кандидатську дисертацію, після чого у 1964р був обраний за конкурсом доцентом кафедри будівельних конструкцій.

Починаючи з 1965р у вибраному науковому напрямку за цільовою програмою під керівництвом та за безпосередньої участі доц. Гнідця Б.Г., а також за консультаціями проф. А.Курилло велися широкі випробування дослідних зразків, натурних нових конструкцій та їх стиків, за результатами яких були розроблені та впроваджені у виробництво на багатьох об'єктах різні типи нових конструкцій:

- багатопрогонові нерозрізні конструкції покрить одноповерхових промислових будинків і підкранові балки для них;
- великопрогонові збірно-монолітні кесонні перекриття зальних приміщень громадських будинків, зокрема непрямокутної форми;
- каркаси та перекриття багатоповерхових промислових та громадських будинків зі збільшеною сіткою колон;
- багатопрогонові нерозрізні збірно-монолітні залізобетонні конструкції мостів [8, 9] та перекриття інженерних споруд;
- розроблена і впроваджена у виробництво вдосконалена технологія електротермічного попереднього напруження під час монтажу конструкцій.

За результатами цих багаторічних експериментальних і теоретичних досліджень підготовлена ґрунтовна дисертаційна робота на здобуття вченого ступеня доктора технічних наук, яка була успішно захищена в 1989р. Після захисту у 1990р був обраний професором кафедри будівельних конструкцій, а у наступному році, очолив цю кафедру. У цей же період з 1994р керує Львівським територіальним відділенням Академії будівництва України.

Професор Б.Гнідець - відомий учений в галузі залізобетонних конструкцій та

мостів. Постійна участь в науково-технічних конференціях, симпозіумах, наукових нарадах в Україні і за кордоном (Польща, Англія, Португалія, Грузія, Білорусія тощо), налагодження контактів з вченими в галузі залізобетону та науково-дослідними інститутами сприяє підвищенню авторитету національного університету Львівська політехніка.

Декілька років за контрактом працював на посаді професора Люблінської політехніки (Польща).

Після відновлення у Львівській політехніці кафедри "Мости і будівельна механіка" перейшов професором цієї кафедри, а наукові дослідження присвятив розробленню нових конструктивних рішень залізобетонних мостів, зокрема:

- багатопрогонові нерозрізні збірно-монолітні мости, споруджувані, методом поздовжнього насування;
- збірно-монолітні прогонові будови з попередньо напруженими стиками і регулювання зусиль;
- найновіші збірно-монолітні прогонові будови коробчастої конструкції мостів і естакад для будівництва в складних умовах щільної міської забудови.

За високі наукові досягнення, багаторічну сумлінну працю вчена рада університету присвоїла проф Б.Гнідцю найвищу відзнаку - почесний професор Львівської політехніки.

Аналізуючи досягнення мостової наукової школи Львівської політехніки не можна оминати увагою ще одного учня і бувшого аспіранта приф. А. Курилло висококваліфікованого фахівця з фундаментальними знаннями в галузі будівельних конструкцій і фундаментів, з виключною професійною інтуїцією, науковець-дослідник за призначенням, досвідчений педагог вищої школи і просто чудесна, доброзичлива людина. кандидат техн. наук, доцент Ониськів Богдан Миколайович.



1949-1954 р.р. Навчання на інженерно-будівельному факультеті Львівського політехнічного інституту за спеціальністю інженер шляхів сполучення - автомобільні дороги. З 1954 по 1962 працював у різних проектних організаціях м. Львова. З 1962 асистент кафедри опору матеріалів, а з 1963 по 1965 р. - аспірант при кафедрі

будівельних конструкцій Львівської політехніки. Наукова проблема: " Робота залізобетонних конструкцій в особливих умовах їх навантаження". Науковий керівник проф. А. Курилло. З 1965 асистент і старший викладач каф. будівельних конструкцій.

У 1976 захистив кандидатську дисертацію у Київському у науково-дослідному інституті будівельних конструкцій. З 1979 року - доцент кафедри будівельних конструкцій та мостів національного університету "Львівська політехніка", а після відновлення кафедри Мости і будівельна механіка (2005р.) продовжив роботу доцентом цієї кафедри.

Науковий доробок доц. Б.М. Ониськіва в рамках розвитку мостової наукової школи НУ Львівська політехніка досить вагомий. Це не лише дослідження з практики і теорії реконструкції мостів [50, 150], а і започаткував, розвинув, а потім і очолив в рамках наукової школи новий напрямок експериментальних і теоретичних досліджень з проектування стійких проти розливу фундаментів опор мостів на мостових переходах в складних гідрогеологічних умовах гірських регіонів Прикарпаття і Карпат.

За результатами досліджень упродовж 1975-1985рр розроблені конструкції фундаментів глибокого закладення із використанням різних типів бурових паль великих діаметрів і будівельних та ін., які гарантовано забезпечувати стійкість опор мостів під час проходження весняних і літньо-осінніх повеней на гірських ріках Карпат [5, 51]. Тепер ці типи фундаментів часто застосовують під час нового будівництва мостів та їх реконструкція [30, 33, 38].

Подальший розвиток наукової школи Львівської політехніки з дослідження залізобетонних мостів продовжив ще один з близьких учнів проф. А. Курилло, також бувший його аспірант на кафедрі будівельних конструкцій Віктор Григорович Кваша.



З 1954 по 1959р - студент інженерно-будівельного факультету Львівського політехнічного інституту. В 1959р закінчив навчання, за кваліфікацією - інженер шляхів сполучення, спеціальність "Автомобільні дороги".

З 1961 по 1964 рік - навчання в аспірантурі на кафедрі будівельних конструкцій Львівської політехніки. Науковий керівник проф. А. Курилло. З 1964р - асистент кафедри будівельних конструкцій, а після захисту у 1967р кандидатської дисертації

старший викладач і з 1971р доцент цієї кафедри.

Ще під час роботи над кандидатською дисертацією, як аспірант проф. А. Курилла, В. Кваша працював над актуальними проблемами мостобудування, досліджуючи експериментально і теоретично несучу здатність залізобетонних шарнірів, як опорних частин мостів, зокрема особливості їх роботи та можливості і умови застосування у великопрольотних аркових мостах замість металевих.

Після завершення і успішного захисту кандидатської дисертації виникло питання вибору актуального наукового напрямку для продовження наукових досліджень саме з мостової тематики. Проф. А. Курилло порадив "науково зайнятись" проблемами перебудованих і відбудованих мостів на місці капітальних, зруйнованих в основному під час воєнних дій. Тут доречно відмітити, що маючи ще з міжвоєнного періоду практичний досвід застосування залізобетону, надзвичайну інженерну інтуїцію, проф. А.Курилло виявив виключну наукову далекоглядність та значно раніше від спеціалістів подібного рівня зрозумів майбутні проблеми цих у переважній більшості відбудованих за найпростішими старшими і конструктивними схемами мостів, зокрема збірних залізобетонних, через 20-30років їх експлуатації.

Напевно завдяки такому передбаченню професора А.Курилла Львівська політехніка виявилась одним з перших наукових закладів країни, які започаткували науковий напрямок з наукових основ обґрунтування реконструкції мостів. Причому, було зрозумілим, що це проблема не тільки України, а практично усіх країн, на території яких проходили воєнні дії другої світової війни.

Після певних дискусій і попередніх узгоджень з відповідними структурами Міндорбуду України доц. В.Г. Кваша разом з Б. М. Ониськівим, який на той час працював науковим співробітником Львівської філії відомчого науково-дослідного інституту ДерждорНДІ і також почав займатись проблемами розширення і підсилення прольотних будов існуючих мостів, була складена комплексна програма проведення експериментальних і теоретичних досліджень з різних проблем реконструкції мостів.

Основні узгоджені умови цієї програми:

1. Дослідження проводити, орієнтуючись на типи прольотних будов першочергової реконструкції: збірні залізобетонні прольотні будови а) за типовим

проектом ТП вип.56 (діафрагмові); б) за ТП-56д (доповнення 1962р - бездіафрагмові).

2. Дослідні зразки - моделі прольотної будови за ТП вип.56 в масштабі 1:4 (до оригіналу) матеріал - дрібнозернистий бетон, максимальна фракція щебеню - 15мм.

3. Об'єм експериментальних досліджень - усі способи розширення прольотних будов:

- симетрична або одностороння добудова з жорстким або шарнірним приєднанням добудовуваних блоків.

- розширення накладною плитою з консолями.

- розширення комбінованим способом - добудовою і накладною плитою.

4. Теоретичне обґрунтування реконструкції - максимальне використання розрахунків чинних норм проектування нових мостів. Лише за їх відсутності - власні пропозиції.

5. Виконавці цієї програми - штатні працівники НДЛ-23 при кафедрі будівельних конструкцій і в межах наявного фінансування;

- аспіранти;

- студенти 4-5 курсів спеціальності АД;

6. Наукове керівництво:

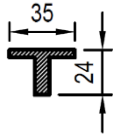
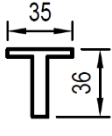
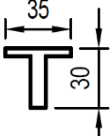
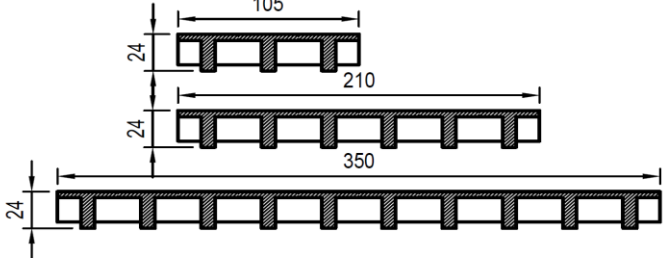
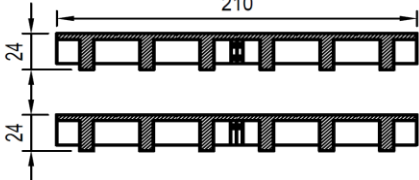
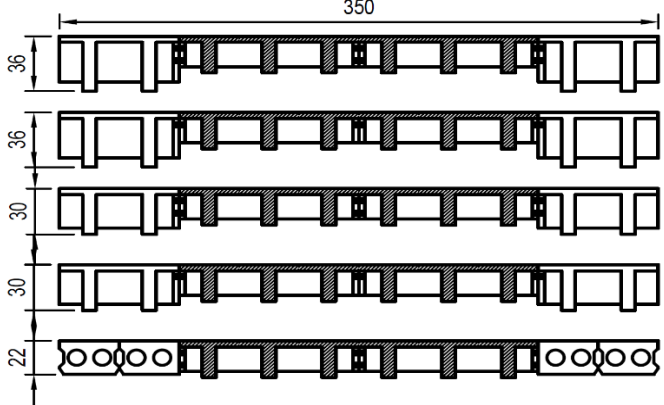
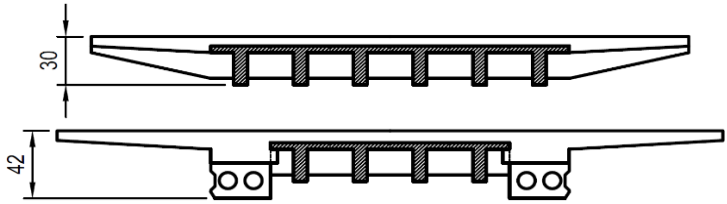
- зав. кафедрою будівельних конструкцій, д.т.н. професор А.С. Курилло;

Доцент, к.т.н. В.Г. Кваша.

Під керівництвом проф А.С. Курилло і доц.к.т.н. В.Г. Кваші за тематикою комплексної програми і наукових напрямків з реконструкції мостів виконувались дисертаційні роботи аспірантів:

З цих робіт заслуговує виокремлення перша з них, виконана в рамках комплексної програми, дисертаційна робота асп. каф будівельних конструкцій Ковалю П.М.[43], присвячена ґрунтовним дослідженням на великомасштабних залізобетонних моделях (М1:4) наявних і розширених різними способами діафрагмових прольотних будов за ТП вип 56. Загальний об'єм цих експериментальних досліджень представлений в таблиці та поясненнях до неї. Тут для аналізу і порівняння використані як експеримент з участю автора, так і проведені іншими виконавцями (Таблиця 1.1).

Таблиця 1.1 - Обсяг експериментальних досліджень моделей прогонових будов

Серія	ДЗ	перерізу моделей					
I	0	Б-1		Б-1		Б-1	
II	1 2 3						
III	4 5						
IV	6 7 8 9 10						
V	11 12 13 14 15						
VI	16 17						

Серія I включала випробування окремих балок існуючої прогонової будови та приставних елементів, аналогічних за конструкцією до балок базової та розширених моделей. Ця серія була призначена для визначення фактичних характеристик жорсткості балок при різній інтенсивності навантаження з урахуванням наявності тріщин, для порівняння їх прогинів з прогинами таких же балок у складі дослідних зразків прогонових будов, а також для аналізу можливості застосування формул СНиП 2.05.03-84 до залізобетонних моделей обраного масштабу.

У серії II дослідна конструкція ОК-I (базовий зразок) моделювала в масштабі 1:4 наявну балочну ребристу діафрагмову прогонову будову з прольотом 16м і габаритом проїзду $\Gamma 7 + 2 \times 0,75\text{м}$, тобто відповідала найпоширенішому типу мостів малих і середніх прольотів, що вимагають розширення. Зразок ОК-О, що складається із трьох головних балок, моделював вузький міст. Зразок ОК-2 моделював широку прогонову будову з десяти балок, у загальному аналізі результатів випробувань він також розглядався як прогонова будова, розширена симетрично або однобічно ребристими елементами, що мають однакову з існуючими балками початкову жорсткість (до утворення тріщин). Зразки цієї серії використовувалися як базові для порівняння їх роботи із зразками серій III, IV, V та VI, крім того, на них проводилося відпрацювання методики випробувань.

У серії III випробовувалися моделі, що за конструкцією аналогічні базовому зразку ОК-I, але мають в середньому перерізі діафрагм податливий (ОК-3) або шарнірний (ОК-4) стик на металевих накладках. Обстеження існуючих мостів подібного типу показують, що найчастіше має місце розрив стиків діафрагм по поздовжній осі моста. На зразках цієї серії вивчався вплив дефектів і пошкоджень діафрагм на просторову роботу прогонових будов.

Серія IV включала випробування моделей прогонових будов, розширених приставними елементами симетрично, а серія V односторонньо. Розширення базового зразка, що забезпечує в натурі збільшення габариту проїзду до $\Gamma - 11,5 + 2 \times 1,5\text{м}$ здійснювалося приставними ребристими або порожнистими елементами, які за величиною початкової жорсткості відрізнялися як між собою, так і від балок базового зразка, що має місце під час розширення мостів цим способом і відповідає завданням

досліджень - провести порівняльні експерименти і встановити вплив балок більшої жорсткості, що додаються на просторовий розподіл тимчасового навантаження в розширеній прогоновій будові.

У серії VI випробовувалися моделі прогонових будов, розширені накладною плитою. Дослідна конструкція ОК-15 моделювала прогонову будову, розширену збірною накладною плитою з консолями, А ОК-16 - розширену монолітною накладною плитою із заміною крайніх балок на попередньо напружені двопустотні плити.

Найвагомішим результатом цієї роботи є участь в розробленні, теоретичному обґрунтуванні і реалізації способу розширення і одночасного підсилення п'яти різних типів прольотних будов збірно-монолітною ребристою накладною плитою (див. рисунок 1.19).

На практиці апробовано та підтверджено натурними випробуваннями запропоновану методику розрахунку розширених накладною плитою прогонових будов та прийняті розрахункові схеми, а також основні конструктивні рішення накладних плит та об'єднань.

Натурні випробування прогонових будов до і після розширення показали, що в розширених ребристою накладною плитою прогонових будовах збільшується просторова жорсткість і покращуються динамічні характеристики.

Технологія виконання робіт з розширення мостів виявилася досить простою, яка не потребує спеціального обладнання. Конструктивні рішення накладних плит, об'єднання їх між собою та з існуючими балками, армування швів замонолічування виявилися надійними та легко здійсненими на практиці. Дослідне будівництво показало, що роботи з розширення мостів ребристими накладними плитами можуть виконуватись МРСУ та ДРСУ Міндорбуду УРСР за існуючого рівня їх технічного оснащення (див. рисунок 1.20).

Підтверджено можливість розширення прогонових будов мостів накладною плитою без об'їзду, тобто виключено один з основних недоліків цього способу розширення. З п'яти досвідчених об'єктів чотири поширювалися без улаштування об'їзних мостів з пропуском руху вільними смугами існуючої проїзної частини та

ЗМОНТОВАНИМИ НАКЛАДНИМИ ПЛИТАМИ.

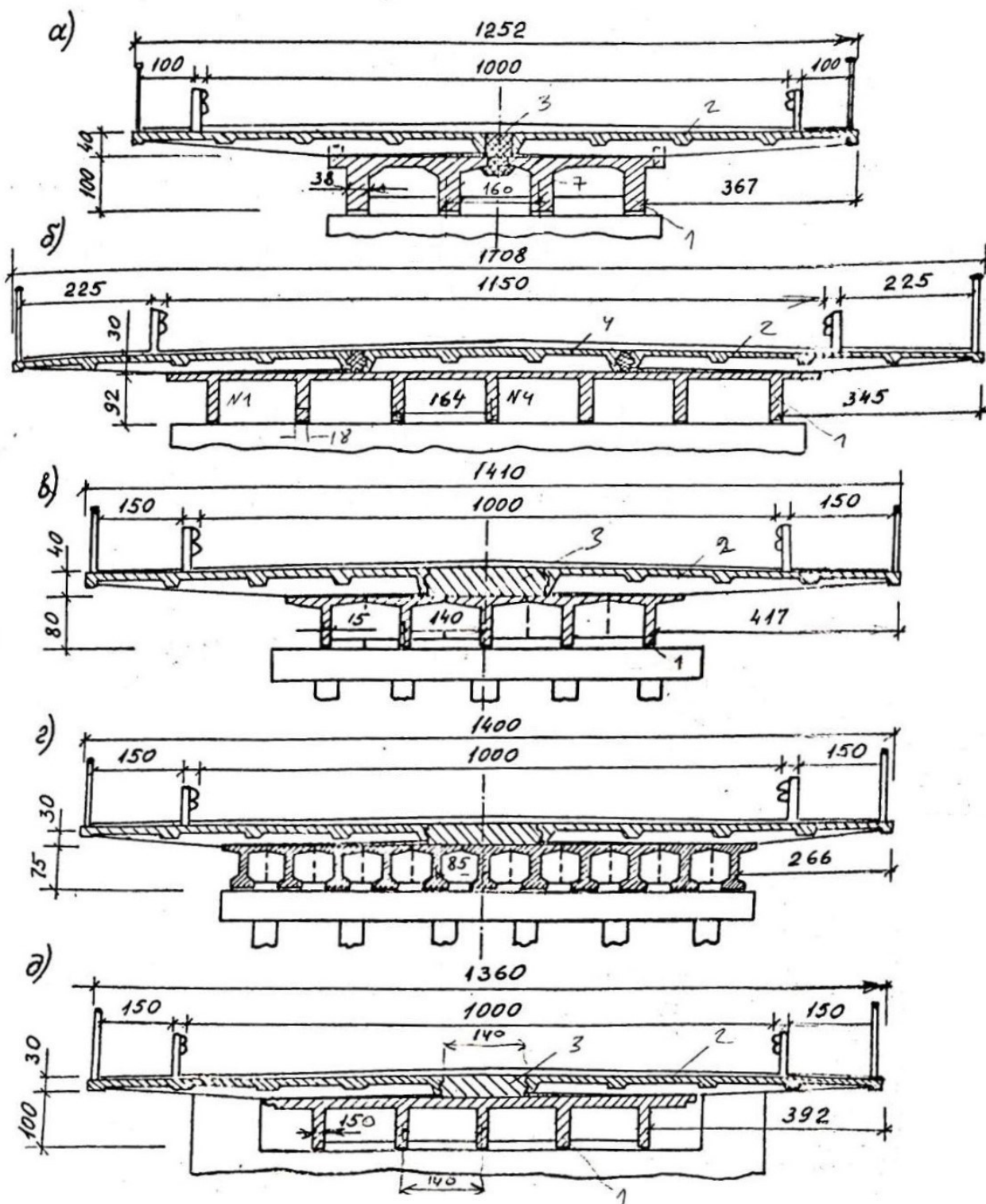


Рисунок 1.19 - Поперечні перерізи пролітних будов мостів, уширених ребристою накладною плитою в 1934-1936 рр.

а - монолітна масивна; б - бездіафрагмова балочна; в - типова діафрагмова з балок з каркасною арматурою по вип. 56; г - із попередньо напружених струнобетонних балок; д - перехресно-ребристий косий в плані

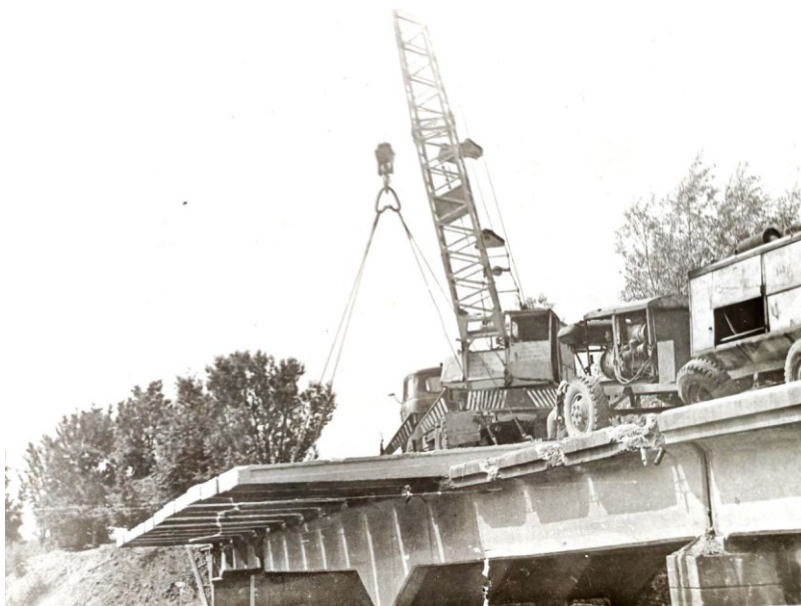


Рисунок 1.20 - Монтаж збірних залізобетонних ребристих накладних плит

Цей перший досвід став поштовхом для більш широкого застосування цього способу в майбутньому [38].

Наступні дисертаційні роботи досліджували, доповнювали і розвивали окремі наукові проблеми реконструкції наявних мостів.

Собко Ю.М. - аналогічні дослідження бездіафрагмових прольотних будов за ТП вип 56д (доповнення 1962р). Аналіз випробування натурної прольотної будови за ТП вип 56 [70]

Іваник І.Г. - теоретичне обґрунтування реконструкції мостів [19];

Салійчук Л.В. - Експериментально-теоретичні дослідження анкерних зв'язків у з'єднаннях реконструйованих зв'язків [64].

Климуш М.Д. - підсилення залізобетонних мостових балок наклавши зовнішнім армуванням композитними стрічками [42].

Узагальнені результати цих досліджень стали основою докторської дисертації доц.Кваші.В.Г. - Ефективні системи розширення і підсилення залізобетонних балкових прольотних будов автодорожніх мостів [24]; у якій розроблено і науково обґрунтовано ефективні способи розширення і підсилення залізобетонних прольотних будов автодорожніх мостів збірною, збірно-монолітною і монолітною залізобетонною накладною плитою.

Загалом перші вагомі результати виконаних за цільовою програмою комплексних

експериментальних досліджень моделей розширених різними способами прольотних будов та п'ять реконструйованих мостів з розширенням габариту і одночасним підсиленням балок збірно–монолітною ребристою накладною плитою були вагомим аргументом для керівництва дорожньої галузі на користь необхідності і можливості створення при Львівській політехніці спеціалізованої галузевої наукової лабораторії з основним напрямком діяльності

- визначення експериментального стану та реконструкція мостів, будівель та інженерних споруд.

Після певного періоду обговорень дискусій на різних рівнях та розгляду результатів досліджень на науково-технічній раді Міндорбуду, за особистої підтримки Міністра, випускника інженерно-будівельного факультету (спеціальність—автомобільні дороги) Львівського політехнічного інституту Гуця Віктора Тимофійовича, за згоди Міносвіти і організаційної допомоги тодішніх заступників проектора з наукової роботи ЛПІ, к.т.н, доц. Бабала Ю. Я і к.т.н. доц. Рильшкова Б.С. за спільним наказом двох міністерств – Міндорбуду і Міносвіти в 1991р. така лабораторія була створена під титулом ГНДЛ-88.

З цього часу її незмінним науковим керівником є В. Г. Кваша, а адміністративним керівником - завідувачем лабораторії с.н.с (за посадою) к.т.н. Салійчук Любов Володимирівна.



Наукові дослідження в лабораторії були продовженням попередньо виконаних НДР з застосування накладної залізобетонної плити під час реконструкції мостів, а організовував роботу лабораторії її керівник - завідувач лабораторії, що за відсутності державного (бюджетного) фінансування створювало певні організаційні проблеми і вимагало для фінансового забезпечення лабораторії залучати госпдоговірну тематику, основним замовником якої в першу чергу мали бути структурні підрозділи Міндорбуду, а пізніше і комунальні господарства. Всі, пов'язані з госпдоговірами функції виконувала зав. лабораторією.

Саме завдяки її самовідданій праці, наполегливості, організаторським здібностям, діловим і фаховим якостям майже всі роки існування лабораторії працювала, маючи фінансову стабільність за рахунок госпдоговірної тематики і можливість утримувати

кваліфікованих штатних працівників та залугати для виконання окремих робіт досвідчених сумісників з числа викладачів і наукових працівників Львівської політехніки, а інколи і сторонніх організацій.

Навіть у теперішній час, не дивлячись на складну геополітичну ситуацію в державі, відсутності традиційних джерел фінансування з дорожньої галузі, завідувача лабораторії знаходить певні фінансові можливості для утримання по можливості досліджень в рамках наукової школи Львівської політехніки. Оцінюючи ситуацію приходимо до висновку, що сьогодні в конкретних несприятливих умовах лабораторії, ГНДЛ-88 може стати єдиним утримувачем наукової школи з мостобудівництва у Львівській політехніці. В цьому вбагається основна заслуга завідувача Салійчук Л.В.

Займаючись різними організаційними проблемами, Салійчук Л.В. не полишала і серйозної наукової роботи: підготувала і захистила кандидатську дисертацію з надзвичайно важливої для реконструкції мостів проблеми - застосування різного типу анкерів для об'єднання в реконструйованому мосту нових і наявних конструктивних елементів.

P.S.Довідка. Галузева науково-дослідна лабораторія №88 при Інституті будівництва та інженерії довкілля Національного університету «Львівська політехніка» створена у 1991 р. З моменту заснування її науковим керівником є проф. В. Г. Кваша. Лабораторія ГНДЛ-88 виконує роботи з обстеження, випробування, визначення технічного стану та реконструкції мостів, конструкцій та інженерних споруд, розробки ефективних залізобетонних конструкцій, відповідної технічної документації, здійснює експериментальні та теоретичні дослідження будівельних конструкцій. Проводяться науково-дослідні та дослідно-конструкторські роботи з експериментально-теоретичного обґрунтування та впровадження в будівництво ефективних систем реконструкції автодорожніх мостів та шляхопроводів із розширенням габаритів проїзної частини та тротуарів залізобетонною накладною плитою та іншими методами.

Різними типами накладних плит розширено понад 100 мостів в Україні, Білорусі, Казахстані та інших країнах колишнього Союзу [38]. Їх випробування

до і після розширення підтвердили збільшення несучої здатності, поперечної жорсткості, покращення динамічних характеристик та значне зменшення прогинів. Цей спосіб придатний для реконструкції майже всіх типів прольотних будов.

Лабораторія виконує статичні та динамічні випробування прольотних будов і опор мостів для визначення їх реальної несучої здатності, підйом прольотних будов після деформацій опор, заміну опорних частин та їх вирівнювання. Тривають експериментальні дослідження натурних прольотних будов, балок, їх моделей, вузлів об'єднань під дією статичних та багаторазових і динамічних навантажень. Розробляються робочі проекти на будівництво й реконструкцію мостів, будівель та інженерних споруд.

Останніми роками під керівництвом професора В. Г. Кваш в ГНДЛ-88 проводяться наукові дослідження пов'язані з використанням високоміцних конструкційних композитів на основі вуглецевих волокон і епоксидних смол для підсилення мостів. ГНДЛ-88 займається відновленням будівельних об'єктів після деформацій або підмивів опор та експериментально-теоретичними дослідженнями з актуальних напрямів розвитку теорії розрахунку залізобетонних просторових конструкцій:

- розробка методів просторового розрахунку залізобетонних перехресно-ребристих систем з урахуванням нелінійного деформування залізобетону;
- експериментальні дослідження та розробка методів розрахунку звичайних та попередньо напружених залізобетонних конструкцій при багаторазових навантаженнях;
- застосування методів теорії надійності до розрахунку залізобетонних конструкцій, елементів транспортних та інженерних споруд.

Виконуються науково-дослідні роботи в інших напрямках теорії розрахунку залізобетонних конструкцій, розробка нормативно-технічної документації в галузі розрахунку та проектування будівельних конструкцій.

ГНДЛ-88 обладнана сучасним устаткуванням, приладами, атестована Держстандартом України на право проведення робіт із вказаних напрямів.

У лабораторії працюють доктор технічних наук, кандидати технічних наук, наукові співробітники, які забезпечують й високий Фаховий рівень:

Результати робіт опубліковані у понад 100 наукових праць, а винаходи захищені 12 авторськими свідоцтвами та патентами.

Після успішного захисту докторської дисертації у 2003р В.Г.Кваша був обраним за конкурсом на посаду професора кафедри будівельних конструкцій та мостів в національному університеті "Львівська політехніка".

У 2005р під час реорганізації структури, яка проводилась у НУ "Львівська політехніка," був створений інститут будівництва та інженерії докiлля, а також за особистої ініціативи тодішнього ректора проф Рудавського Ю.К. відновлена кафедра мостів, яка була ліквідована в 1946р під час укрупнення кафедр у Львівському політехнічному інституті. Нова назва кафедри була: Кафедра Мостів і будівельної механіки, її завідувачем був обраний професор В.Г.Кваша і обійнав цю посаду до 2016р коли знову-таки в результаті реорганізації кафедра мостів перестала існувати внаслідок сумнівного рішення створення об'єднаної кафедри "Автомобільні дороги і мости". Галузева лабораторія ГНДЛ-88 також була приєднана до цієї нової кафедри. Проф Кваша.В.Г. перейшов на посаду професора цієї кафедри і очолив науковий напрям з дослідження, реконструкції і підсилення залізобетонних мостів. Його праці і праці його учнів (П.Коваль, Ю.Собко, І.Іваник, Л.Салійчук, М.Климкуш) присвячені дослідженню різних методів підсилення і реконструкції існуючих залізобетонних мостів, випробуванням моделей і натурних конструкцій прольотних будов з застосуванням сучасних матеріалів під час ремонтів та реконструкції мостів.

Віктор Григорович Кваша і сьогодні активно працює у створеному ним науковому напрямку реконструкції автомобільних мостів, є науковим керівником ГНДЛ-88, професором кафедри автомобільних доріг і мостів. Національного університету "Львівська політехніка", дійсний член академії будівництва України, відомий учений, педагог, громадський діяч.

За багаторічну професійну діяльність-науково-дослідну і педагогічну роботу, вагомий науковий внесок у галузі будівництва отримав відзнаки: "Відмінник освіти України", "За наукові досягнення", "Петро Могила", почесну грамоту Національного

університету "Львівська політехніка", почесну грамоту Львівської обласної ради і обласної адміністрації, почесну грамоту Верховної Ради України.

За високі наукові досягнення, багаторічну сумлінну працю Вчена Рада університету присвоїла проф. Кваші В.Г. найвищу відзнаку - почесний професор Львівської політехніки.

На даний час почесний професор Львівської політехніки продовжує успішно і плідно працювати у створеному ним науковому напрямку реконструкції автодорожніх мостів.

Висновки до розділу 1

1. Аналіз результатів обстежень мостів показав, що першочергової реконструкції потребують збудовані у великій кількості в 50–70 рр минулого сторіччя збірні залізобетонні балкові мости за ТП вип. 56, через неодноразову зміну за цей період норм проектування, а також незадовільну експлуатацію на даний час переважна більшість з них має незабезпечені основні експлуатаційні показники: вантажопідйомність, пропускну здатність, безпеку і комфортність руху та довговічність. Тому під час розроблення програми експериментальних досліджень необхідно орієнтуватися на використання їх результати під час реконструкції саме цих мостів.

2. Розглянутий в роботі аналіз різних способів підсилення залізобетонних згинальних елементів приводить до висновку, що для підсилення збірних балкових залізобетонних прольотних будов за ТП вип.56 найбільш раціональним за технічною і фінансовою ефективністю є комплексний метод, який включає розширення прольотної будови до необхідного габариту залізобетонною накладною плитою з консольними зв'язами і одночасним підсиленням балок зміною їх статичної схеми. В програмі перспективних експериментальних досліджень потрібно орієнтуватися на дослідження цього способу реконструкції, як найбільш перспективного.

3. Необхідно розуміти, що всіляка зміна статичної схеми вимагає глибокого розрахункового аналізу, а також детального орієнтування в технічному стані мостового об'єкта. З теоретичного обґрунтування реконструкції мостів найбільший

розвиток отримали роботи з визначення вантажопідйомності існуючих прольотних будов. Але і ця проблема потребує подальших досліджень, особливо в розробці методів розрахунку, що розглядають роботу конструкцій у граничних станах за міцністю і деформаціями з урахуванням тріщин і нелінійних деформацій залізобетону. Цей напрямок теоретичних розробок слід вважати пріоритетним, як такий, що ураховує дійсну роботу несучих елементів прольотних будов і вплив на вантажопідйомність факторів, обумовлених умовами експлуатації.

4. Проведені різними авторами експериментальні дослідження моделей різних типів прольотних будов або окремих балок за різних схем розпірних і безрозпірних їх обпирання на опори, мають досягнення обмеженої мети: в основному це підтвердження або перевірка певних теоретичних пропозиції авторів цих експериментальних досліджень в подальших дослідженнях їх можна використати в основному для уточнення методики досліджень, а також і для порівняння результатів.

5. Наукова школа Львівської політехніки з теоретичних і експериментальних досліджень залізобетонних мостів за роки свого існування (більш 100р.) внесла і надалі вносить вагомий вклад в розвиток теорії і практики в галузі мостового будівництва.

РОЗДІЛ 2. ПІДВАЛИНИ ТЕОРІЇ РЕКОНСТРУКЦІЇ МОСТІВ.

Зазвичай під теорією розуміється найвища, найрозвинутіша форма організації наукових знань про предмет або явище, для якого ця теорія створюється. Її тема - вирішення різноманітних матеріальних чи суспільних практичних потреб. Створення теорії можливе за певного рівня знань, але після цього слідує тривалий період вдосконалення, поглиблення, накопичення відомостей і знань. І як завершальний етап розвитку теорії - узагальнення у вигляді нормативних актів, документів, рекомендованих або обов'язкових до виконання.

Саме такою є теорія проектування мостів, досягнення якої відображені в нормах проектування і вивели цю галузь будівництва на самий високий рівень розвитку, найбільш вагомий показник якого визначає символічний термін "тріумф прольотів", тобто довжина перекритого простору між опорами. І цей "тріумф" далеко не завершений.

Без коментарів зрозуміло, що теорія мостів виникла не штучно, а з об'єктивних матеріальних потреб розвитку суспільства і як авангард теоретичних наукових розробок створила самий сприятливий вплив на інші галузі будівництва.

Але у світовій будівельній галузі виникає (а можливо уже і виникла?) відносно нова проблема - накопичення в державах (особливо у промислово розвинутих) значної кількості фізично і морально застарілих мостів (особливо малих і середніх масового будівництва), які експлуатуються тривалий час (більше 40-60р.) і внаслідок бурхливого розвитку транспортних засобів частково чи повністю перестають відповідати експлуатаційним вимогам і потребам сучасного транспорту (чинним нормам проектування нових мостів). І тут знову ж таки без коментарів стає зрозумілим, що проблему потрібно вирішувати, причому на державному рівні, оскільки у більшості дороги є власністю держави. По суті то й варіантів вирішення цієї проблеми є не так багато:

- перебудова, тобто заміна існуючого моста новим сучасним об'єктом (це радикальне вирішення проблеми).
- реконструкція з обов'язковим дотриманням експлуатаційних показників за

нормами проектування нових мостів.

- допустити подальшу експлуатацію наявних застарілих мостів з певними експлуатаційними обмеженнями умов руху транспортних засобів.

У опублікованих роботах [10, 23, 26, 27, 30, 32, 33, 34, 38, 39, 40, 43, 50, 57, 58] на конкретних прикладах реалізованих об'єктів переконливо було показано, що нерационально або неграмотно запроектована перебудова моста (шляхопроводу) у 3.5 - 3 рази дорожча від рационально запроектованої реконструкції з аналогічними експлуатаційними показниками. А якщо говорити про перебудову, то за тієї кількості мостів, які її потребують, навіть заможні держави не можуть собі цього дозволити. Тому, не ставлячи собі завданням агітувати за реконструкцію, базуючись на власному досвіді [10, 27, 32, 33, 36, 67, 68, 69] об'єктивно стверджуємо, що рационально запроектована реконструкція дає можливість одержати відновлену споруду з експлуатаційними показниками нової, але за значно менші кошти і коротші терміни виконання робіт.

При цьому слід мати на увазі ще такі особливості реконструкції:

- проектування реконструкції значно складніше ніж проектування нового моста, особливо якщо в останньому застосовуються типові проекти прольотних будов і опор;

- реконструкція проектується на базі наявного моста, про конструкції і стан якого проектувальник мусить знати все, тому обстеження, випробування, перерахунки за чинними нормами проектування нових мостів є обов'язковими[4, 14, 15, 21, 25, 37, 40, 41];

- для зменшення кількості і тривалості проектних робіт для перерахунків використовуються (за можливості) відомі наявні методики, за їх відсутності - власні, або інших авторів, але перевірені експериментально;

- техніко - економічне обґрунтування реконструкції чи перебудови і варіантів реконструкції. На ці роботи не потрібно жаліти ні коштів ні часу. Все окупиться якісно виконаною проектною документацією;

- якщо проектується реконструкція, то теоретичне обґрунтування (розрахункове) повинне бути самим глибоким і відповідати вимогам чинних норм проектування мостів. Склад і об'єм розрахунків повинні відповідати типовим вимогам[13, 14, 15].

Із сказаного вище випливає, що теорія реконструкції мостів все ж повинна бути окремим розділом знань і наукових досліджень, можливо зі своїми нормами проектування [17, 82]. Але ця теорія не може бути відірваною від теорії проектування мостів. Вони мусять бути взаємно пов'язані, а саме: проектуючи новий міст потрібно передбачати можливість його майбутньої реконструкції і закладати в проект відповідні конструктивні елементи (хоча це і збільшує вартість), а проектуючи реконструкцію всі експлуатаційні вимоги приймати як для нового моста [13, 14, 15].

2.1. Теоретичне забезпечення реконструкції мостів.

Можливо цей розділ буде першим пробним каменем, закладеним в підвалини майбутньої теорії. На наш погляд це мали бути два етапи розрахунків реконструйованої споруди:

- статичні розрахунки (поглиблені) для визначення зусиль в елементах реконструйованої споруди від постійних і тимчасових навантажень. Тут можна прийняти до уваги наступні міркування;

- норми проектування моста не вимагають застосування конкретних методик розрахунків для визначення зусиль, Тобто тут проектувальник має відносну свободу дій і методику розрахунку з відомих вибирає сам на свою відповідальність. І якщо проектуючи новий міст, проектувальник може створити надлишковий прихований запас за рахунок збільшення витрат матеріалів, то в проекті реконструкції навпаки, його завдання полягає у виявленні усіх прихованих за попереднього проектування резервів несучої здатності наявних елементів моста та за рахунок застосування більш сучасних методів розрахунку, що за умови залучення цих резервів в роботу може суттєво зменшити об'єм підсилення. Тому в розрахунках зусиль у реконструйованій споруді необхідно застосовувати просторові методи розрахунків [19, 20, 21, 24, 35, 43, 45, 59, 64, 73, 74, 108, 111, 113, 122, 128];

- конструктивні розрахунки - для визначення несучої здатності і деформативності конструктивних елементів реконструйованого моста, а також необхідності їх підсилення та його величини і об'єму.

На сьогодні проектувальники мають на озброєнні 10-12 більш-менш рівноцінних

методів просторових розрахунків, оснований на методах будівельної показники, хоча кожен з авторів виділяє свій метод як "найбільш точний", акцентуючи увагу на його деяких перевагах.

Ми для прикладу зупинимось лише на одному з них, розроблення якого було започатковано у Львівській політехніці проф. А. Курилло та його аспірантом О.Юргенсоком [73], а пізніше вдосконалено доц. В.Квашою та його аспірантом І.Іваником [19, 21, 24, 74].

Для просторового розрахунку статично невизначеної балкової перехресно-ребристої системи в цьому методі вперше розглянута просторова (в осях x, y, z) статична схема, як основна система методу сил шляхом умовного розчленування перехресно-ребристого ростверка на взаємодіючу через внутрішні зусилля систему вузлів і стержнів між вузлами (рисунок 2.1).

Напружений стан перерізів континуальної просторової перехресної балкової системи визначається трьома компонентами сил і трьома компонентами моментів, а її деформації трьома компонентами лінійних і трьома компонентами кутових переміщень. Для визначення згинальних моментів, поперечних сил і прогинів в поздовжніх і поперечних балках (M_x, Q_x, M_y, f) статично невизначену систему перехресних балок умовно розчленяють на прості елементи - вузли і стержні між вузлами з діючими в них зовнішніми і внутрішніми зусиллями (рисунок 2.1). Рівняння рівноваги вузла ef після перетворень має вид:

$$\frac{1}{d}(M_{x_1(e-1)} + 2M_{x_1ef} + M_{x_1(e+1)f}) + \frac{1}{a}(M_{y_1e(f-1)} + 2M_{y_1ef} + M_{y_1e(f+1)} + P_{ef}) = 0 \quad (2.1)$$

a, d - відстань між поздовжніми і поперечними балками; P_{ef} - зовнішнє вузлове навантаження в вузлі ef ; e - число поперечних балок (змінюється від 1 до m); f - число поздовжніх балок (змінюється від 1 до n).

Якщо стержні кожного напрямку розглядати як нерозрізні балки на пружно осідаючих опорах, якими служать балки протилежного напрямку, то за умову неперервності деформацій можна прийняти відоме з опору матеріалів рівняння трьох моментів (теорема Клапейрона)[151], яке після перетворень з врахуванням вузлових моментів від зовнішніх навантажень і нерівномірного осідання опор має вид:

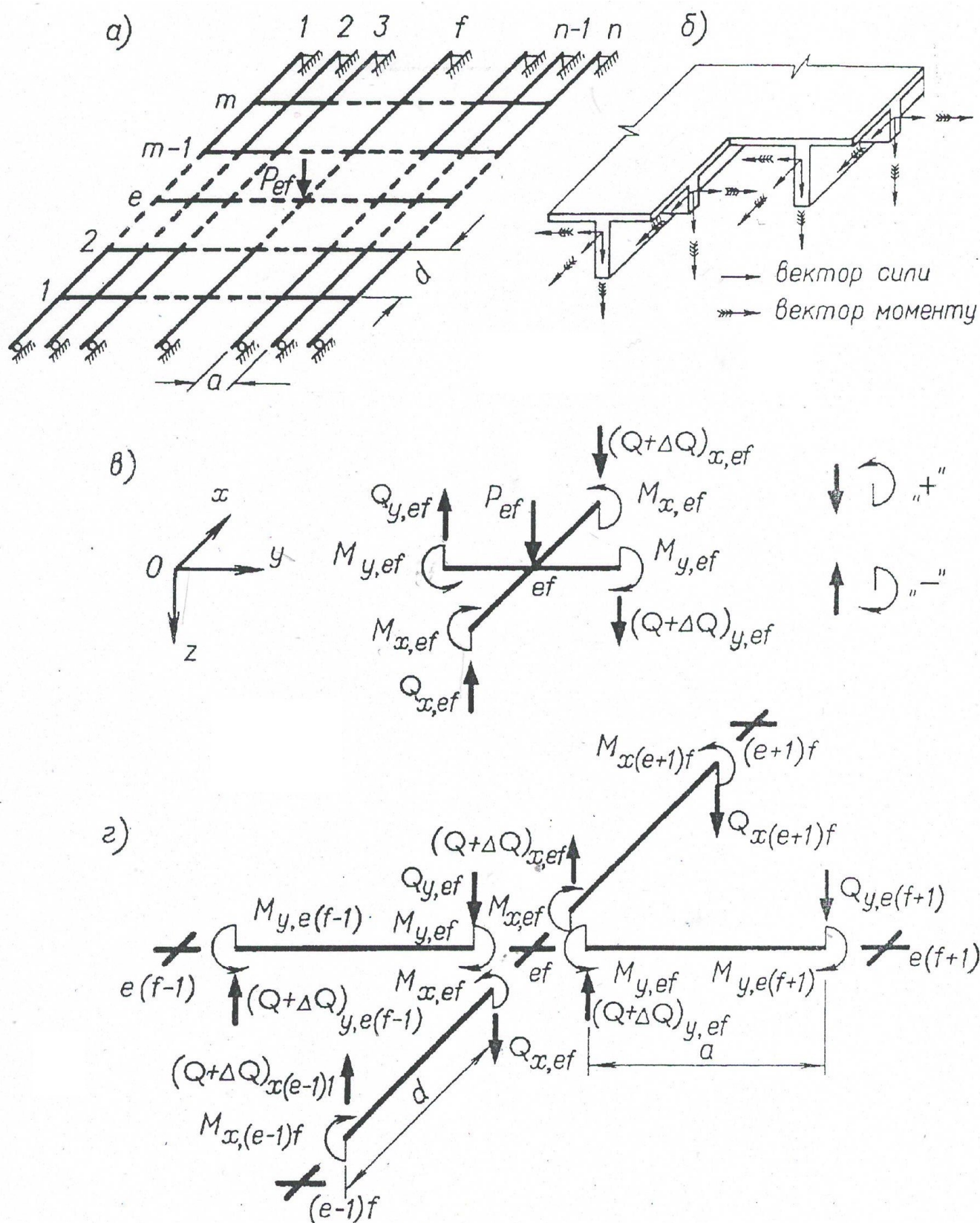


Рисунок 2.1 - Розрахункові схеми до просторового розрахунку перехресно ребристих прольотних будов: а - схема перехресно-ребристої системи; б - схема зусиль в перерізах; в, г - рівновага вузлів і стержнів.

для балок вздовж осі X:

$$\frac{d}{6EI_x} (M_{x_1(e-1)f} + 4M_{x_1ef} + M_{x_1(e+1)f}) + \frac{1}{d} (f_{(e-1)f} - 2f_{ef} + f_{(e+1)f}) = 0 \quad (2.2)$$

для балок вздовж осі Y:

$$\frac{a}{6EI_y} (M_{y_1e(f-1)} + 4M_{y_1ef} + M_{y_1e(f+1)}) + \frac{1}{a} (f_{e(f-1)} - 2f_{ef} + f_{e(f+1)}) = 0 \quad (2.3)$$

$EI_x = B_x$; $EI_y = B_y$ - жорсткості поздовжніх і поперечних балок на відповідних ділянках. При необхідності їх визначають з врахуванням розвитку тріщин і напружних деформацій бетону. Система рівнянь (2.1), (2.2), (2.3) є достатньою для визначення M_x, M_y, f . Вона має невідомих прогинів $-m \cdot n$: згинаючих моментів $M_x - m \cdot n$; $M_y - m(n - 2)$; всього: $m(3n - 2)$.

Рівнянь (2.1), (2.2), (2.3) достатньо, щоб розв'язавити систему і з однієї просторової розрахункової схеми знайти всі невідомі, згинальні моменти і поперечні сили в поздовжніх і поперечних балках (M_x, M_y, Q_x, Q_y) і прогини вузлів f .

В дисертації А.Юргенсона[73] така система вперше була розв'язана у припущенні пружної стадії роботи, за лінійними діаграмами деформування бетону і арматури, тобто в розрахунок вводили початкові жорсткості EI_{red} , що відповідають геометрії поперечних перерізів поздовжніх і поперечних елементів перехресно-ребристої системи. При цьому не враховувалося пружно-пластичне (нелінійне) деформування залізобетону на стадії роботи після утворення тріщин, а також вплив на зміну жорсткості перерізів самого тріщиноутворення, іншими словами - залежність жорсткості перерізів від величини згинального моменту.

Цей недолік підкреслив і сам автор роботи, відмічаючи, що на високих ступенях навантаження випробуваних залізобетонних моделей розраховані прогини вузлів були до 18-20% меншими від експериментальних, оскільки в розрахунках не враховували зменшення жорсткості перерізів.

Пізніше після впровадження ЕОМ в статичні розрахунки ця методика була вдосконалена в роботах Кваші В.Г. і Іваника І.Г. [19, 20, 21, 24, 74], зокрема система лінійних рівнянь була розповсюджена на стадію пружно-пластичної роботи найбільше навантажених елементів перехресно-ребристих конструкції. Тобто в

розрахунках враховано пластичні деформації бетону, нелінійні діаграми деформування залізобетону, можливість перерозподілу зусиль, а також тріщиноутворення в розтягнутій зоні. В кінцевому результаті всі ці фактори безпосередньо впливають на зміну жорсткості або кривини елементів системи перехресних балок. Жорсткість або кривину залізобетонних згинаних елементів з урахуванням розвитку пластичних деформацій стиснутого бетону і тріщин в розтягнутій зоні пропонувано визначати за СНиП2.03-84. Але оскільки в статично невизначених залізобетонних конструкціях жорсткість залежить від зусиль, а зусилля в свою чергу від жорсткості, то пропонується систему рівнянь в цьому випадку розв'язувати методом послідовних наближень, головна ідея якого полягає у виконанні розрахунків послідовними наближеннями, причому застосовувати для цього спосіб, відомі для розрахунку пружних систем, тобто зі збереженням незмінної статичної схеми конструкції, але з коригуванням жорсткіших параметрів елементів і силових факторів відповідно до величини нелінійних деформацій. За використання ЕОМ виконання розрахунків шляхом декількох послідовних наближень мало збільшує трудомісткість, оскільки розрахунки всіх наближень виконують одночасно за однією і тією програмою. Розрахунок проводять до тих пір, поки різниця між отриманими в результаті проміжного розв'язку для двох почергових розрахунків не перевищує деякої заданої величини - заданої точності розрахунку.

Перевірка результатів розрахунків з результатами проведених у Львівській політехніці експериментальних досліджень великорозмірних залізобетонних моделей і натурних перехресно-ребрих прольотних будов [22, 24, 31, 43, 70] показала цілком задовільну збіжність розрахованих і експериментальних досліджуваних параметрів.

Аналіз деяких останніх досліджень з проблеми нелінійного деформування залізобетонних згинаних елементів показав, що є реальна можливість подальшого вдосконалення методики розрахунку системи рівнянь для просторового розрахунку перехресно-ребристої конструкції, відмовившись від розробленого раніше методу послідовних наближень, тобто спростити сам розрахунок та скоротити час ЕОМ на його виконання. Підставою такого твердження є результати теоретичного

дослідження умов нелінійності деформування залізобетонних елементів при згині, проведеного проф. Т.Н.Азізовим і проф. Д.В. Кочкарьовим і опублікованого ними у публікації [1]. У цій статті досить переконливо доказано, що якщо неможливо перевищувати максимальні значення напружень в стиснутому бетоні величиною розрахункового опору ($\sigma_b \leq R_b$), а це є неможливим за дотримання розрахункових умов 1-ї групи граничних станів, то першу вітку ділянки діаграми деформування $0 \leq b_e \leq R_e$ можна вважати близькою до лінійної, що наглядно видно з рисунку 2.2, запозиченого з роботи [1]. Тобто одержана з числових досліджень залежність, момент - кривина має практично лінійний характер як на стадії до утворення тріщин, так і після їх утворення.

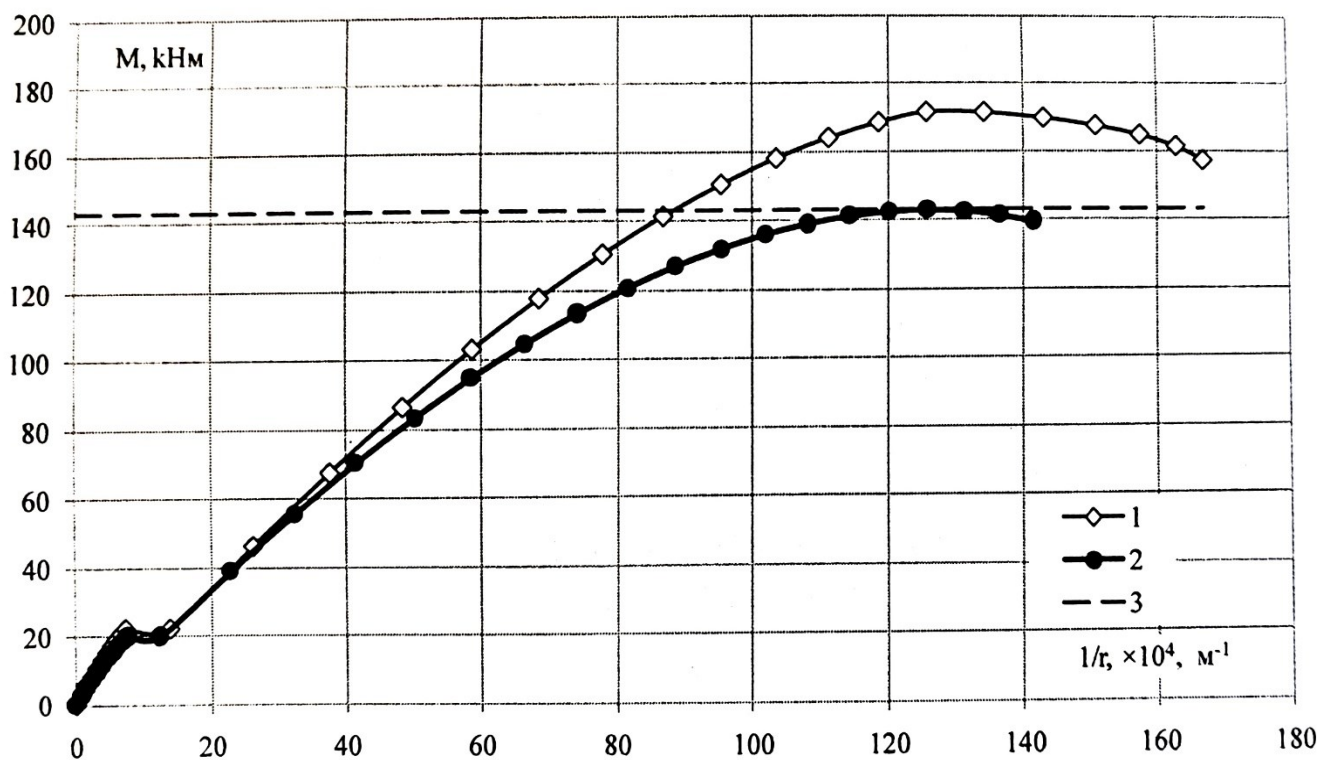


Рисунок 2.2 - діаграми деформування бетону C20/25 для граничних станів першої та другої групи. 1 - діаграма для граничного стану другої групи (із характеристиками s_k); 2 - діаграма для граничного стану першої групи (із характеристиками s_d); 3 - лінія що відповідає міцності f_{cd}

Тому пропонується при реальних розрахунках перехресно-ребристих систем орієнтуватися на майже лінійну ділянку діаграми "момент-кривина" і в розрахунок

вводити середнє значення жорсткості визначеної за методикою норм СНиП 2. 03 84.

Рекомендована формула для визначення жорсткості перерізу залізобетонного згинання елемента з врахуванням тріщиноутворення в розтягнутій зоні і повзучості бетону (тривала дія навантаження) має вид:

$$B = E_B A_B h_o^2 \sqrt{M n_1} \frac{B_1}{1 + B_1 \varphi_{ti}} \quad (2.4)$$

У цю формулу входять:

E_B - модуль пружності бетону;

A_B - Площа поперечного перерізу бетону;

h_o - розрахункова (робоча) висота перерізу;

$M = A_s/A_B$ - коефіцієнт армування перерізу;

A_s - площа поперечного перерізу ненапруженої арматури;

$$n_1 = E_s/E_B$$

E_s - модуль пружності арматури;

$\beta_1 = 0,225$ - числовий коефіцієнт;

$\beta_1 = 0,225$ - для автомобільних мостів;

φ_{ti} - характеристика лінійної повзучості. (Для короткочасного навантаження $\varphi_{ti} = 0$).

$$\varphi_{ti} = E_i \cdot C_{ti} \quad (2.5)$$

C_{ti} - питома деформація (міра) повзучості бетону, відповідаючи заданому періоду витримки під навантаженням (за час Δt);

$$C_{ti} = C_{lim} \frac{\Delta t}{a_m + \Delta t}; \quad (2.6)$$

a_m - параметр, що характеризує швидкість розвитку в часі деформацій повзучості бетону.

Він залежить від приведеної характеристики поперечного перерізу елемента;

$$p = \frac{A_B}{u_B} - a_m \text{ (3 таблиці);}$$

u_t - периметр елемента;

$C_{am,i} = C_n \cdot \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \xi_3 \cdot \xi_4$ - граничне значення питомої деформації (міри)

повзучості;

C_n - нормативне значення деформації (міри) повзучості; (3 таблиці залежно від класів бетону за міцністю на стиск);

$\xi_1, \xi_2, \xi_3, \xi_4$ - табличні коефіцієнти, які характеризують реальні умови виготовлення і експлуатації елемента.

Таблиці для визначення табличних величин наведені в нормах проектування СНиП 2.05.03-84.

Друга частина теоретичного обґрунтування реконструкції це, по суті, комплекс відомих конструктивних розрахунків, аналогічних до виконуваних під час проектування нових мостів за 1-ю і 2-ю групами граничних станів для розрахункового визначення контрольованих експлуатаційних показників згідно вимог чинних норм проектування. Очевидно, що такі ж розрахунки повинні бути виконані і під час проектування реконструкції наявних мостів. Оскільки норм проектування реконструкції не існує, то питання може стояти лише так: чи виконувати ці розрахунки за методиками, рекомендованими нормами проектування нових мостів, чи застосовувати інші відомі методики, чи створювати нові для умов реконструкції? Напевно, що для пересічного проектувальника найбільш "спокійним" варіантом буде можливо максимальне дотримання чинних норм. Але формально він має свободу дій, тому можливі варіанти і різні точки зору, які хотілось би коротко прокоментувати.

Систему надійності проєктованих залізобетонних елементів чи для нового будівництва, чи в умовах реконструкції гарантують їх розрахунки за двома групами граничних станів. Найважливіший показник надійності - несучу здатність елемента розраховують за першою групою граничних станів, інші показники придатності до нормальних умов експлуатації - за другою. Для виконання цих розрахунків існують науково обґрунтовані, експериментально перевірені методи і методики, створені на основі найновіших наукових досліджень теорії залізобетону і, як правило, представлених у Державних нормах проектування[13,14,15], що зобов'язує проєктувальників до обов'язкового їх використання. Через певний проміжок часу за результатами нових досліджень виникають нові погляди на певні теоретичні засади, відповідно, змінюються і окремі попередні методики розрахунків, що, як правило,

відображається змінами у нормах проектування або зміною самих норм.

Сучасний рівень розвитку загальної теорії залізобетону передбачає можливість застосування нелінійних діаграм деформування до розрахунку напружено-деформованого стану і несучої здатності як окремих перерізів залізобетонних елементів, так і елементів вцілому. Однак різні експериментальні дослідження і теоретичні розробки в цьому напрямку мають як своїх прихильників, так і противників. На ламах наукових видань, в матеріалах спецвидань, матеріалах науково-технічних конференцій ведеться жвава дискусія та подаються різні теоретичні пропозиції з розрахунку залізобетонних елементів на базі нелінійних діаграм деформування. За цією тематикою опубліковано сотні наукових робіт. Така ситуація зберігається і надалі. Сьогодні більшість схиляється до так званої нелінійної моделі визначення напружено-деформаційного стану окремих розрахункових перерізів залізобетонних елементів [62], або цих елементів вцілому, хоча добре відомо, що деформації бетону є однією з найменш стабільних характеристик, мають досить складну, дотепер не до кінця вивчену природу.

Сама назва "деформаційні моделі" також є досить умовною [62], оскільки в чистому виді деформацій просто не існує: кожна з відомих на сьогодні (будучи у свій час окремим етапом в розвитку теорії залізобетону) загально визначних на світовому рівні методик має дві компоненти - деформаційну і силову. На сьогодні таких методик є три (рисунок 2.3) і всі вони повинні мати одну назву - "деформаційно-силова методика". Приципово відрізняються між собою саме характером діаграми деформування стиснутого бетону.

У першій методиці прийнята лінійна форма діаграми деформування: (рисунок 2.3.а) тому ця методика названа "класичною" або методика "пружного залізобетону".

Друга методика, яка у реальному проектуванні прийшла на зміну першій, розглядає напружено-деформований етап залізобетонного елемента за максимального навантаження - в стадії руйнування, тобто за повного пластичного деформування, тому і названа "методика руйнованих зусиль з відповідною діаграмою деформування (рисунок 2.3.б).

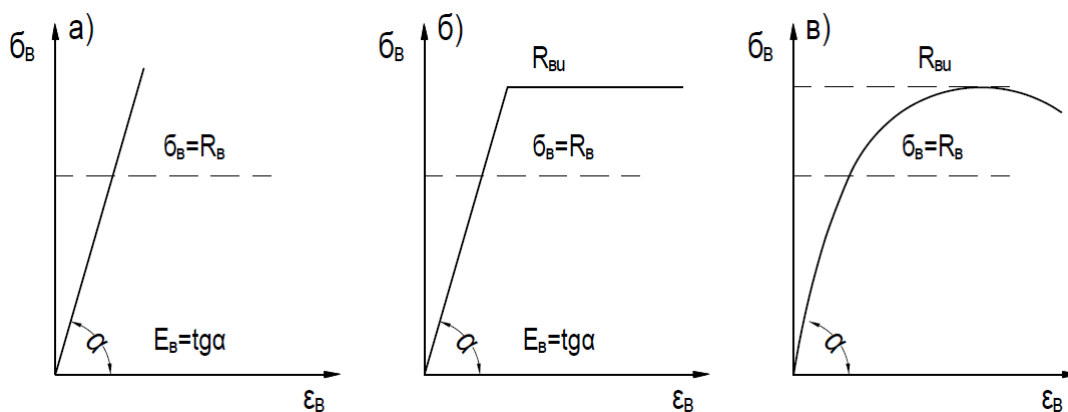


Рисунок 2.3 - Діаграми деформування бетону ($\sigma_B - \epsilon_B$), прийняті в різних методиках розрахунку залізобетонних елементів; а - класичний метод (пружного залізобетону); б - метод руйнівних зусиль; в - нелінійна деформаційна модель. R_B - розрахунковий опір бетону на стиск; R_{Bu} - тимчасова межа міцності на стиск; E_B - початковий модуль пружності бетону

Третя, про яку зараз іде мова, принципово відрізняється від попередніх методик нелінійною (криволінійною) формою діаграми деформування - тобто в розрахункових схемах вона має силову компоненту - напруження в бетоні σ_B і деформаційну - деформації бетону ϵ_B .

Аналіз практичного застосування цієї методики у проектуванні показує, що прийнята в ній нелінійність діаграм деформування бетону значно ускладнює розрахунки не збільшуючи їх точність, хоча окремі автори, навпаки, стверджують про значне збільшення точності, вважаючи це основною перевагою цих методів перед попередніми. Як бачимо, питання дискусійне і потребує уточнення в яких границях застосування є вигідна ця фізично нелінійна методика.

Цікавою є пропозиція початкову криволінійну ділянку діаграми деформування в діапазоні напружень в бетоні від нуля до розрахункового опору бетону на стиск ($\sigma_B = R_B$) (рисунок 2.3, в) апроксимувати лінійною (яка насправді є близькою до лінійної), що значно спростить розрахунки і скоротить час їх виконання без суттєвої втрати точності [1]. Це питання також є дискусійним і потребує додаткових досліджень.

Що стосується розрахункового апарату в теорії реконструкції мостів, якого до сьогодні ще не існує, то на наш погляд це могла б бути найбільш сучасна методика - деформаційна модель зі спрощеною лінійною діаграмою деформування бетону на її

робочій ділянці ($0 \leq b_v \leq R_v$) і розрахунковий апарат класичного методу загальної теорії залізобетону з сучасним рівнем дослідження фізико-механічних характеристик бетону і арматури та загальним рівнем розвитку теорії залізобетону.

2.2. Спрощений метод (експрес-метод) розрахунку максимальних згинальних моментів у пружно-пластичній стадії роботи балок.

Виявлений під час дослідження моделі додатній вплив на розподіл навантажень пружно-пластичного нелінійного деформування частини найбільше навантажених балок у складі перехресно-ребристої прольотної будови дав змогу запропонувати досить простий без використання ЕОМ інженерний двокроковий "експрес-метод" розрахунку максимальних згинальних моментів від тимчасових навантажень у найбільше навантажених перерізах максимально навантажених балок за фізично нелінійного деформування залізобетону, наявності тріщин та зменшення внаслідок цього жорсткості їх перерізів, тобто у пружно-пластичній стадії роботи балок [24, 28, 140].

Перший крок полягає у розрахунку максимальних згинальних моментів M_{el} одним із відомих методів (інженерних або "точних") у допущенні пружної роботи прольотної будови. Другий крок- перехід до пружно-пластичного згинального моменту M_{pl} , використовуючи для цього як основну залежність деформування діаграму прогинів (рисунок 2.4), яка узагальнює вплив на напружено-деформований стан і жорстокість перерізів нелінійних деформацій бетону і арматури, тріщин, тривалості дії або повторності прикладання навантажень, статичну схему, тощо. Залежність між пружним і пружно-пластичним згинальними моментами M_{el} і M_{pl} одержуємо з порівняння прогинів балок системи у пружній і пружно-пластичній стадіях роботи $f_{el}=f_{pl}$ (рисунок 2.4).

За відомими формулами:

$$f_{el} = \frac{SM_{el}l^2}{EI_{red}}; \quad f_{pl} = \frac{S_1M_{pl}l^2}{B} \quad (2.7)$$

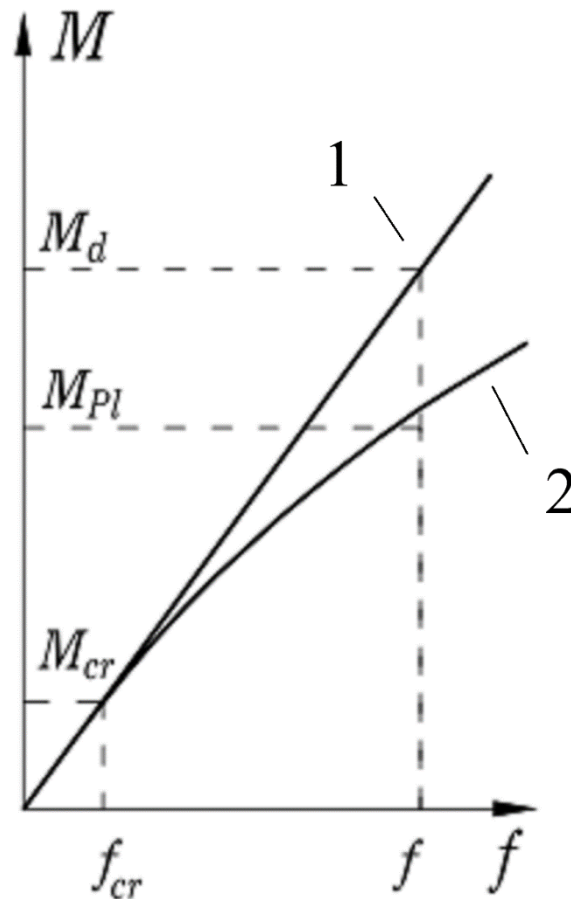


Рисунок 2.4. Діаграма прогинів балки за пружною (1) і пружно-пластичною (2) стадіями.

Де B - фактична жорсткість балки за нелінійного деформування після утворення тріщин; EI_{red} - початкова жорсткість балки; S, S_1 - коефіцієнти, що враховують статичну схему і схему навантаження балки відповідно у пружній і пружно-пластичній стадіях роботи.

За експериментальними даними $S_1/S = 0,9$, тоді:

$$M_{pl} = \frac{0,9 M_{el} \cdot B}{Ej_{red}} \quad (2.8)$$

Під час перерахунку існуючих прольотних будов жорсткість B визначають за рекомендаціями відповідних ДБН за згинальними моментами, прийнятими як частка, від руйнівного M_u для конкретної балки. Для розрахунків за першою групою граничних станів з умови обмеження деформацій рекомендується приймати $M_I \leq (0,75...0,8) M_u$; за другою $M_{II} \leq (0,5...0,6) M_u$. Під час проектування нових систем жорсткість можна визначати методом послідовних наближень, розраховуючи її

спочатку за згинальним моментом M_{el} і послідовно уточнюючи, під час кожного чергового визначення згинального моменту M_{pl} .

З порівняння графіків прогинів (рисунок 2.4) за пружної (1) і пружно-пластичної (2) роботи перерізів та отриманої з цього порівняння формули (2.8) видно, що внаслідок зменшення жорсткості пружно-пластичний згинальний момент M_{pe} буде меншим від пружного M_{el} за рахунок перерозподілу частини навантаження на суміжні з розраховуваним більш жорсткі елементи. Це зменшення порівняно з пружним розрахунком, за яким проектували балки, і становити не прихований резерв їх вантажопідйомності, який в реальних умовах (залежно від співвідношення жорсткостей) для окремих найбільше навантажених балок може досягати 35-40%. Цього цілком достатньо, щоб допустити подальшу експлуатацію залізобетонних прольотних будов старої побудови на сучасні збільшені тимчасові навантаження без їх підсилення.

2.3. Методика експериментального і теоретичного визначення зсуваючих сил в шарнірно-нерухомих опорах.

Одним із способів підсилення балок зміною статичної схеми є штучне створення горизонтальної нерухомості шарнірних опорних частин, внаслідок чого статично визначення прольотна будова з вільнообпертої перетворюється у статично невизначену з зовнішнім розпірним зусиллям, прикладним до низу торців балок.

Визначення величини розпірної сили є важливим для встановлення ступеню розвантаження балок в прольоті (тобто їх підсилення), а також для забезпечення несучої здатності самих конструктивних елементів, якими і створюється ця нерухомість. Тому і виникла необхідність розроблення методики експериментального і теоретичного визначення величини горизонтальної розпірної сили H в окремих балках в залежності від інтенсивності навантаження прольотної будови та з врахуванням специфіки цього способу підсилення. Суть її полягає в тому, що розвантажувальний ефект на балки від дії розпору виникає лише під час навантаження прольотної будови експлуатаційним навантаженням, яке згідно вимог ДБН в нормальних умовах експлуатації за інтенсивністю силової дії не може

перевищувати нормованого А15 і НК-100.

При цьому неодмінною умовою гарантованого і надійного підсилення балок, тобто стабільного в часі розвантажувального ефекту (розпору) як результату навантаження прольотної будови експлуатаційним навантаженням є пружна робота балок в межах амплітуди зміни цього навантаження від мінімального до максимального. Тому за дотримання цієї умови розрахунки балок необхідно виконувати на максимальні тимчасові експлуатаційні навантаження за відомою класичною теорією розрахунку залізобетонних конструкції (метод пружного залізобетону), побудованою на формулах опору матеріалів з урахуванням основних властивостей залізобетону.

Для визначення розпору пропонується нова експериментально-теоретична методика, основана на спільному аналізі експериментальних прогинів балок прольотної будови за вільнообпертої і горизонтально-шарнірно-нерухомої статичних схем, випробуваних однаковим навантаженням. Очевидно, що максимальні прогини балок будуть виникати за вільнообпертої статичної схеми (рисунок 2.5, а). Після створення горизонтально-шарнірної нерухомості вони зменшаться внаслідок розвантажуючої дії розпору (рисунок 2.5, б), окремо від якого за умови його позацентрового прикладання відносно центру ваги приведенного перерізу балок вони будуть мати вигин (рисунок 2.5, в), який для середини прольоту експериментально знаходимо як різницю прогинів вільнообпертої і шарнірно нерухомої статичних схем: $f_b = f_1 - f_2$ (рисунок 2.5, в), що і буде експериментальною складовою даної методики.

З розв'язку відомої з будівельної механіки задачі - балки, навантаженої від'ємними опорними моментами $M_{sup} = H \cdot e$ (рисунок 2.5, г) знаходимо відповідальний цьому вигинові розпір H . За справочними даними вигин для такої балки визначаємо з формули:

$$f_b = \frac{M_{sup} l^2}{8E_B I_{red}} = \frac{H \cdot e l^2}{8E_B I_{red}} \quad (2.9)$$

Звідси

$$H = \frac{8E_B I_{red} f_b}{e l^2} \quad (2.10)$$

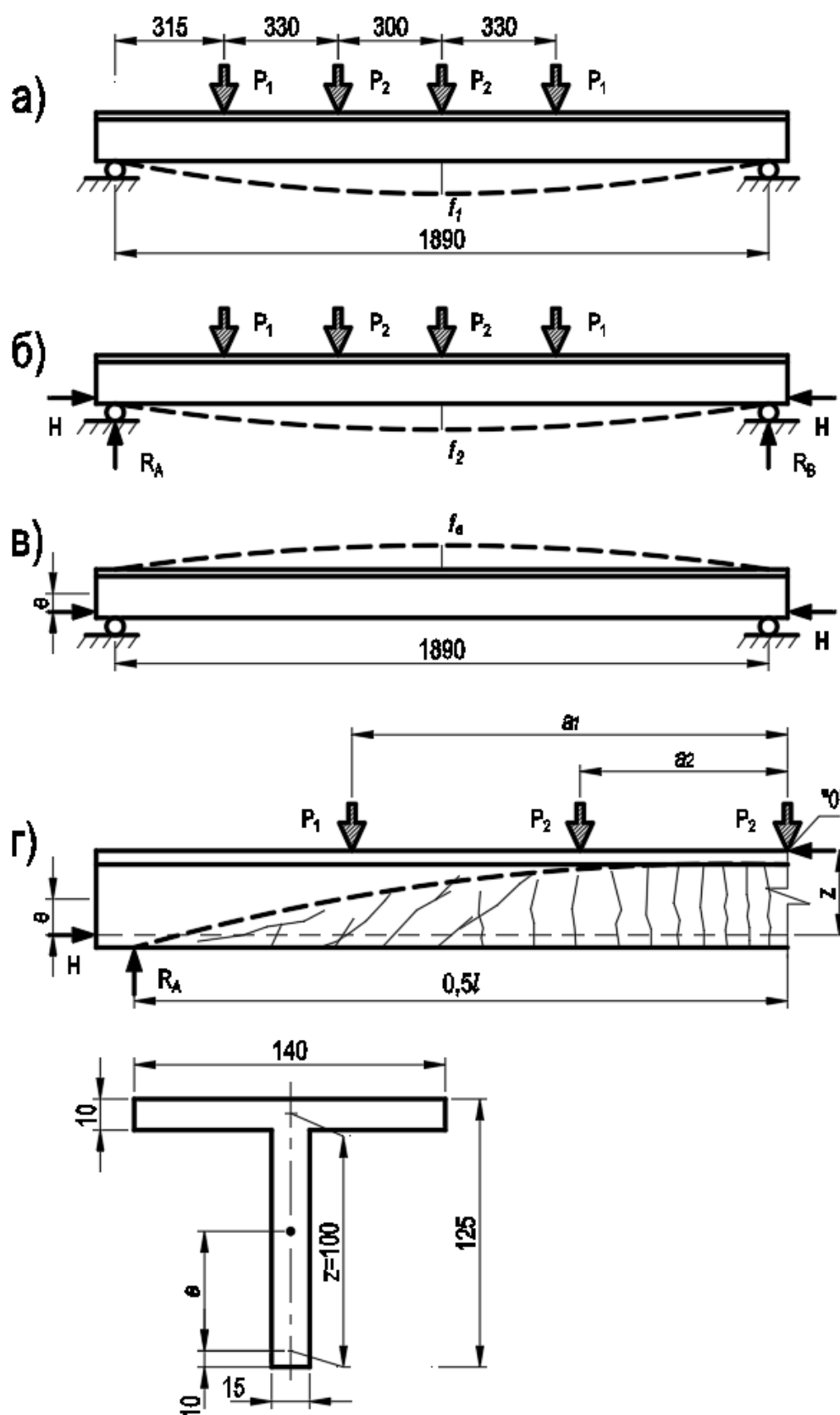


Рисунок 2.5 - Схеми до експериментально-розрахункового (а, б, в) і теоретичного (г, д) визначення розпірної сили H за горизонтальної нерухомості шарнірних опорних частин.

У цих формулах:

e - ексцентриситет прикладання розпору H відносно центру ваги приведенного перерізу; E_B - Початковий модуль пружності бетону; I_{red} - момент інерції приведенного (фіктивного) поперечного перерізу балки.

Для теоретичного розрахунку розпору також застосована нова схема, основана на зафіксованому в численних експериментальних дослідженнях згинаних елементів, зокрема несучої здатності похилих перерізів [16, 17, 82] особливості тріщиноутворення в згинаних елементах за поперечного згину, яка полягає в утворенні уздовж балки по різному орієнтованих трьох типів тріщини (рисунок 2.5, г): нормальних в середній частині балки, похилих моментних приблизно в $\frac{1}{4}$ прольоту і класичних похилих від головних розтягуючих напружень на приопорних ділянках балок. Ця система тріщин формується за навантажень експлуатаційного рівня і надалі залишається практично незмінною, але основною особливістю такої орієнтації тріщин різних типів є те, що над їх вершинами або берегами формується специфічна зона типу положистої арки, оконтуреної приблизно за траєкторією головних стискуючих напружень (рисунок 2.5, г). Таким чином безрозпірна балкова статична схема змінюється на розпірну аркову. В той же час наявність аркового ефекту дає можливість доволі просто визначати розпір з умов рівноваги, аналогічно як і в класичних арках, не залучаючи до цього більш складні методики, пов'язані з аналізом напружено-деформованого стану перерізів балки від спільної дії навантажень і розпору, як це, наприклад, реалізовано у попередніх роботах різних авторів [6, 52, 53, 54, 136, 137, 138].

Умова рівноваги (рисунок 2.5, д) $\sum M_c = 0$

$$H \cdot z = 0,5R_A l - \sum P_i \cdot a_i \quad (2.11)$$

Звідси

$$H = \frac{0,5R_A l - \sum P_i \cdot a_i}{z} \quad (2.12)$$

У цій формулі $z = (0,85 - 0,9)h$; h – плече пари сил.

Слід також відмітити, що пропонований спосіб визначення зусилля розпору є приблизним, але числовий аналіз показує, що межа його точності не виходить за

допустимі межі точності інженерних розрахунків залізобетонних конструкції [2] і є цілком достатньою для практичних потреб, тобто розрахунків інженерного рівня.

Для виявлення можливості практичного застосування запропонованої методики розрахунку розпору з використанням виявленого у багатьох дослідках [12, 16, 17, 82] трансформації за певних умов балкової статичної схеми в розпірну аркову виконане порівняння теоретично розрахованого за даною методикою розпору з його експериментальними величинами, одержаними експериментально-розрахунковим методом за результатами випробувань прольотної будови. Вони показали, що формула (2.12) дає цілком задовільну збіжність з результатами експерименту, про що нижче.

2.4. Метод жорсткої поперечної балки

Метод жорсткої поперечної балки є одним з варіантів методу розрахунку поперечного розподілу навантаження в системі перехрестих балок [90, 102, 145, 146]. В цьому методі прольотна будова моста розглядається як система з основних балок та поперечних балок, через які навантаження передаються від однієї основної балки до іншої, при цьому основні балки також розглядають як пружні опори для поперечних балок. Згідно з результатами експериментальних досліджень та теоретичного аналізу, при наявності надійного поперечного з'єднання моста і коли відношення ширини в моста до його пролітної довжини ($B/L \leq 0.5$) (зазвичай відносять до категорії "вузьких" мостів), пружний прогин середніх поперечних балок під дією навантаження стає знехтувано малим порівняно з прогинами основних балок. Іншими словами, середня поперечна балка, як ідеальна абсолютно жорстка балка, залишається прямою, як показано на рисунку 2.6. Цей метод розрахунку коефіцієнта поперечного розподілу навантаження, який базується на розгляді поперечних балок як неперервних жорстких тіл, що обпираються на основні балки, називається "методом жорсткої поперечної балки". В колишньому союзі цей метод відомий під сумнівною назвою "метод позацентрального стиску"[24, 35, 43, 59, 61, 134, 145, 146]. Залежно від того, чи враховується жорсткість основних балок при розрахунку, метод може бути поділений на дві категорії: "метод жорсткої поперечної балки" та "модифікований метод жорсткої поперечної балки з урахуванням жорсткості основних балок". Надалі будуть

наведені пояснення для обох методів.

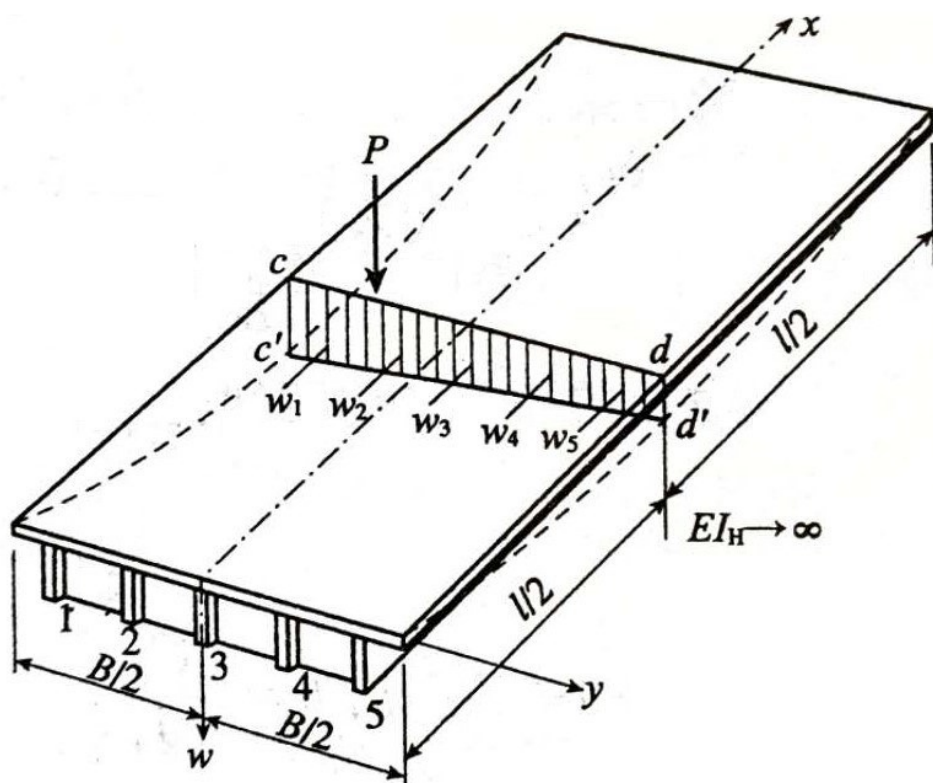


Рисунок 2.6 - Характер деформування прольотної будови методом жорсткої балки

На рисунку 2.7 зображено поперечний переріз, складений з 4 головних балок. Жорсткості на згин кожної з головних балок та відстані між головними балками a_i неоднакові. Зосереджене навантаження P прикладене на відстані e від центра ваги перерізу. Нижче розглянемо розподіл навантаження P на кожну з головних балок до точки O , використовуючи вертикальну силу P , яка діє на точку обертання O , та момент $M = Pe$, який діє на тіло (див. рисунку 2.7). Дія ексцентричного навантаження P повинна бути сумою реакції від сили P та моменту M .

(1) Під дією вертикального навантаження P , через те, що сила діє через точку обертання та припущення про жорсткість поперечної балки, балка буде згинатися лише у вертикальній площині, а прогин кожної з головних балок буде однаковим, тобто: у зв'язку з припущенням про те, що поперечна балка є жорстким тілом, ми можемо застосувати принцип перенесення сили щодо точки O згідно з принципом перенесення сил у твердому тілі. Це означає, що навантаження P можна перемістити

$$\omega'_1 = \omega'_2 = \dots = \omega'$$

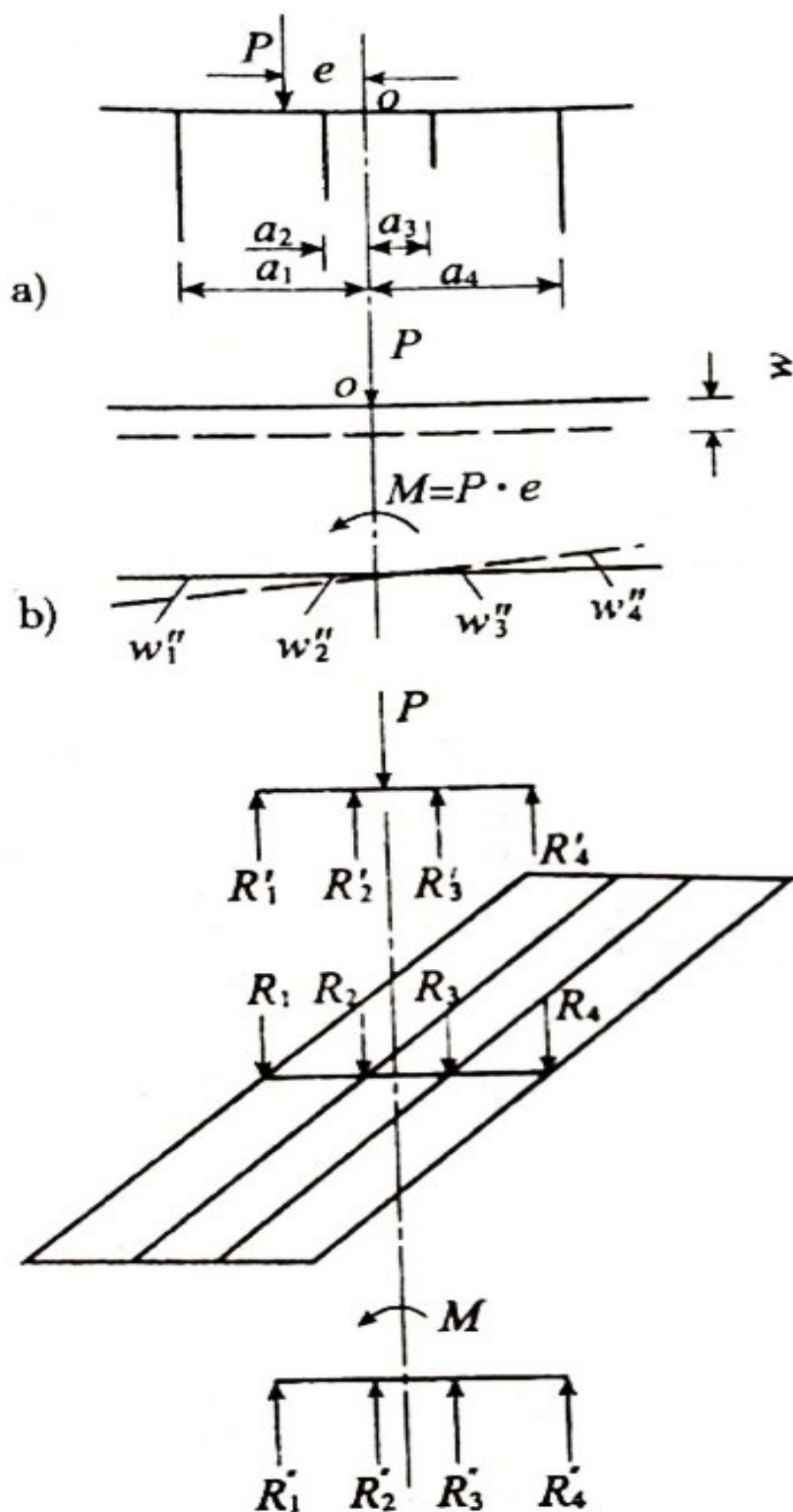


Рисунок 2.7 - Схема розподілу навантаження на кожну головну балку

Згідно зі співвідношенням між навантаженням та прогином у простій балці, яке використовується у будівельній механіці:

$$\omega'_i = \frac{R'_i l^3}{48EI}, \quad \text{або } R'_i = aI_i \omega'_i \quad (2.13)$$

звідси: $a = \frac{48E}{l^3}$

З умови статичної рівноваги та після підстановки формули (2.13) отримуємо:

$$\sum_{i=1}^n R'_i = a\omega'_i \sum_{i=1}^n I_i = P; \quad a\omega'_i = \frac{P}{\sum_{i=1}^n I_i} \quad (2.14)$$

Підставляємо наведену вище формулу у формулу (2.13), щоб отримати:

$$R'_i = \frac{I_i}{\sum_{i=1}^n I_i} \cdot P \quad (2.15)$$

(2) Під дією моменту $M = P \cdot e$ балка повертається на малий кут θ навколо центру кручення О, тому прогин w'' кожної головної балки можна виразити як:

$$\omega''_i = a_i \cdot \tan\theta \quad (2.16)$$

дповідно до формули (2.13) залежність між навантаженням і прогином головної балки має вигляд:

$$R''_i = aI_i\omega''_i \quad (2.17)$$

Підставляємо формулу (2.15) у наведену вище формулу, щоб отримати:

$$R''_i = aI_i \cdot a_i \tan\theta = \beta \cdot a_i \cdot I_i, \beta = a \tan\theta \quad (2.18)$$

и рівноваги моменту ми знаємо, що:

$$\sum_{i=1}^n R''_i \cdot a_i = \beta \sum_{i=1}^n a_i^2 I_i = P \cdot e \quad (2.19)$$

З формули (2.18) отримуємо $\beta = \frac{R''_i}{a_i I_i}$

Підставляємо рівняння (2.19), щоб отримати: $\frac{\sum_{i=1}^n a_i^2 I_i}{a_i I_i} R''_i = P \cdot e$

$$R''_i = P \cdot e \cdot \frac{a_i I_i}{\sum_{i=1}^n a_i^2 I_i} \quad (2.20)$$

(3) Загальна сила позацентрального навантаження P на кожну головну балку, дорівнює сумі двох вищезазначених реакції, а саме:

$$R_i = R'_i + R''_i = \frac{I_i}{\sum_{i=1}^n I_i} P + \frac{I_i a_i}{\sum_{i=1}^n I_i a_i^2} P e \quad (2.21)$$

Вираз (2.21) був похідним для структур з нерівномірними інтервалами між

балками та їх жорсткістю, але більшість мостів мають рівномірні інтервали та жорсткості. З виразу (2.21) легко можна отримати вираз для розподілу навантаження на основну балку такого типу моста.

$$R_i = R'_i + R''_i = \frac{P}{n} + \frac{P \cdot e}{\sum_{i=1}^n a_i^2} \cdot a_i \quad (2.22)$$

На рисунку 2.8 зображено поперечний переріз прольотної будови 6 однаково розташованими основними балками з рівномірними інтервалами b_1 , з однаковою жорсткістю, які з'єднані "жорсткою" поперечною балкою. Коли навантаження P діє на ліву крайню балку при $e = 2.5b_1$, знайдемо розподіл навантаження на кожну основну балку.

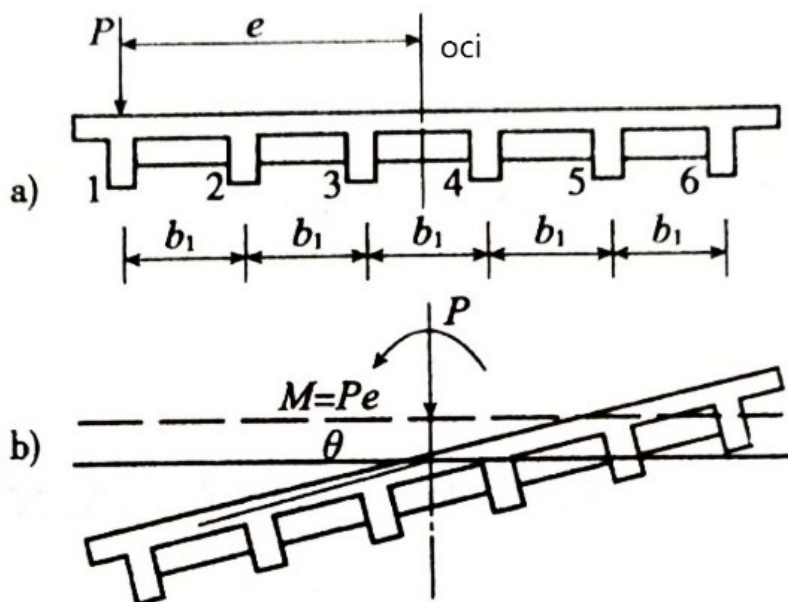


Рисунок 2.8 - Поперечний переріз до прикладу розрахунку

З рисунку видно: $a_1 = a_6 = 2.5b_1$, $a_2 = a_5 = 1.5b_1$, $a_3 = a_4 = 0.5b_1$, $\sum_{i=1}^6 a_i^2 = 2 \times (2.5^2 + 1.5^2 + 0.5^2) \times b_1^2 = 17.5b_1^2$, $n = 6$, підставляючи у формулу (2.22), отримуємо:

$$R_1 = \frac{P}{6} + \frac{P \times 2.5b_1}{17.5b_1^2} \times 2.5b_1 = \left(\frac{1}{6} + \frac{5}{14}\right)P = (0.167 + 0.357)P = 0.524P$$

$$R_2 = \left(\frac{1}{6} + \frac{3}{14}\right)P = (0.167 + 0.214)P = 0.381P$$

$$R_3 = \left(\frac{1}{6} + \frac{1}{14}\right)P = (0.167 + 0.071)P = 0.238P$$

$$R_4 = (0.167 - 0.071)P = 0.096P$$

$$R_5 = (0.167 - 0.214)P = -0.047P$$

$$R_6 = (0.167 - 0.357)P = -0.190P$$

Кожне значення навантаження, яке припадає на кожну основну балку, наносять під саму балку, з'єднуючи вертикальні позначки кожного пункту. Ця лінія, яка з'єднує пункти, називається лінією впливу розподілу навантаження, коли навантаження P діє на ліву крайню балку. Очевидно, що ця лінія розподілу навантаження буде пряма лінія (рисунок 2.8). Одночасно $R_1 + R_2 + \dots + R_6 = P$, тобто алгебраїчна сума реакцій основних балок на поперечну балку повинна дорівнювати зовнішньому навантаженню P , це часто використовується як умова перевірки.

Нехай $P=1$ у формулі (2.22), тобто одиничне зосереджене навантаження, тоді сила реакції кожної головної балки дорівнює:

$$R_i = \frac{1}{n} \pm \frac{e \cdot a_1}{\sum_{i=1}^n a_i^2} \quad (2.23)$$

Відповідно до теореми взаємності сили протидії: коли $P=1$ діє на певну головну балку, сила реакції кожної головної балки дорівнює значенню зміни сили реакції головної балки, коли $P=1$ рухається на цих головних балках, тобто є, головний промінь. Сила реакції променя впливає на координати лінії. Отже, у формулі (2.23), якщо взяти за відстань від лівої крайньої балки до центру мосту, тобто $P=1$ діє на ліву балку, а значення a_i різних положень балок підставляються, щоб отримати реакцію R_i , тобто координати лінії впливу розподілу навантаження лівої крайньої балки. Якщо конструкція є симетричною зліва направо, лінії впливу розподілу навантаження двох крайніх балок також повинно бути симетричним. Аналогічно, виходячи з теореми про взаємність сил реакції, лінії впливу розподілу навантаження інших балок можна отримати, використовуючи координати ліній впливу крайніх балок, що значно економить час розрахунків. Як показано на рисунку 2.9, позначимо η_{12} для балки № 1, позначимо η_{62} для балки № 6 і з'єднаємо їх прямою лінією, тобто лінією впливу розподілу навантаження аналогічно для балки №. 1 позначимо η_{13} , для балки № 6 - η_{63} і з'єднаємо прямою лінією, тобто лінією впливу розподілу навантаження для балки № 6. І так далі для інших балок. Слід зазначити, що це спрощення працює лише тоді, коли лінії впливу є прямолінійними.

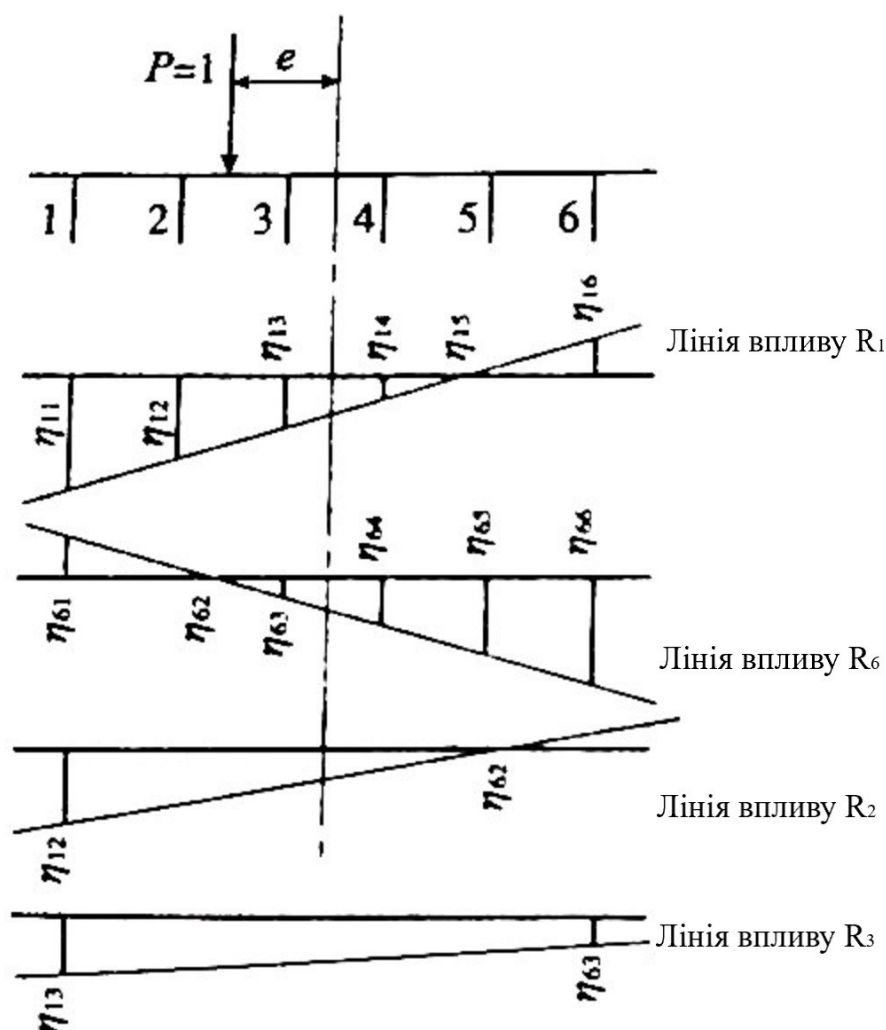


Рисунок 2.9. Лінії впливу розподілу навантаження поперек прольоту для головних балок.

Якщо жорсткість I у формулі (2.21) замінити малою площею ΔF або ліву і праву частини формули (2.22) розділити на малу площу ΔF , то:

$$\frac{R_1}{\Delta F} = \frac{P}{n \cdot \Delta F} \pm \frac{Pe}{\Delta F \sum_{i=1}^n a_i^2} \cdot a_i \quad (2.24)$$

Потім порівняти з формулою для розрахунку напружень позацентрово стиснутих стрижнів:

$$\sigma_y = \frac{P}{F} \pm \frac{M}{I} \cdot y \quad (2.25)$$

Можна побачити, що вони повністю подібні, тобто $\frac{R_i}{\Delta F} = \sigma_y$, $Pe = M$, $(n\Delta F = F)$, $\Delta F \sum_{i=1}^n a_i^2 = I$ та a_i відповідно пов'язані з напруженням σ_y . Тому на практиці метод розподілу жорсткої балки також відомий як «метод позацентрового стиску».

(4) Визначення коефіцієнта розподілу навантаження в поперечному напрямку за методом жорсткої поперечної балки.

З врахуванням ліній впливу розподілу навантаження в поперечному напрямку для головної балки, можна визначити найнебезпечніше положення транспортного засобу на поперечному перерізі моста, обчислити максимальне значення коефіцієнта поперечного перерізу КПП на головну балку, тобто максимальне значення навантаження R_i . (рисунок 2.10)

$$\max R_i = \frac{P}{2} (\eta_1 + \eta_2 + \dots + \eta_n) - \frac{P}{2} \sum \eta_i = m_{cq} \cdot P \quad (2.26)$$

формулі $m_{cq} = \frac{1}{2} \sum \eta_i$ - це коефіцієнт розподілу навантаження в поперечному напрямку для головної балки і при дії автомобільного навантаження.

Згідно з методом розподілу за жорсткою поперечною балкою, лінія впливу для головної балки є прямою лінією, тому немає необхідності визначати координати лінії впливу η_i для кожного навантаження від коліс згідно з формулою (2.26). Достатньо лише знайти сумарну силу R для всіх коліс та помножити її на ординат $\bar{\eta}$ від сумарної сили.

На рисунку 2.10 показано поперечний переріз прольотної будови моста з 6 основними балками. Ширина чистої проїжджої частини становить 7 метрів, з обох боків є тротуари шириною 1,50 метра. Навантаження від натовпу становить $q_0 = 2.5 \text{ kN/m}^2$. Необхідно визначити коефіцієнти розподілу навантаження m_{cq} (від автомобільного навантаження) та m_{cr} (від навантаження натовпу) для 6-тої балки.

Лінія впливу розподілу навантаження в поперечному напрямку для 6-тої балки симетрична до 1-шої балки, як показано на рисунку 2.9. На (рисунок 2.10, б) поперечному перерізі моста показана лінія впливу для балки №6.

1. Знайти m_{cq}

Згідно з правилами поперечного розташування дві колони автомобілів розташовані в поперечному напрямку, як показано на рисунку 2.10, б. Крайнє колесо від краю бордюру не менше 0,5м, тому воно знаходиться на відстані $\frac{1}{2} \times (5 \times 1.6 - 7.00) + 0.5 = 1.00 \text{ m}$ від осі 6-тої балки. Сумарна сила R від чотирьох коліс дорівнює

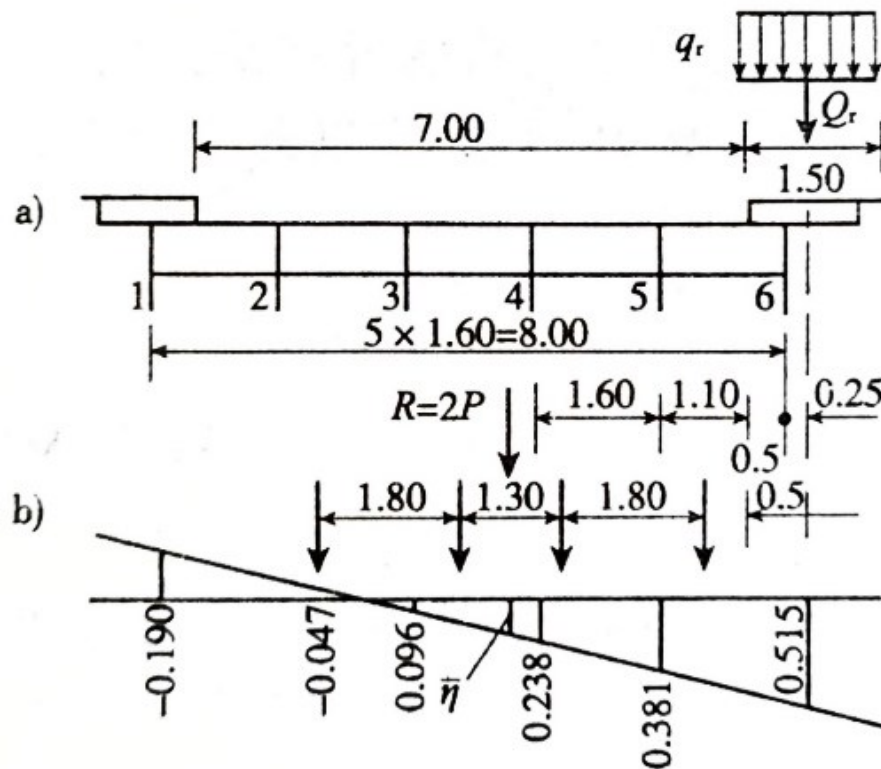


Рисунок 2.10 - Розрахунок коефіцієнта поперечного розподілу навантаження балки

$2P$, її положення від крайнього колеса становить $1.80 + \frac{1}{2} \times 1.30 = 2.45m$, тобто відстань до осі 6-тої балки дорівнює 3.45м, а до 4-тої балки - 0.25 метра. Ординат $\bar{\eta}$ сумарної сили R можна знайти за допомогою лінійної інтерполяції між η_3 і η_4 . № 6 (одиниця виміру: м)

$$\bar{\eta} = 0.096 + (0.238 - 0.096) \times \frac{1.60 - 0.25}{1.60} = 0.096 + 0.142 \times \frac{1.35}{1.60} = 0.216$$

$$\max R_6 = 2P \times 0.216 = 0.432P = m_{cq} \cdot P$$

$$m_{cq} = 0.432$$

2. Знайти m_{cr}

Навантаження від натовпу розподіляється рівномірно, а його результуюча сила становить 0,25 м (зовні) від крайньої балки № 6, а ордината η_r лінії впливу під результуючою силою екстраполюється на η_5 і η_6 , щоб отримати:

$$\eta_r = 0.381 + 0.143 \times \frac{1.85}{1.60} = 0.546$$

Сумарне навантаження від натовпу на довжині моста 1.00м позначається як $q_0 \times 1.50 = 2.50 \times 1.50 = 3.75(kN/m)$

$$\max R_{6r} = 3.75 \times \eta_r = 3.75 \times m_{cr}$$

$$m_{cr} = 0.546$$

Слід зазначити, що для балки № 6 m_{cr} , отримане шляхом навантаження на тротуар з одного боку, є більшим, ніж отримане при навантаженні з обох сторін.

Згідно з вимогами до конструкції, часто необхідно розрахувати коефіцієнти поперечного розподілу навантаження причепів і гусеничних транспортних засобів (представлені відповідно m_{cg} і m_{cl}). Метод такий самий, як і для m_{cg} і m_{cl} , тому він не повторюється.

Обговорені вище концепції методу жорсткої поперечної балки є чіткими, а обчислення є простими, що робить його одним з найбільш використовуваних методів для розрахунку коефіцієнта розподілу навантаження в поперечному напрямку в інженерному проектуванні. Однак, через те, що при розрахунках наближено вважається, що жорсткість поперечної балки майже нескінченно велика і не береться до уваги жорсткість проти кручення основної балки, це призводить до переоцінки навантаження на крайні балки. У зв'язку з цим, вчені з усього світу запропонували метод модифікованої жорсткої поперечної балки з урахуванням жорсткості проти кручення основної балки.

Висновки до розділу 2

1. Зважаючи на актуальність, практичне значення проблеми, складне розроблення проектної документації, необхідно створити теорію реконструкції мостів, яка повинна бути окремим розділом знань і наукових досліджень, можливо зі своїми нормами проектування. Але ця теорія не може бути відірваною від теорії проектування мостів. Вони мусять бути взаємно пов'язані, а саме: проектуючи новий міст потрібно передбачати можливість його майбутньої реконструкції і закладати в проект відповідні конструктивні елементи (хоча це і збільшує вартість), а проектуючи реконструкцію всі експлуатаційні вимоги приймати як для нового моста.

2. В проекті реконструкції важливе завдання полягає у виявленні усіх прихованих за попереднього проектування резервів несучої здатності наявних елементів моста за рахунок застосування більш сучасних методів розрахунку. За умови залучення цих

резервів в роботу можна суттєво зменшити об'єм підсилення. Тому в розрахунках зусиль у реконструйованій споруді необхідно застосовувати просторові методи розрахунків.

3. Внаслідок зменшення жорсткості пружно-пластичний згинальний момент M_{pe} буде меншим від пружного M_{el} за рахунок перерозподілу частини навантаження на суміжні з розраховуваним більш жорсткі елементи. Це зменшення порівняно з пружним розрахунком, за яким проектували балки, і становити прихований резерв їх вантажопідйомності, який в реальних умовах (залежно від співвідношення жорсткостей) для окремих найбільше навантажених балок може досягати 35-40%. Цього цілком достатньо, щоб допустити подальшу експлуатацію залізобетонних прольотних будов старої побудови на сучасні збільшені тимчасові навантаження без їх підсилення.

4. Метод жорсткої поперечної балки є одним з варіантів методу розрахунку поперечного розподілу навантаження в системі перехрестих балок. В цьому методі прольотна будова моста розглядається як система з основних балок та поперечних балок, через які навантаження передаються від однієї основної балки до іншої, при цьому основні балки також розглядають як пружні опори для поперечних балок. Згідно з результатами експериментальних досліджень та теоретичного аналізу, при наявності надійного поперечного з'єднання моста і коли відношення ширини моста до його прольотної довжини ($B/L \leq 0.5$) (зазвичай відносять до категорії "вузьких" мостів), пружний прогин середніх поперечних балок під дією навантаження стає знехтувано малим порівняно з прогинами основних балок.

РОЗДІЛ 3. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ ПРОСТОРОВОЇ РОБОТИ ПЕРЕХРЕСНО-РЕБРИСТИХ ПРОЛЬОТНИХ БУДОВ НА МОДЕЛЯХ.

Згідно поставлених завдань та мети дослідження було розроблено програму досліджень та проведено випробування дослідних зразків з оргскла, моделі із залізобетону та натурної прольотної будови різних серій (таблиця 3.1).

Таблиця 3.1 - Програма і завдання експериментальних досліджень

Серія, № п/п	Статичні схеми і опис	Завдання дослідження
1. Випробування зразків маломасштабної моделі з оргскла	вільнообперта	Виконати перевірку теоретичних і конструктивних пропозицій, оцінити вплив зміни статичної схеми у пружній стадії на ступені підсилення балок
	шарнірно нерухома	
	защемлена	
2. Випробування великомасштабної моделі із залізобетону	вільнообперта	Вдосконалити метод просторового розрахунку з урахуванням наявності пружно-пластичної роботи
3. Випробування натурної прольотної будови	вільнообперта	Визначити деформативність та характер просторової роботи до і після реконструкції, визначити ефективність підсилення зміною статичної схеми, визначити ефект впливу накладної плити на напружено-деформаційний стан прольотної будови
	шарнірно нерухома	
	защемлена	
	защемлена з накладною плитою	
	навантаження для експлуатації	

Моделювання як метод дослідження об'єктів пізнання на моделях реально існуючих технічних систем, інженерних конструкцій, різноманітних процесів, соціальних явищ і т.п. Через багато значимість його можна віднести до філософської категорії всеохоплюючого рівня. Сьогодні важко назвати область науки та її практичних додатків де б моделювання не мало істотного значення.

Поняття моделювання являється гносеологічною категорією, яка характеризує один із важливих шляхів пізнання. Завдяки перенесенню результатів, побудови і дослідження моделей на "оригінал" за дотримання певних правил моделювання, серед яких основним є теорія подібності і розмірностей [65]. Результативність моделювання значно зростає за умови дотримання геометричної подібності форми і фізичної подібності матеріалів. Таке моделювання називають фізичним [18, 22, 65, 78, 103, 105, 106, 115, 121, 132]. Його основна особливість полягає в тому, що теоретичний розрахунок досліджуваної моделі описується тими ж математичними співвідношеннями, що і модельований "оригінал".

Моделювання під час дослідження складних залізобетонних конструкцій, до яких відносять прольотні будови мостів, являється вельми ефективним методом одержання найбільш повної і достовірної інформації про досліджувану конструкцію, більшої ніж під час випробування натурних конструкцій.

Моделювання під час дослідження роботи під навантаженням мостових конструкцій дозволяє за мінімальних затрат матеріалів, трудомісткості і вартості експериментально виявити характер зміни напружено-деформованого стану, встановити якісну і кількісну картину розподілу зусиль між елементами прольотної будови та її дійсну розрахункову схему і перевірити правомірність покладених в основу розрахунку гіпотез[18, 45, 78, 103, 105, 106, 121].

Для дослідження деформативності й характеру тріщиноутворення в складних просторових конструкціях прольотних будов використовують моделі, виготовлені з матеріалу, аналогічного до матеріалу натурної конструкції, наприклад, дрібнозернистого бетону[8, 22, 24, 31, 43, 65, 70, 106, 121]. Доцільно також проводити паралельно випробування малих моделей з пружних матеріалів[18, 45, 65, 78, 103, 106, 115] і великих з матеріалу, подібного до натурної конструкції. Одержана таким

способом інформація більш достовірна і дозволяє взаємний контроль.

Експериментальні дослідження просторової роботи великорозмірної моделі проводили разом з дослідженнями пружних малорозмірних моделей стосовно збірних діафрагмових прольотних будов з залізобетонних балок за ТП вип.56[143, 145, 146, 149]. Саме цей тип прольотних будов, збудованих у великій кількості в 50-60-тих роках 20 ст., в даний час потребує перерахунків для більш точного визначення величини і просторового розподілу зусиль та виявлення прихованих резервів вантажопідйомності, а також встановлення необхідності їх підсилення для забезпечення умов подальшої нормальної експлуатації.

3.1. Випробування маломасштабної моделі перехресно-ребристої прольотної будови та їх аналіз.

Результати експериментального дослідження малорозмірної моделі перехресно-ребристої прольотної будови є вагомим доповненням до основних випробувань аналогічної великорозмірної залізобетонної моделі за умови збереження геометричної подібності між ними, але застосування для виготовлення іншого матеріалу - пружного.

На даний час найбільш повно і детально розроблені методи розрахунку просторових конструкцій у пружній стадії їх роботи. Однак і у цих методах прийняті робочі гіпотези без достатнього обґрунтування. В зв'язку з цим для підтвердження або спростування цих гіпотез виникає необхідність детального вивчення саме пружної роботи цих конструкцій експериментальним шляхом. Необхідні результати найбільш просто отримати шляхом дослідження моделей малого масштабу, виготовлених з повністю пружного матеріалу. Основна перевага таких досліджень полягає в тому, що досліджувана модель працює в одній пружній стадії напружено-деформованого стану незалежно від схеми і величини випробувального навантаження. Тому це дає можливість отримати експериментальні дані в "чистому" виді без впливу інших факторів (наприклад, тріщиноутворення, нелінійного деформування і т.н.). А це в свою чергу дає можливість перевірки теоретичних розрахунків з результатами експериментів шляхом їх прямого порівняння без урахування масштабного фактора.

Перехресно-ребристі системи прольотних будов мостів повністю відповідають

описаним загальним умовам моделювання як системи ортогональних стержнів, у яких залежно від їхніх геометричних і фізичних характеристик під навантаженням створюється напружено-деформований стан і між якими за певними закономірностями і величинами розподіляється зовнішнє навантаження.

Знаходження цих закономірностей і величин розподілу навантаження і є предметом їх просторового розрахунку, як правило, з певними спрощеннями, допущеннями і ідеалізованими розрахунковими моделями.

Тому метою даного експериментального дослідження пружної маломасштабної моделі перехресно-ребристої прольотної будови було одержання експериментальних даних про характер напружено-деформованого стану та дійсний розподіл навантаження між її елементами, а також порівняння цих експериментальних даних з представленою у розділі 2 даної роботи методикою пружного просторового розрахунку.

Другою, не менш важливою метою цього експерименту було дослідження впливу умов обпирання балок на характер просторової роботи моделі та розподілу зовнішнього навантаження між балками. Для цього проводили випробування моделі в межах пружної стадії її роботи за різних варіантів обпирання балок на опорах. Перші випробування проведені за умов шарнірно вільнообпертих балок.

За других випробувань штучно створювали горизонтально нерухоме шарнірне обпирання балок. І за останніх третіх випробувань - повне защемлення балок на опорах. Таким чином два останні випробування розглядали як варіант підсилення балок зміною їх початкової вільнообпертої статичної схеми. Накладання додаткових зв'язків на опорах створювало зовнішню статичну невизначеність, а саме - зменшення згинальних моментів в прольоті балок за рахунок виникнення опорних згинальних моментів. Цей новий варіант розподілу згинальних моментів зі зменшенням їх величини в прольотах може розглядатися як один з ефективних варіантів підсилення існуючих балок прольотної будови[8, 24, 28, 30, 36, 38, 40, 41].

Експеримент повинен був також дати відповідь на питання: чи можна запропоновану методику просторовою розрахунку для вільнообпертих прольотних будов розповсюдити на прольотні будови з іншими умовами обпирання балок 1.

3.1.1 Конструкція дослідного зразка, Технологія виготовлення, Матеріали.

За типом і конструкцією дослідний зразок ДК-1 є зменшеною у певному масштабі, повністю геометрично подібною моделлю натурної перехресно-ребристої залізобетонної прольотної будови за типовим проектом ТП вип.56 [143, 149]. За основу проектування і виготовлення моделі з типової номенклатури прийняли досить розповсюджений варіант натурної прольотної будови з розрахунковим прольотом $L = 16,2\text{м}$ і шириною між осями крайніх балок $B = 5 \times 1,4 = 7,0\text{м}$, тобто із співвідношенням $B/L = \frac{7,0}{16,2} = 0,43 < 0,5$. За такого співвідношення попередні приблизні просторові розрахунки проекрованої моделі допускається проводити за методом поперечної жорсткої балки (методом позацентрового стиску).[90,102,145,146]

Масштаб 1:20 зменшення розмірів моделі відносно "натури" приймали, враховуючи:

- необхідність виконання, принаймні двох умов. По-перше це забезпечення якості виготовлення моделі, цілком закономірно вважаючи, що із збільшенням розмірів зростає ймовірність виникнення дефектів, зокрема у таких важливих елементах, як клеєві з'єднання елементів моделі; по-друге розміри моделі також істотно впливають на зручність встановлення і кріплення вимірювальних приладів.

З врахуванням відмічених вище особливостей застосування моделювання в експериментальних дослідних будівельних конструкцій запроектована і виготовляна модель прольотної будови, показана на рисунку 3.1.

Розміри моделі - довжина прольоту $L_m = 81\text{см}$, ширина між крайніми балками $B_m = 35\text{см}$, висота балок 4,8см, і частково розміри перерізів визначені з умов повної геометричної подібності до "натури". При цьому у моделі збережено те ж співвідношення $B_m/L_m = \frac{35}{81} = 0,43$, що і в модельованій натурній прольотній будові.

Оскільки метою цього експерименту було вивчення просторової роботи натурної прольотної будови у пружній стадії її роботи, то відповідно до цього підбирали матеріал для виготовлення моделі. Цим умовам експерименту відповідає цілком пружній матеріал - оргскло марки СОР - 95 різної товщини. Для поздовжніх ребер використали смугове оргскло товщиною 12мм, ця товщина дещо не відповідає

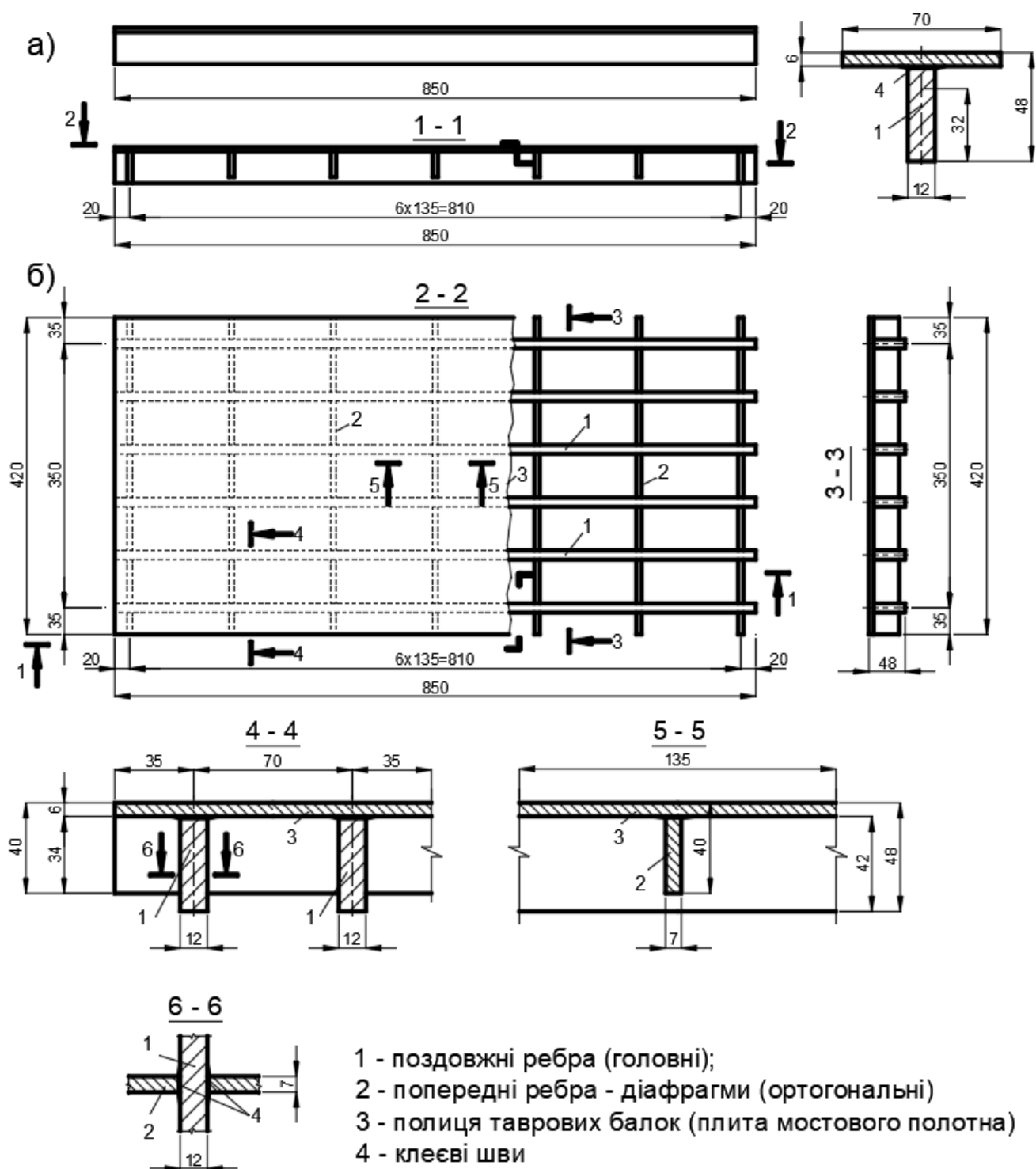


Рисунок 3.1 - моделі конструкція ДК-1 прольотної будови

масштабу 1:20, але необхідність її прийняття обґрунтована наступними міркуваннями. По-перше поздовжнє ребро "натури"(головна балка) має досить значне армування, наявність якого компенсує збільшення товщини ребра моделі; по-друге така ширина ребра моделі необхідна для гарантованого забезпечення міцності на зріз досить

важливого клеєвого шва склеювання ребра з верхньою плитою в комплексному тавровому перерізі поздовжнього ребра (див. рисунок 3,1). Аналогічні міркування приймали до уваги щодо товщини поперечних ребер з листового оргскла товщиною 8,0мм.

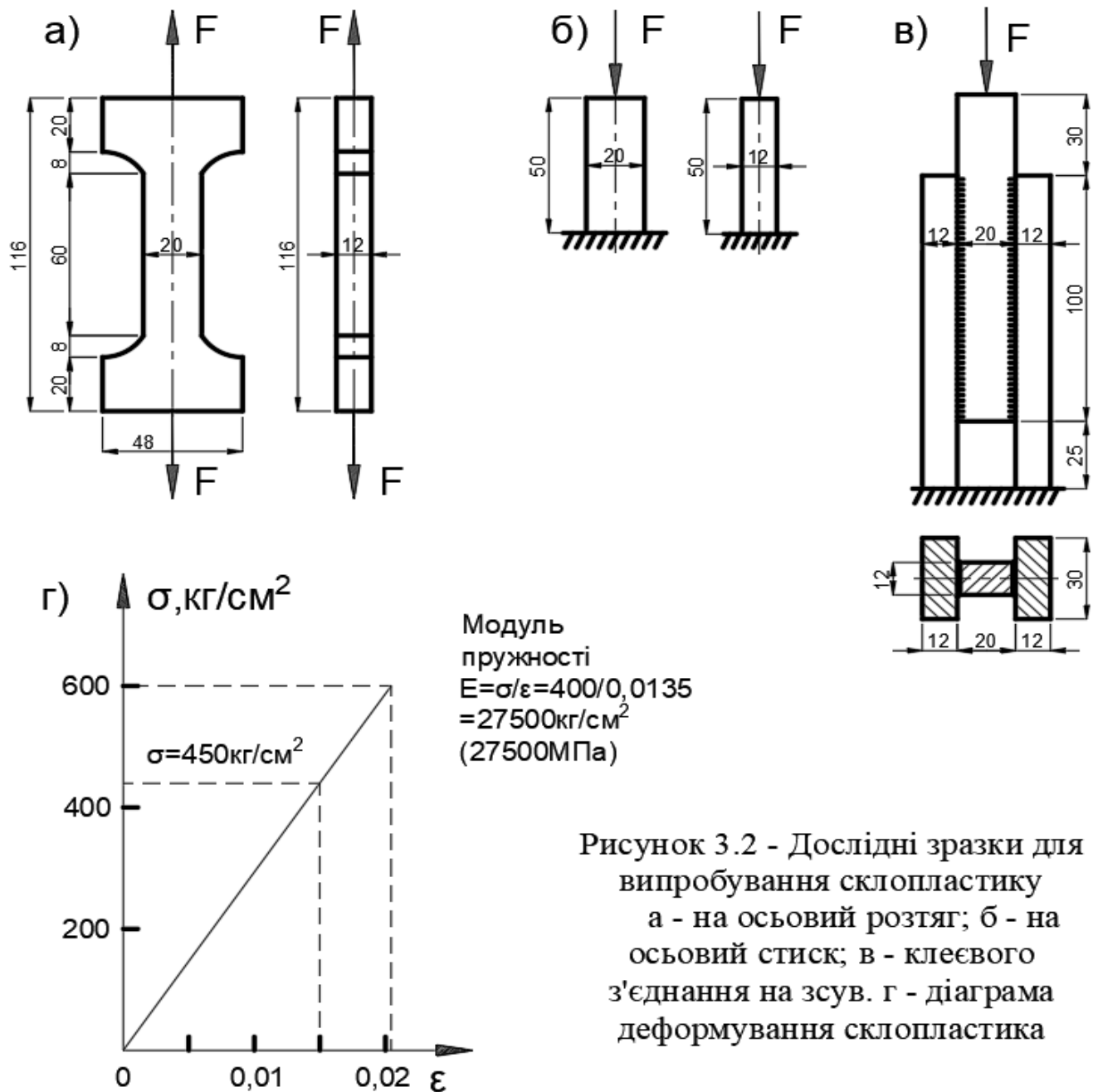
Оскільки метою цього експерименту було вивчення просторової роботи натурної прольотної будови у пружній стадії її роботи, то відповідно до цього підбирали матеріал для виготовлення моделі. Цим умовам експерименту відповідає цілком пружній матеріал - оргскло марки СОР - 95 різної товщини. Для поздовжніх ребер використали смугове оргскло товщиною 12мм, ця товщина дещо не відповідає масштабу 1:20, але необхідність її прийняття обґрунтована наступними міркуваннями. По-перше поздовжнє ребро "натури"(головна балка) має досить значне армування, наявність якого компенсує збільшення товщини ребра моделі; по-друге така ширина ребра моделі необхідна для гарантованого забезпечення міцності на зріз досить важливого клеєвого шва склеювання ребра з верхньою плитою в комплексному тавровому перерізі поздовжнього ребра (див. рисунок 3,1). Аналогічні міркування приймали до уваги щодо товщини поперечних ребер з листового оргскла товщиною 8,0мм.

Для склеювання деталей моделі між собою використовували діхлоретан, змішаний зі стружкого оргскла (50гр діхлоретану і 2 столових ложки стружки оргскла) для одержання гелеподібної субстанції, яку і використовували як клей.

Одночасно з моделлю виготовляли окремі балки (2шт), аналогічної конструкції, що і в моделях. Результати випробувань цих балок використовували під час аналізу результатів випробувань моделі, за аналогічною методикою, як і у раніше проведених подібних експериментальних дослідженнях.[22, 24, 31, 43, 70, 73, 139]

Фізично-механічні характеристики склопластика і міцність клеєвих з'єднань на зсув визначали за результатами випробувань зразків склопластику на осьовий розтяг і осьовий стиск, а клеєвих з'єднань - на зсув. Форма дослідних зразків на рисунку 3,2.

За результатами проектування моделі та випробування склопластику і клеєвих з'єднань одержали наступні дані, використовувані під час аналізу результатів випробувань моделі.



1. Поздовжнє ребро (головна балка - 1)

- Площа перерізу $A = 9,24 \text{ см}^2$

- Положення центру ваги перерізу і відстань від низу балки (рисунок 3.1,а) $Y_{\text{ц}} = 3,19 \text{ см}$

- Висота балки $h = 4,8 \text{ см}$

- Момент інерції $I = 20,7304 \text{ см}^4$

- Момент опору перерізу відносно нижньої грані балки $W = 5,50 \text{ см}^3$

2. Поперечне ребро (діафрагми, рисунок 3.1,б)

- Площа перерізу $A_{\text{д}} = 10,49 \text{ см}^2$

- Положення центра ваги перерізу $Y_{\text{мд}} = 3,25\text{см}$
- Момент інерції перерізу $I_d = 7,36\text{ см}^4$
- Момент опору $W_g = 2,26\text{см}^3$

Характеристики склопластику

- тимчасова межа міцності на осьовий розтяг і осьовий стиск (мінімальна): $\bar{R} = 600\text{кг/см}^2 (60\text{МПа})$
- тимчасова межа міцності клеєвого з'єднання склеюванням (мінімальна): $\bar{R} = 45\text{кг/см}^2 (4,5\text{ МПа})$
- модуль пружності $E = 27500\text{кг/см}^2$ (середині з п'яти випробуваних зразків)
- характер деформування - лінійне (пружна стадія) на всьому діапазоні навантаження до миттєвого крихкого розриву.

В моделюванні якість результатів експерименту у значній мірі залежить від якості виконання моделі, малі розміри елементів і деталей якої роблять її значно більш чутливою до дефектів порівняно з "натурою", у якої під час випробувань навіть не проявляються певні типи дефектів. Тому технології виготовлення моделі необхідно приділяти належну увагу. Краще це робити за спеціально розробленими вимогами або навіть за технологічними картами. Особливо це стосується об'єднання елементів склеюванням, що при виготовленні моделі практикується доволі часто.

Модель прольотної будови, виготовлення якої передбачене для даних досліджень, конструктивно має ту особливість, що її основні елементи (рисунок 3.1,б): плита мостового полотна (3) (вона ж одночасно є полицею таврових балок) і поздовжні ребра (головні балки-1) є суцільними, тобто не мають стиків в межах прольоту, тому об'єднанню склеюванням підлягають поздовжні ребра (1) з верхньою полицею (3) і вклеєні в проміжки між балками поперечні діафрагми (2).

Для склеювання використовували діхлоретан (шкідлива речовина!), який в природному стані має густину подібну до води і миттєво реагує з поверхнею оргскла, тобто в такому виді не зовсім придатний для склеювання. Але якщо змішати його разом із стружкою з оргскла (50гр діхлоретану на 2 столові ложки стружки), то через 24 год реагування одержимо гелеподібну субстанцію, яка і буде клеєм для надійного склеювання елементів моделі. Якість склеювання перевіряли експериментально

випробуванням склеєних зразків на чистий зсув (див. рисунок 3,2,в). Одержали також задовільний результат: дотичні напруження у клеєвому шві значно менші від його несучої здатності.

Технологія склеювання була досить простою. Модель виготовляли у положенні "ребрами вверх". Для цього верхній лист склопластику, який імітує плиту мостового полотна і має габаритні розміри моделі 880×420мм, відповідно підготовлений з розміченими і вивіреними осями ребер вкладали на жорстку горизонтальну поверхню і надійно фіксували від можливих під час приклеювання випадкових зсувів, вібрацій і т.п. Перед наклеюванням зони розташування клеєвих швів змащували сирим дихлоретаном (пензлем за два рази), який миттєво реагував із склопластиком і створював у місцях наклеювання шороховату поверхню, на яку і наносився шар клею, вставлялось поздовжнє ребро і струбцинами фіксувалося його вертикальне положення і накладеним зверху вантажем воно притискалось до плити на весь період полімеризації клею. При цьому надлишок клею витискався за межі товщини ребра, а товщина клеєвого шва не перевищувала 0,3~0,5 мм.

Поперечні ребра вклеювали індивідуально між поздовжніми ребрами, а їх розміри коригували по місцю щоб товщина клеєвих швів не перевищувала 0,3-0,5мм.

Практичне виготовлення даної моделі показало, що робота з оргсклом насправді не така важка і ресурсозатратна, як інколи здається. За ретельного і відповідального ставлення до цієї роботи, навіть не маючи великого досвіду можна отримати продукт високої якості, про що і свідчить вперше виготовлена модель.

3.1.2 Методика і техніка експериментальних досліджень моделі.

Методика експериментального дослідження моделі розроблялася відповідно до мети і завдань дослідження, яка по суті включала вивчення двох актуальних для перехресно-ребристих систем завдань:

- якісний і кількісний характер розподілу навантаження між балками прольотної будови;
- вплив умов обпирання балок (вільнообперті, горизонтально шарнірно нерухомі, защемлені) на просторовий розподіл навантаження та ступінь підсилення балок

змінюю статичної схеми: розвантаження в прольоті за рахунок виникнення опорних моментів у змінній статичній схемі.

Для випробування моделі була запроектована і виготовлена спеціальна випробувальна установка (рисунк 3.3) з наступними технічними характеристиками:

- максимальна кількість балок (поздовжніх ребер) досліджувальної моделі-10шт;
- навантажувальній пристрій важільного типу створює стабільне навантаження ступеневого типу;
- можливість навантажувати зосередженою силою у довільній точці по площі моделі;
- створювати різні умови обпирання і вільнообперта; горизонтально шарнірно нерухомі опори, повне защемлення балок на опорах.

Випробувальна установка (рисунк 3.3) складається з замкнутої прямокутної опорної рами ОР-1(2), яка служить як для закріплення до нерухомої основи самої установки на площадці її постійного розташування, так і для розташування і кріплення на ній всіх інших робочих елементів.

Серед них - дві рамні опори РО-1 з встановленими на них опорними частинами для обпирання балок (поздовжніх ребер) моделі. Конструкція цих опорних частин дозволяє встановлення і закріплення кільцевих динамометрів Д-1, а також допускає регулювання по висоті в межах 5-10мм для забезпечення надійного обпирання всіх балок моделі. Крім того, якщо динамометри не застосовують на їх місці передбачено встановлення спеціальних інвентарних підставок (також регульованих по висоті), на які балки моделі обпираються через рухомі і нерухомі шарніри (вільнообперта статична схема), висотне положення яких регулювали гвинтами.

До рами ОР-1 кріпляться також вертикальні стояки з встановленими і жорстко закріпленими до них болтами балкових елементів з горизонтальними і вертикальними фіксаторами Ф-1 для створення (за умовами експерименту) інших статичних схем обпирання балок: горизонтальної шарнірної нерухомості і повного защемлення на опорах (див. деталі на рисунку 3.3 а, б, в). Фіксаторами, які безпосередньо впираються у торці балок слугують болти з різьбою М8, вгвинчені в нерухомі гайки (за кількістю балок моделі), закріплені до балкових елементів.

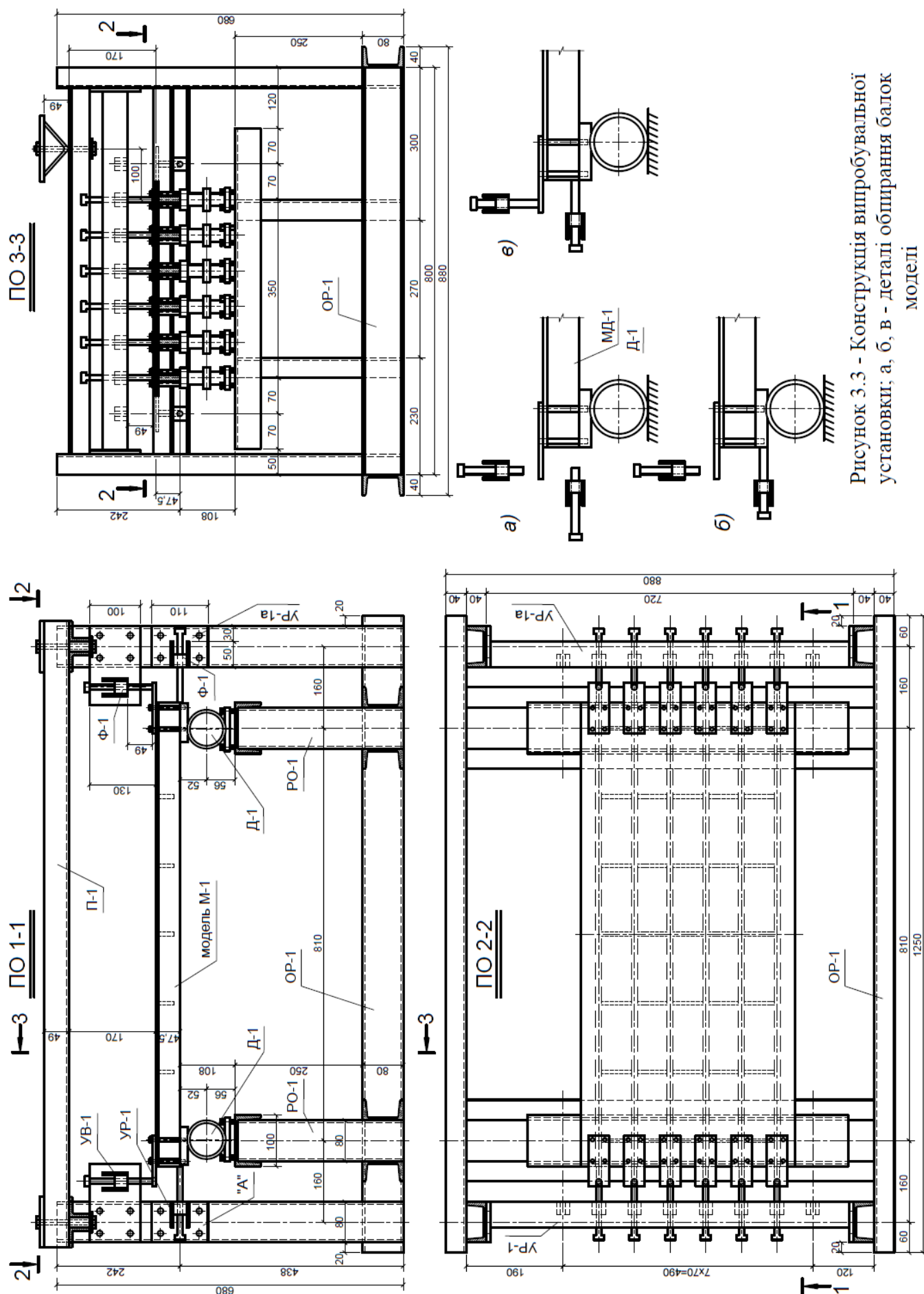


Рисунок 3.3 - Конструкція випробувальної установки; а, б, в - деталі обпірання балок моделі

За умовами експерименту моделі повинні навантажуватись зосередженою силою в точках перетину поздовжніх і поперечних ребер. Для цього для передачі навантаження у випробувальній установці передбачене влаштування спеціального важільною пристрою, який давав можливість навантажувати моделі у довільній точці у межах її площі.

Таким чином конструкція і експлуатаційні характеристики випробувальної установки повністю відповідали запланованій меті і завданням експериментальних досліджень. Загальний вид випробувальної установки показані на рисунку 3.4.



Рисунок 3.4 - Загальний вид випробувальної установки

Моделі навантажували зосередженою силою, яку прикладали вибірково у вузлах перетину поздовжніх і поперечних ребер таким чином, щоб одержати найбільш не вигідні схеми навантаження, які попередньо встановлювали теоретичними розрахунками.

На опорах за перших випробувань для вимірювання опорних реакцій

встановлювати кільцеві динамометри власної конструкції.

В подальших дослідженнях через не зовсім вдалу їх конструкцію та не стабільні покази від них відмовилися. Найбільш стабільним і достовірним було вимірювання вертикальних переміщень у вузлах перетину стержнів перехресно-ребристої системи. Тому ці вимірювання прийняли за основу в подальшому аналізі результатів досліджень згідно програми випробувань.

Навантаження прикладали ступенчато з вимірюванням переміщень на кожній ступені. Окремі балки (2шт) випробовували на цій же випробувальній установці за тією ж методикою, що і випробування моделі.

За одержаними експериментальними прогинами балок аналізували просторову роботу моделі, суть якої зводилась до експериментального визначення розподілу зовнішнього навантаження між балками (поздовжніми ребрами) моделі і порівняння одержаних результатів з розрахунком.

Експериментальне визначення поперечного розподілу зовнішньої сили між балками одержували двома способами:

- за експериментальними прогинами балок моделі, вважаючи, що при пружній роботі розподіл прогинів між балками пропорційний розподілу зосередженої сили. Цей спосіб розподілу рекомендують ДБН[14].

- зіставленням прогинів окремої (еталонної) балки з прогинами таких же балок у складі моделі за однакових схем їх навантаження, приймаючи справедливою умову, що однаковим прогинам еталонної балки і балкам моделі відповідають однакові сили, які припадають на ці балки.

За пружної роботи моделі визначені цими двома способами зовнішні зосереджені сили, що припадають на кожну балку моделі повинні збігатися. Що і буде служити контролем якості випробувань.

3.1.3 Результати випробувань окремих балок

Додаткові до випробувань моделі випробування окремих балок, як і в попередніх дослідах на великорозмірних залізобетонних моделях [22, 24, 31, 43, 70], є новою методичною особливістю цих дослідів, яка полягає в тому, що шляхом порівняння

експериментальних прогинів цих балок з прогинами аналогічних балок у складі моделей встановлювали закономірності розподілу між балками зовнішнього навантаження в залежності від статичної схеми і умов обпирання балок досліджуваної моделі.

Оскільки моделі випробували за трьох різних схем обпирання (статичних схем): вільнообпертої, горизонтально шарнірно нерухомої і жорстко защемленої, то за цими ж схемами обпирання і аналогічними схемами навантаження випробували і окремі балки, приймаючи до уваги, що в подальшому для аналізу просторової роботи моделі використовували лише прогини окремих балок, то і основним результатом їх випробувань були виміряні прогини в перерізах вздовж балок, які в моделі відповідають перерізам розташування поперечних балок (діафрагм) перехресно-ребристої системи.

Прогини балок у вказаних перерізах за всіх трьох схем обпирання (статичних схем) за однією найбільш невигідною схемою навантаження як балок, так і моделі, зосередженою силою в середині прольоту, показані на рисунку 3.5. Розвиток їх за ступенями навантаження є характерним для звичайних згинаних елементів. А залежність між силою і прогинами (діаграма деформування) для всіх статичних схем є очевидно лінійною, що переконливо свідчить про пружний характер роботи і балок і моделі за досягнутого рівня навантаження.

Розрахований за відомою формулою прогини вільнообпертої балки: за максимального навантаження $P=56,62\text{кг}$

$$f_{cal} = \frac{Pl^3}{48EI} = \frac{56,62 \cdot 81^3}{48 \cdot 27500 \cdot 20,7304} = 10,9\text{мм},$$

близько збігається з експериментальним $f_e = 10,5\text{мм}$. Різниця між ними лише 4,5%. Це також переконливо свідчить про досить достовірно визначений з випробувань модуль пружності склопластику використаного для виготовлення балок і моделі.

Вирахуваний прогин для защемленої моделі $f_{cal} = \frac{Fl^3}{192EI} = \frac{56,62 \cdot 81^3}{192 \cdot 27500 \cdot 20,7304} = 2,28\text{мм}$ значно менший від експериментального - 3,97мм. Різниця між ними становить 57,4%. Значно більший експериментальний прогин від теоретичного у

Прогини на балок по етапах завантажень у перерізах										
№	P, кг	Ⓐ прогини f, мм			Ⓑ прогини f, мм			Ⓒ прогини f, мм		
		3-3	2-2	1-1	3-3	2-2	1-1	3-3	2-2	1-1
1	16,4	1,30	2,16	2,50	0,60	1,08	1,32	0,48	0,90	1,11
2	26,45	2,25	3,75	4,37	1,02	1,90	2,36	0,78	1,50	1,85
3	36,51	3,18	5,37	6,29	1,42	2,67	3,35	1,04	2,07	2,57
4	46,56	4,26	7,24	8,49	1,84	3,50	4,34	1,30	2,64	3,32
5	56,62	5,25	9,00	10,50	2,25	4,30	5,30	1,53	3,16	3,97

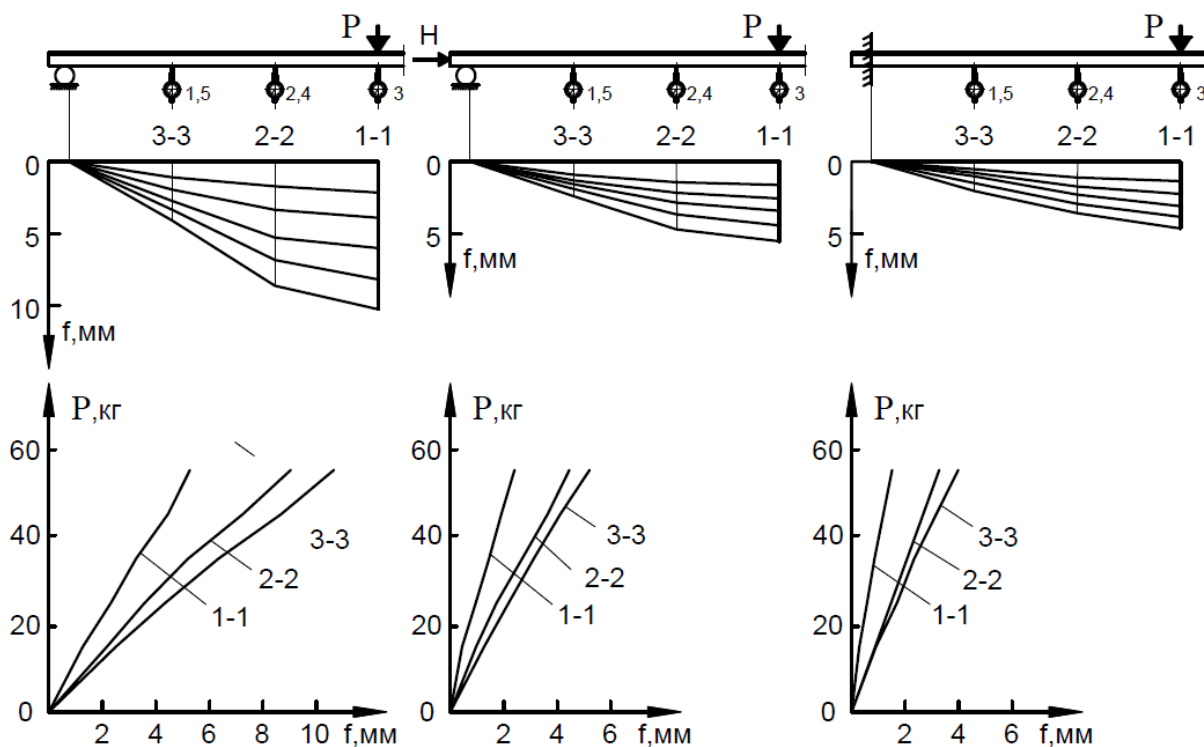


Рисунок 3.5 - Прогини окремої балки та їх епюри і графіки в залежності від статичної схеми. А - вільнообперта, Б - горизонтально шарнірно нерухома, В - защемлена.

цьому випадку можна пояснити лише недосагненням повного жорсткого защемлення балок на опорі. Використаний спосіб фіксації вертикальним фіксатором через металеву пластину - видовжувач (рисунок 3.3, в), закріплений, на торці балки виявився не зовсім ефективним через недостатню його жорсткість порівняно з жорсткістю перерізу балки, тому недопустима податливість і призвела до збільшення прогину.

В той же час прямим порівнянням прогинів балок за різних статичних схем можна оцінити їх ефективність з умов розвантаження балки в прольоті за рахунок

другої і третьої статично невизначених схем обпирання. Так за горизонтально шарнірно нерухомої максимальний прогин зменшився у 1,98 рази, а при тепер уже умовно защемленої у 2,64 рази. Очевидно, що при повному защемленні це зменшення могло сягати величини $\Delta L \sim 4,0-4,5$ рази.

В цілому ефект розвантаження прольоту балок очевидний і свідчить про те, що цей спосіб, як один з ефективних можна застосовувати для підсилення балок.

Нарешті на завершення аналізу випробувань окремих балок можемо за методикою, викладено в розділі 2 визначити величину розпірної сили, прикладної до торців балки у цій статичній схемі. Розпір знаходимо за величиною вигину балки від сили розпору.

$f_B = f_1 - f_2 = 10,5 - 5,3 = 5,2 \text{ мм} (0,52 \text{ см})$. Тепер за відомою формулою визначаємо від'ємний згинальний момент - на опорі, який створює цей вигин:

$$M_B = \frac{8f_B EI}{l^2} = \frac{8 \cdot 0,52 \cdot 27500 \cdot 20,7304}{81^2} = 361,46 \text{ кНм}$$

Приймаючи, що $M_B = H \cdot e$ (e - ексцентриситет прикладання сили H) знаходимо

$$H = \frac{M_B}{e} = \frac{361,46}{4} = 90,3 \text{ кг}$$

3.1.4 Результати випробування моделі ДМ-1

Як і в інших подібних дослідженнях[22, 24, 43, 70], основним результатом випробувань моделі МД-1 є прогини балок, інтегральної узагальнюючої характеристики напружено-деформованого стану з його складовими, як силовою, так і деформаційною компонентами. Тобто аналіз експериментальних прогинів балок дає можливість повністю оцінити характер просторової роботи прольотної будови в цілому, а також особливості напружено-деформованого стану окремих, найбільш не вигідно навантажених окремих її елементів.

Загальна вибірка експериментальних прогинів балок в середині прольоту для найбільш не вигідних схем навантаження прольотної будови зосередженою силою у вузлах перетину поздовжніх балок з середньою діафрагмою для трьох досліджуваних схем обпирання балок - вільнообпертої (ВО); горизонтально шарнірно нерухомої (ШН) і защемленої на опорах (ЗЩ) представлена в таблицях на рисунку 3.6, а також на тому

ж рисунку для наглядності її графічна інтерпретація у вигляді епюр розподілу прогинів між балками поперек прольоту і графіків прогинів за рівнями навантаження. Ці експериментальні дані і використані для послідуного аналізу характеру просторової роботи прольотної будови та напружено-деформованого стану її найбільше навантажених перерізів.

Перше, що очевидно впливає з аналізу представлених даних це явно виражений лінійний характер епюр і графіків прогинів. Таким чином це можна вважати безсумнівним свідченням пружного характеру просторової роботи прольотної будови моделі МД-1, що і передбачалося програмою даних досліджень.

З точки зору оцінки характеру просторові роботи прольотної будови та створення близької до дійсної її розрахункової модель найважливішим і актуальним з практичної точки зору є експериментальне встановлення дійсного характеру розподілу зовнішнього навантаження між балками поперек прольоту, тобто експериментальне визначення такої характеристики як коефіцієнт поперечного розподілу навантаження (КПР). В даному дослідженні за умови пружного характеру роботи прольотної будови цю характеристику, аналогічно як і в попередніх аналогічних роботах, визначали двома способами.

Перший з них, рекомендований ДБН [14], - розподіл навантаження між балками пропорційний до прогину цих балок у складі моделі: $KPR_i = f_i / \sum f_i$ (f_i - прогини і - тої балки; $\sum f_i$ - сума прогинів усіх балок). Другий спосіб - шляхом порівняння прогинів окремої балки з прогинами відповідної балки у складі моделі за відповідних величин зовнішнього навантаження окремої балки і моделі. Цей другий спосіб за умови пружної роботи моделі є більш достовірний порівняно з першим, тому в цих дослідженнях його використовували для контролю визначення КПР за першим способом.

Експериментальні КПР порівнювали з розрахункованими за методом поперечної жорсткої балки (позацентрального стиску), що також рекомендовано ДБН [14] та іншими численими дослідженнями [24, 31, 35, 43, 55, 59, 60, 68].

Для найбільше навантажених балок - крайньої (N1) і суміжної з нею другої (N2) та для трьох досліджуваних статичних схем обпирання балок (ВО, ШН, ЗЩ)

визначені і розраховані (для порівняння) КПП представлені в таблицях, а для окремих схем і у вигляді епюр розподілу поперек прольоту представлені на рисунку 3.7.

З представлених даних видно, що збіжність експериментальних (exp) і розрахованих (cal) КПП цілком задовільна. Різниця між ними для найбільш навантажених балок знаходиться в межах декількох відсотків, як правило на рівні точності інженерних розрахунків, що дає право впевнено стверджувати про можливість застосування даного методу розрахунку КПП для даного типу прольотних будов не лише для попередніх, а і для кінцевих їх розрахунків.

Необхідно також відмітити цілком задовільну збіжність КПП, визначну двома незалежними способами - за співвідношення прогинів і з використанням прогинів окремої (еталонної) балки. Для переконливості проілюструємо це числовими прикладами розрахунку прогинів балок моделі з використанням прогинів окремої балки.

Балки N1 (крайня).

Максимальне навантаження моделі засередженою силою над цією балкою (рисунок 3.7) $P=96,6\text{кг}$.

Експериментальні КПП для цієї балки $KPP_e = 0,502$.

Часта сили P_1 що передається на цю балку: $P_1 = KPP_e \cdot P = 0,502 \cdot 96,6 = 48,5\text{кг}$.

Розрахунковий прогин цієї балки:

$$f_{cal} = \frac{Pl^3}{48EI} = \frac{48,5 \cdot 81^3}{48 \cdot 27500 \cdot 20,73} = 9,75\text{мм}$$

Експериментальний прогин $f_1 = 9,08\text{мм}$.

$$\text{Розбіжність } \Delta = \frac{9,08-9,75}{9,75} \cdot 100\% = -6,9\%.$$

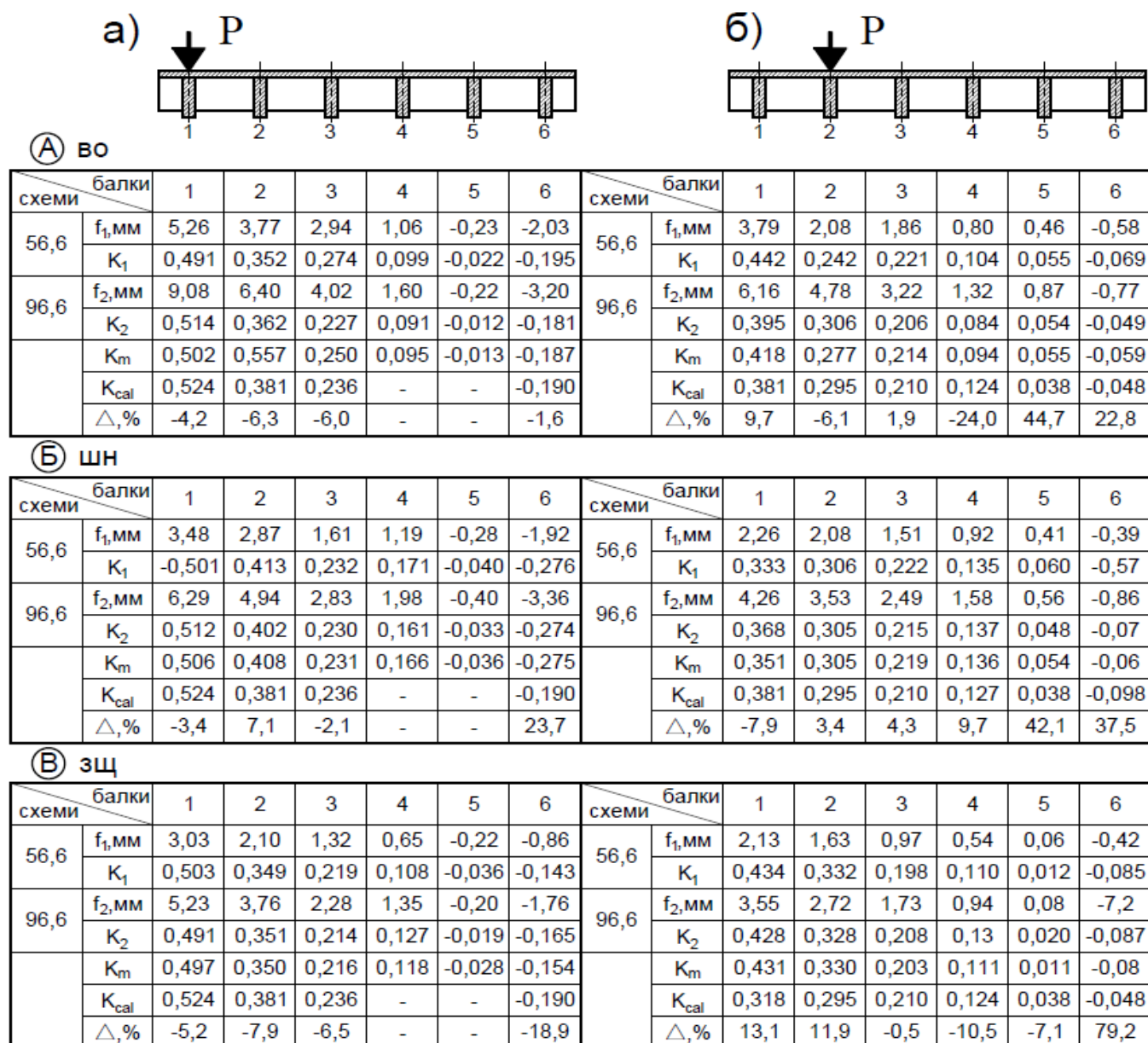
Балка N2 (друга від краю).

$$KPP_2 = 0,357; P_2 = 0,357 \cdot 96,6 = 36,4\text{кг}.$$

$$f_{cal} = \frac{36,4 \cdot 81^3}{48 \cdot 27500 \cdot 20,73} = 6,94\text{мм}.$$

Експериментальний прогин $f_{exp} = 6,40\text{мм}$.

$$\text{Розбіжність } \Delta = \frac{6,40-6,94}{6,94} \cdot 100\% = 7,8\%$$



Умовні позначення до таблиці:

f_1, f_2 - прогин балок 1...6 в середині прольоту за рівня навантаження $P_1=56,6\text{кг}$, $P_2=96,6\text{кг}$;

K_1, K_2 - коефіцієнти поперечного розподілу відповідно за навантаження P_1, P_2 ;

K_m - середнє значення КІР;

$\Delta=(K_m-K_{cal})/K_{cal} \cdot 100\%$, різниця між експериментальним K_m і розрахованим K_{cal} КІР.

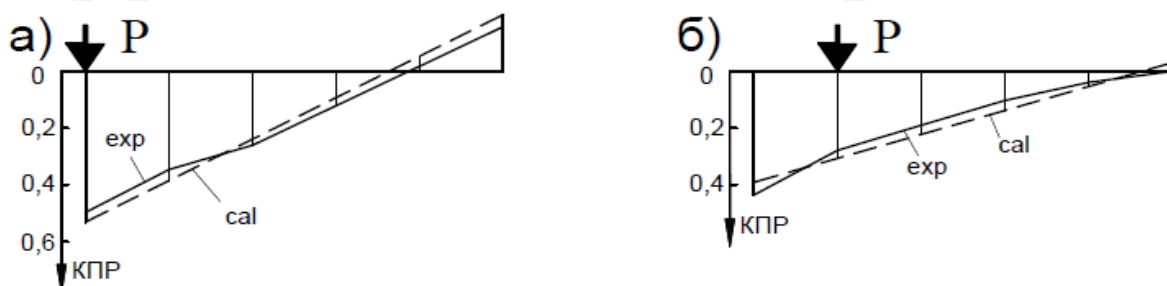


Рисунок 3.7 - Прогини балок 1...6 моделі за навантаження балок 1 і 2 силами $P_1 = 56,6\text{кг}$ і $P_2 = 96,6\text{кг}$, та розраховані за цими прогинами КІР.

Порівняння експериментальних і розрахованих КІР.

Одержана розбіжність є допустимою, що підтверджує можливість застосування цієї методики для експериментального визначення КПР.

Ефективність зміни статичної схеми з метою підсилення балок встановлювали шляхом порівняння прогинів найбільше навантажених балок у вільнообертій статичній схемі з іншими досліджуваними схемами, графіки прогинів яких представлені на рисунку 3.6. Так максимальний прогин крайньої балки у вільнообертій статичній схемі (А) становив 9,08мм.

Після створення горизонтальної шарнірної нерухомості (Б), тобто зовнішньої розпірності зі зміною статичної схеми із статично визначеної на статично невизначену прогин зменшився до 6,29мм, тобто у 1,46 рази. Це і можна вважати ефектом підсилення цієї балки.

За защемленої статичної схеми (В) прогин цієї ж балки зменшився незначно до 5,23мм, тобто у 1,74 рази. Таке порівняно незначне зменшення прогину пояснено у складі результатів випробувано окремої балки, як наслідок недосягнення жорсткого защемлення балок у цій статичній схемі верхнім фіксатором через гнучну металеву пластину - видовжувач опорних ділянок балок моделі. Це є конструктивним недоліком цієї статичної схеми і правильно було б розглядати дійсне защемлення як пружне, а не жорстке. Без сумніву, що за жорсткого защемлення ефект розвантаження балок в прольоті (тобто їх підсилення) був би значно більшим.

Хоча і досягнуті результати підсилення є досить вагомими і дають право вважати метод підсилення зміною статичної схеми одним з найбільш ефективних.

Аналіз прогинів найбільше навантажених балок за різних статичних схем обпирання дав можливість зробити ще один важливий для розрахунків висновок за результатами порівняння експериментальних КПР. Для всіх трьох досліджуваних статичних схем КПР виявились практично однаковими, що є переконливим свідченням того, що статична схема прольотної будови практично не впливає на КПР і його можна розраховувати за однією методикою незалежно від типу статичної схеми. Цей висновок є важливим для розроблення теорії розрахунку даного типу прольотних будов.

В даному дослідженні для всіх статичних схем (А, Б, В) КПР розраховували за

методом жорсткої поперечної балки. Одержана задовільна їх збіжність з експериментальними КПП для всіх типів статичної схеми.

3.2. Експериментальні дослідження просторової роботи залізобетонної перехресно-ребристої моделі прольотної будови

3.2.1 Конструкція та виготовлення дослідних конструкцій - ДК, характеристики матеріалів.

Дослідна конструкція ДК-0 представляє собою окрему балку моделі прольотної будови (рисунк 3.8, а), а зразок ДК-1 моделював у масштабі 1:4 балкову прольотну будову за ТП вип.56 з розрахунковим прольотом 16,2м і шириною, між осями крайніх балок $1,4 \times 5 = 7\text{м}$ (рисунк 3.8, б) . Її проектували за принципом повної геометричної подібності до реальної прольотної будови (рисунк 3.8).



Рисунок 3.8 - Конструкція окремої балки ДК-0 (а) і моделі прольотної будови ДК-1

Дослідні конструкції ДК-0, ДК-1 виготовляли в дерев'яній опалубці в умовах відкритого полігону заводу ЗБВ з дрібнозернистого бетону класу В25. Склад бетону Ц: П: Щ = 1: 1,32: 3,65 при В/Ц=0,41...0,5. Щебінь фракції 5...15мм, пісок кварцовий, середньої крупності. Цемент портландський активністю 480...510кгс/см² (витрата на 1м³ бетону 382кг). Бетонування проводили з ручним укладанням бетону і

послідуючим ущільненням віброголкою.

Фізико-механічні характеристики матеріалів:

Кубова міцність $R=30,9\text{МПа}$; призмova міцність $R_b = 21,5\text{МПа}$; міцність на осьовий розтяг $R_{bt} = 1,63\text{МПа}$; початковий модуль пружності бетону $E_b = 2,92 \times 10^4\text{МПа}$; межа текучості арматури Ф22 А-II - $\sigma_y = 308\text{МПа}$; модуль пружності арматури Ф22 $E_s = 20,7 \times 10^4\text{МПа}$.

3.2.2 Методика випробувань і аналізу просторової роботи моделі прольотної будови ДК-1.

Дослідну конструкцію ДК-1 випробовували в приміщенні лабораторії на випробувальному стенді, який забезпечував навантаження зосередженою силою у будь-якій точці моделі. Модель встановлювали на інвентарні опори і опорні частини, висотне положення яких регулювали гвинтами. На опорах між кожним поздовжнім ребром і опорними частинами встановлювали зразкові динамометри ДОСМ-3 (ДОСМ-5), якими вимірювали опорні реакції кожної поздовжньої балки моделі. Модель навантажували зосередженою силою, яку прикладали почергово в кожному вузлі перетину поздовжніх і поперечних ребер. Навантаження здійснювали домкратом через навантажувальний пристрій і контролювали зразковим динамометром ДОСМ-5.

Під час випробувань вимірювали прогини балок у кожному вузлі перетину поздовжніх і поперечних ребер. Для цього використовували індикатори годинникового типу з ціною поділки 0,01мм, які кріпили тримачами, закріпленими на спеціальній жорсткій рамі.

Навантаження збільшували ступенями, доводячи його до нормативного, яке відповідало максимальному розкриттю тріщин 0,25...0,3мм. На кожній ступені навантаження витримували 15 хвилин, після чого знімали відліки з приладів, вели спостереження за тріщиноутворенням і переносним мікроскопом вимірювали ширину розкриття тріщин.

Окремі балки випробовували одночасно з випробуванням моделі також на силовому стенді. Навантаження на балки у вигляді зосередженої сили почергово

прикладали в тих же перерізах уздовж прольоту, які в моделях відповідали вузлам перетину поздовжніх і поперечних діафрагм (тобто, в 1/2;1/3;1/6 прольоту). В усіх точках почергового прикладання сили вимірювали прогини і деформації бетону на рівні центру ваги нижньої розтягнутої арматури і зверху полиці.

Аналіз просторової роботи моделі полягав в експериментальному вивченні розподілу зовнішнього вузлового навантаження між її балками, тобто визначенні частки зовнішнього навантаження, яка передається на кожну поздовжню балку за одержаними експериментальними даними:

- прогинами балок прольотної будови у вузлах перетину поздовжніх і поперечних ребер;
- реакціями опор балок прольотної будови при всіх схемах її навантаження зосередженою силою;
- прогинами і деформаціями окремої балки (еталонної) за тих же, що і при випробуваннях моделі, схемах її навантаження.

За цими експериментальними даними ординати епюр поперечного розподілу зовнішньої сили між балками можна одержати кількома способами, а саме:

1. За виміряними опорними реакціями балок, якщо прийняти, що сума опорних реакцій кожної балки моделі складає ту частку зовнішньої зосередженої сили, яку сприймає ця балка. Наприклад, якщо модель навантажена силою P , розміщеною над крайньою балкою в середині прольоту (рисунок 3.9, а), то з умов статички частка сили, яку сприйме балка 1 буде складати $P_1 = \sum R_1$, балка 2 $P_2 = \sum R_2$, і т.д. (рисунок 3.9, в).

2. За експериментальними прогинами балок моделі, припускаючи, що розподіл прогинів від сили P пропорційний розподілу зусиль між балками від цієї ж сили, тобто: $P_1 = P f_{1,3} / \sum f_i$; $P_2 = P f_{2,3} / \sum f_i$.

Де $f_{1,3}$ і $f_{2,3}$ - прогини балок 1, 2 в розглянутому перерізі; $\sum f_i$ - сума прогинів усіх балок моделі в тому ж перерізі (рисунок 3.9, б).

3. Безпосереднім зіставленням прогинів окремої (еталонної) балки з прогинами таких же балок у складі прольотної будови при однакових схемах їх навантаження (рисунок 3.9, д), виходячи з умови, що однаковим прогинам еталонної балки і балок

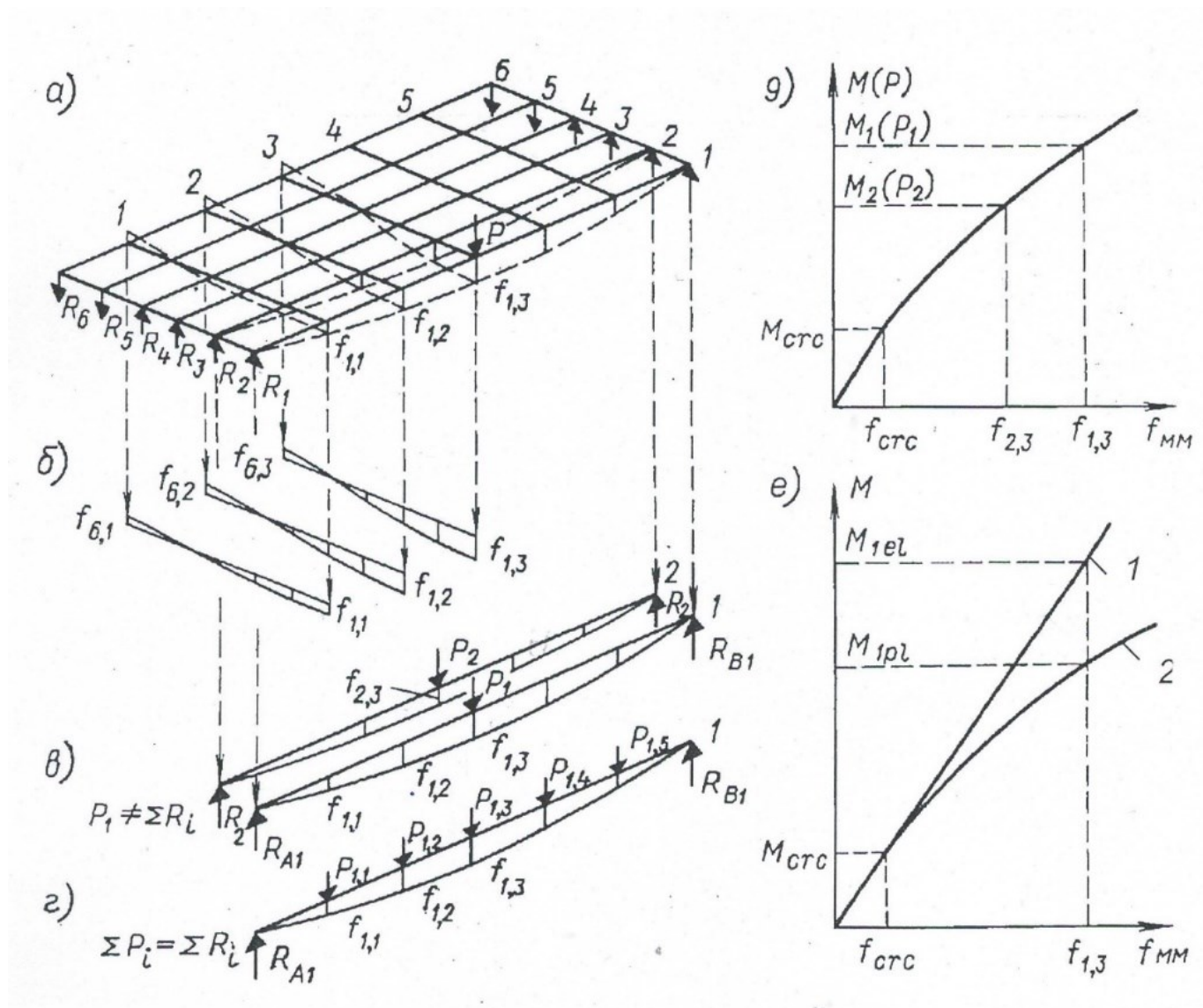


Рисунок 3.9 - До аналізу просторової роботи перехресно-ребристої прольотної будови при розподілі зовнішньої сили P різними способами:

а — схема перехресно-ребристої системи, навантаженої силою P над кожною балкою в середині прольоту; б, в — епюри прогинів балок уздовж і поперек прольоту; г — дійсна схема навантаження і прогини балки 1 при розподілі сили P у вузлах перехресно-ребристої системи при її роботі у пружно-пластичній стадії; д — графік прогинів окремої (еталонної) балки; е — графік прогинів у пружній(1) і пружно-пластичній(2) стадіях роботи

моделі відповідають однакові сили, які припадають на ці балки. Таким чином, одержавши експериментально графік прогинів окремої балки (залежність $M - f$, або $P - f$), навантаженої за тією ж схемою, що і балки моделі (рисунок 3.9, д) і, маючи

виміряні прогини таких же балок у складі моделі, за графіком легко знайти ту частину сили P (згинального моменту M), яка передається на ці балки (рисунк 3.9,д). Якщо прогин балки 1 у складі моделі $f_{1,3}$, то за графіком рисунок 3.9,д йому відповідає згинальний момент M , (або частка сили P). Аналогічно знаходимо частки сили P , які сприймають інші балки прольотної будови. У результаті одержимо експериментальну епюру розподілу зусиль між балками поперек прольоту при заданому положенні зовнішньої сили.

У цьому способі, основаному на прямому порівнянні роботи еталонної балки з роботою такої ж балки у складі прольотної будови, прийнята дійсна для залізобетонної балки залежність між прогином і зусиллям, одержана з врахуванням наявності тріщин, непружних деформацій бетону і повторності дії навантаження. Тому вплив цих факторів автоматично враховується у визначенні просторового розподілу зусиль і аналізі просторової роботи випробуваної залізобетонної моделі.[24, 66].

Потрібно зауважити, що величини зусиль в балках прольотної будови, одержані цим способом, будуть меншими, ніж попередніми. Це видно з порівняння графіків прогинів за пружної (1) і пружно-пластичної (2) роботи еталонної балки (рисунк 3.9,е). За пружної роботи прогинові $f_{1,3}$ відповідає зусилля M_{1el} , а такому ж прогинові за роботи балки у пружно-пластичній стадії – зусилля M_{1pl} , яке завжди буде меншим від зусилля M_{1el} . Наведене порівняння очевидно свідчить про те, що наявність тріщин і нелінійних деформацій впливає на розподіл зусиль між поздовжніми балками і позначається на загальній просторовій роботі прольотної будови.

Слід також відмітити, що під час аналізу випробувань за описаною методикою з використанням експериментальних прогинів еталонної балки було виявлено, що частина більше навантажених балок, які працюють у пружно-пластичній стадії, внаслідок просторового розподілу зовнішньої сили P навантажені не однією силою $P_1, P_2, \dots$, прикладеною по лінії її дії (рисунк 3.9,в), а системою сил, прикладених уздовж прольоту балок у вузлах їх перетину з діафрагмами (рисунк 3,9,г).

3.2.3 Результати випробувань окремих балок

У цілому випробування цих балок не виявили будь-яких особливостей у їх роботі за різних рівнів навантаження. Перші нормальні тріщини в зоні максимальних згинальних моментів виникли при навантаженні у межах 0,2...0,3 від руйнівного. Їх виникнення супроводжувалось збільшенням прогинів, а, відповідно і зменшенням жорсткості. Руйнування балок настало від текучості поздовжньої робочої арматури за максимально досягнутому навантаженні (згинальному моменту кНм) $P_u(M_u) = 28,45\text{кН}$ (кНм) (середнє значення з трьох випробуваних балок).

Вибірка прогинів для однієї найбільше не вигідної схеми навантаження - зосередженою силою в середині прольоту за рівнями навантаження представлена в таблиці 3.2, а графічне представлення на графіках рисунок 3.10, які є характерними для залізобетонних згинаних елементів з тріщинами і особливих пояснень та коментарів не потребують.

Таблиця 3.2 - Прогини окремої балки в досліджуваних перерізах

P, кН	1-1		2-2		3-3	
	M_1 , кНм	f_1 , мм	M_2 , кНм	f_2 , мм	M_3 , кНм	f_3 , мм
3,36	1,12	0,58	2,24	1,00	3,36	1,41
6,72	2,24	1,19	4,48	2,07	6,42	2,77
13,34	4,45	2,83	8,90	5,13	13,34	6,50
20,16	6,72	4,69	13,45	8,60	20,16	10,61
26,88	8,90	6,60	17,80	12,38	26,88	15,04

Умовні позначення: P - вузлове випробувальне навантаження, $M_1 \dots M_3$, кНм - згинальні моменти в досліджуваних перерізах 1-1, 2-2, 3-3 (рисунок 3.10,а), $f_1 \dots f_3$, мм – відповідно, прогини в тих же перерізах.

Ці прогини будуть використані для реалізації одного з нових способів аналізу просторової роботи досліджуваної моделі ДК-1, суть якого полягає у безпосередньому співставленні прогинів окремої (еталонної) балки з прогинами такої ж балки, працюючої у складі моделі за однакових схем їх навантаження, виходячи з

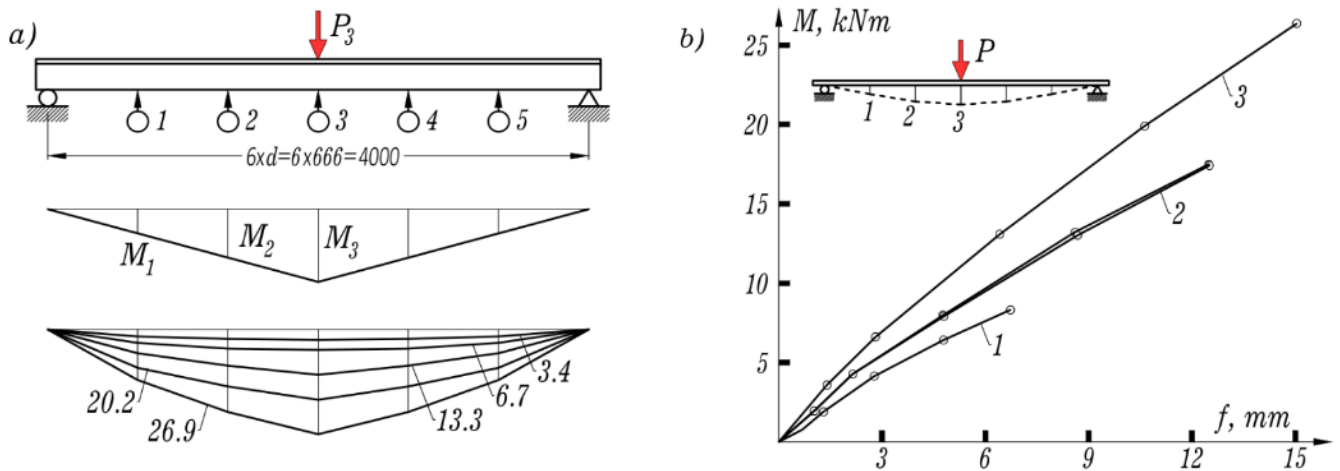


Рисунок 3.10 - Графіки прогинів окремої балки ДК-0

умови, що однаковим прогинам еталонної балки і балок моделі відповідають однакові зусилля (M, Q) або сили, які припадають на ці балки [31].

Ці прогини будуть використані для реалізації одного з нових способів аналізу просторової роботи досліджуваної моделі ДК-1, суть якого полягає у безпосередньому співставленні прогинів окремої (еталонної) балки з прогинами такої ж балки, працюючої у складі моделі за однакових схем їх навантаження, виходячи з умови, що однаковим прогинам еталонної балки і балок моделі відповідають однакові зусилля (M, Q) або сили, які припадають на ці балки [31].

Перевага і достовірність цього способу, порівняно з іншими, полягає в тому, що для визначення зусиль у балках моделі від дії зовнішньої сили на прольоту будову прийнята дійсна для залізобетонної балки експериментальна залежність між зусиллям і прогином ($M-f$) з урахуванням наявності тріщини, непружних деформацій бетону і повторності навантаження, тому вплив цих факторів автоматично враховується у експериментальному визначенні просторового розподілу зусиль і аналізі просторової роботи досліджуваної моделі.

3.2.4 Результати випробувань моделі ДК-1

Основним результатом випробувань моделі ДК-1, як і окремої балки ДК-0, є прогини балок у вузлах перетину поздовжніх балок і діафрагм за рівнями навантаження зосередженою силою почергово у всіх вузлах. Для найбільше

невигідних схем навантаження, які підлягають аналізу, вибірка їх розподілу поперек і вздовж прольоту представлена в таблицях 3.3 і 3.4, а. наглядна графічна інтерпретація у вигляді епюр розподілу за рівнями навантаження - на рисунку 3.11.

Таблиця 3.3 - Прогини балок моделі поперек прольоту в перерізі 3-3 залежно від рівня навантаження за почергового розташування сили Р над балками 1, 2, 3

	↓Р	Прогини, f, мм				
Р, кН	1	2	3	4	5	6
6,7	0,88	0,61	0,38	0,17	-0,2	-0,33
13,4	2,00	1,42	0,90	0,48	-0,01	-0,78
27,0	4,16	3,00	1,85	0,79	-0,12	-1,18
40,3	6,76	5,24	3,44	1,42	0,04	-1,32
		↓Р	Прогини, f, мм			
Р, кН	1	2	3	4	5	6
6,7	0,62	0,5	0,38	0,21	0,1	-0,01
13,4	1,38	1,14	0,85	0,53	0,22	-0,05
27,0	2,94	2,48	1,78	1,18	0,54	-0,08
40,3	4,32	3,9	2,94	1,83	0,93	-0,29
			↓Р	Прогини, f, мм		
Р, кН	1	2	3	4	5	6
6,7		0,38	0,36	0,32	0,23	0,14
13,4	0,85	0,84	0,82	0,7	0,53	0,38
27,0	1,86	1,85	1,76	1,52	1,18	0,88
40,3	2,83	2,84	2,72	2,32	1,82	1,36

Таблиця 3.4. Прогини вздовж прольоту у найбільше навантажених балках, над якими розташоване випробувальне навантаження (№1 і №2), а також суміжних з ними №2, коли навантаження над балкою №1 та №1 і №3, у випадку навантаження балки №2

		Балка №1		↓P
P, кН	R, кН	1-1 (f1)	2-2 (f2)	3-3 (f3)
6,7	1,5	0,46	0,77	0,88
13,4	3,42	1,07	1,76	2,00
27,0	7,02	2,20	3,58	4,16
40,3	10,8	4,16	5,84	6,76
		Балка №2		
6,7	1,30		0,55	0,61
13,4	3,70	0,84	1,25	1,42
27,0	5,75	1,50	2,54	3,00
40,3	8,15	2,25	4,45	5,24
		Балка №1		
6,7	1,18	0,34	0,54	0,67
13,4	2,52	0,76	1,24	1,50
27,0	4,95	1,62	2,68	3,20
40,3	7,80	2,50	4,45	5,00
		Балка №2		↓P
6,7	0,96	0,24	0,46	0,50
13,4	2,95	0,56	1,01	1,14
27,0	3,70	1,25	2,17	2,48
40,3	6,30	1,90	3,48	3,40
		Балка №3		
6,7	0,63	0,22	0,32	0,30
13,4	1,60	0,48	0,78	0,68
27,0	3,00	1,00	1,58	1,47
40,3	5,38	1,54	2,57	2,72

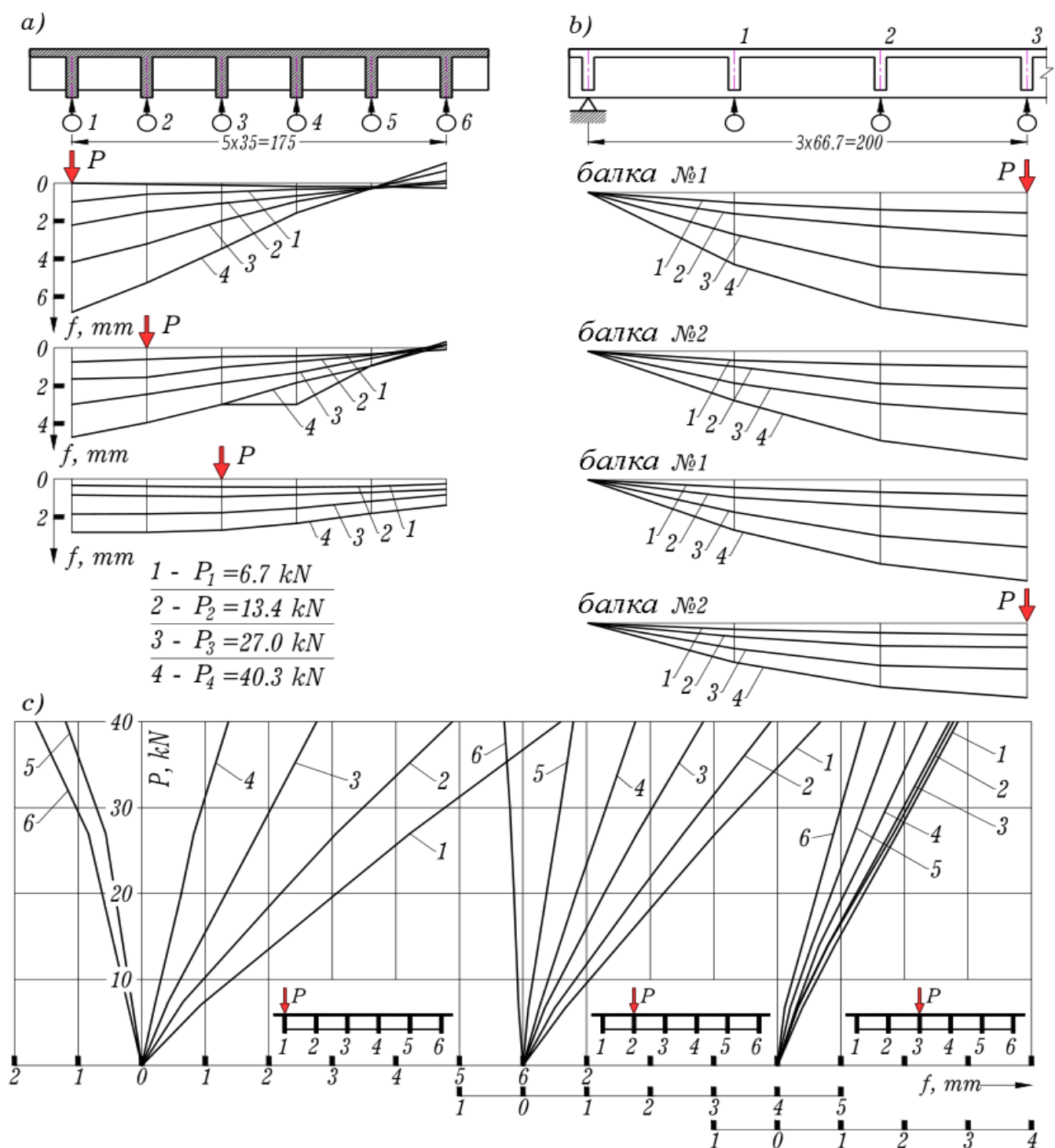


Рисунок 3.11 - Епюри прогинів поперек (а) і уздовж (б) прольоту та графіки прогинів (в) балок моделі ДК-1 за різних схем вузлового навантаження P

3.2.5 Аналіз результатів випробувань моделі ДК-1

Найважливішим і актуальним з практичної точки зору завданням аналізу результатів випробувань є експериментальне виявлення дійсних закономірностей розподілу зовнішнього навантаження між перехресними балками та виникаючих у

них зусиль (згинальних моментів і поперечних сил). [24,67]

В таблиці 3.4 представлені також виміряні під час випробувань опорні реакції балок також за рівнями навантаження.

Завдяки жорсткому з'єднанню перехресних балок між собою та великій жорсткості діафрагм розподіл прогинів балок поперек прольоту практично лінійний на всіх рівнях і схемах навантаження до його максимальної величини (рисунки 3.11, а), тобто як до, так і після утворення тріщин в поздовжніх і поперечних балках. Цей результат випробувань однозначно підтверджує, що просторовий розрахунок залізобетонних перехресно-ребристих прольотних будов із співвідношенням генеральних розмірів-довжини прольоту L до ширини між крайніми балками B $L/B \geq 2$ можна без значної похибки виконувати простими інженерними методами без застосування ЕОМ (наприклад, метод позацентрового стиску, добре відомий не одному поколінню інженерів). Це важливо і актуально для перерахунку існуючих мостів старої побудови на нові нормовані тимчасові навантаження під час їх обстеження, або проектування капітального ремонту та реконструкції. [24, 28, 34, 45, 67]

Характер зміни прогинів показує що зігнута вісь залізобетонних балок з тріщинами в складі перехресно-ребристої конструкції, навантаженої зосередженою силою, є плавно увігнутою. Це в свого чергу свідчить про можливість розрахунку прогинів таких балок за відомими методиками ДБН, оснований на використанні класичного диференційного рівняння зігнутої осі балки. [15]

Порівняння графіків прогинів балок виявило важливу особливість просторової роботи залізобетонної перехресно-ребристої прольотної будови: в залежності від місцеположення зовнішнього навантаження, співвідношення жорсткості поздовжніх і поперечних балок інтенсивність навантаженості окремих балок є різною, тому частина більш навантажених працює у пружно-пластичній стадії, а друга частина менш навантажених - у пружній. Тобто прольотна будова має дві, якісно відмінні в роботі зони пружно-пластичного і пружного деформування. Цю особливість деформування саме залізобетонних систем необхідно враховувати у кожному конкретному випадку під час просторового розрахунку для правильного визначення і

введення в розрахунок жорсткості балок, без врахування якої розрахунок статично невизначеної системи неможливий [24, 79, 111, 118].

За експериментальними прогинами це можна зробити декількома способами [9]. Перший з них, рекомендований ДБН [14], - розподіл сили між балками пропорційно до прогинів цих балок у складі моделі виявився невдалим, оскільки не виконувалась основна умова статички - умова рівноваги: частка сили яка передається на балку рівна сумі реакції цієї балки, виміряних під час випробувань. Проілюструємо це числовим прикладом для балки №1 моделі для найбільш не вигідного випадку розташування випробувального навантаження $P = 40,3 \text{ кН}$ над цією балкою в середині прольоту (Переріз 3-3) (рисунок 3.9, а і Таблиця 3.3). Сума прогинів балок $\sum f_i = 15,5$; частка сили $P = 40,3 \text{ кН}$, що передається на балку №1 $P_1 = f_1 / \sum f_i \cdot P = 6,76 / 15,5 \cdot 40,3 = 17,58 \text{ кН}$. Сума експериментальних опорних реакцій цієї балки за $P = 40,3 \text{ кН}$ - $\sum R_1 = 10,8 \cdot 2 = 21,6 \text{ кН} > P_1 = 17,58 \text{ кН}$. Різниця між ними становить 18,6%, тобто є недопустимо великою. При наявності тріщин і пружно-пластичних деформацій бетону балок цей спосіб не є точним, хоча він досить простий і рекомендований ДБН. [14]

Другий спосіб по суті є зворотною інтерпретацією першого: якщо під час випробувань вимірюють опорні реакції, то очевидно, що сума сил, які передаються на балку повинна бути рівна сумі опорних реакцій цієї балки. Якщо ця сила лише одна, як у попередньому випадку цей спосіб також має недостатню точність.

Неточні результати розподілу навантаження за розглянутими вище методами однозначно підтверджують гіпотезу про просторовий розподіл навантаження на більше навантажені балки за наявності в них тріщин і пружно-пластичного (нелінійного) деформування бетону. Тому третій спосіб, допускає просторовий розподіл сили P , якою навантажена модель, (рисунок 3.12,а), не лише між балками в перерізі моделі, де вона прикладена (наприклад 3-3), а і вздовж прольоту балки у вузлі її об'єднання з діафрагмами (рисунок 3.12,а). Тому для експериментального знаходження дійсного розподілу навантаження P і було запропоновано використати результати додаткових випробувань окремої балки, аналогічної за конструкцією до балок моделі і аналогічно навантаженої зосередженою силою [24, 31] (рисунок 3.12, б), допускаючи, що однаковим прогинам еталонної балки і балки у складі моделі

відповідають однакові згинальні моменти і частки сил, які передаються на ці балки.

Контроль правильності визначення розподілу - за умовою рівноваги: сума сил, що передаються на балку дорівнює сумі опорних реакцій цієї балки. ($\sum P_i = \sum R_i$)

Але тут за більш детального аналізу виявлена ще одна суттєва невідповідність, яка не дозволяє безпосередньо скористатися прямим порівнянням прогинів окремої балки та її аналога у складі моделі. Суть її полягає в тому, що схема навантаження під час випробувань окремої балки (рисунок 3.12, б) не відповідає схемі навантаження аналогічної балки моделі декількома вузловими силами уздовж прольоту (рисунок 3.12, а).

Отже, аналізуючи ситуацію, приходимо до висновку, що виміряні прогини окремої балки за її навантаження однією зосередженою силою (рисунок 3.12, б) потрібно корегувати розрахунком, наближаючи умови роботи окремої балки до її аналога у складі моделі (рисунок 3.12, а), для якого потрібно знайти експериментальні згинальні моменти, поперечні і вузлові зовнішні сили P_i .

В основу запропонованого способу розрахункового коригування покладено дві екстремальні схеми навантаження балки: зосередженою силою P (рисунок 3.12, б), коли прогини f_p будуть максимальними і еквівалентним розподіленим навантаженням $g_e = P/l$ (рисунок 3.12, в), коли ці прогини f_g будуть мінімальними за однакових для обох розглядуваних схем опорних реакціях R (рисунок 3.12, б, в). При цьому ймовірно допустити, що за схеми навантаження балки декількома зосередженими силами уздовж прольоту (рисунок 3.12, г) її прогини f_m знаходитимуться у проміжку між цими екстремальними значеннями ($f_g < f_m \leq f_p$) і становитимуть певну частину n їхньої суми: $f_m = n(f_p + f_g)$. За результатами числового аналізу реальний діапазон зміни показника n : $0.4 \leq n \leq 0.6$, а для першої спроби коригування можна задавати значення $n = 0.5$.

Для розрахунку прогинів використаємо відому формулу:

$$f = S \frac{Ml^2}{B} \quad (3.1)$$

де S - коефіцієнт, що враховує статичну схему балки і схему її навантаження (відіграє суттєву роль); M - згинальний момент; l - довжина прольоту, B - жорсткість перерізу балки.

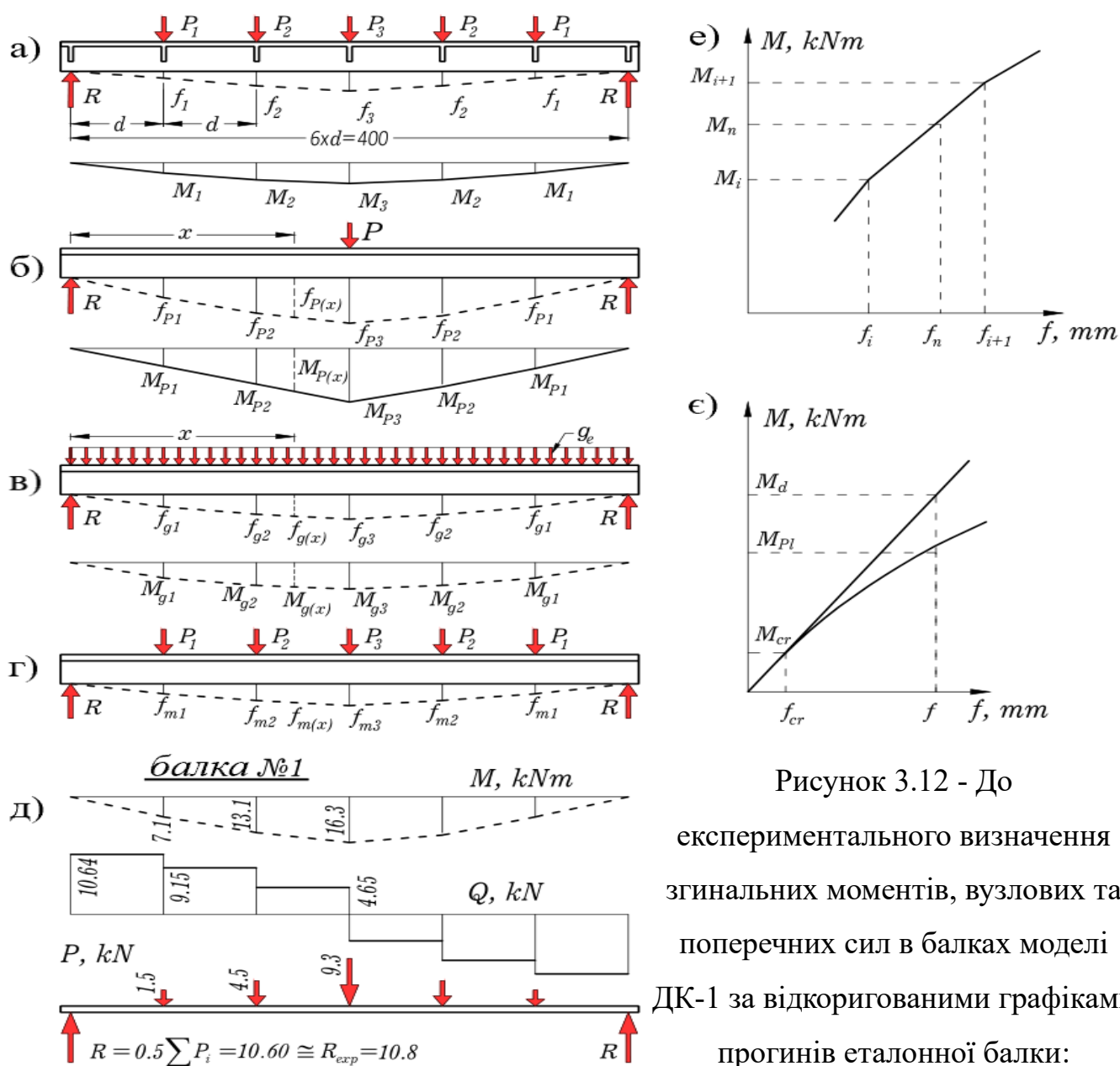


Рисунок 3.12 - До

експериментального визначення згинальних моментів, вузлових та поперечних сил в балках моделі ДК-1 за відкоригованими графіками прогинів еталонної балки:

а – схема дійсного розподілу зосередженої сили P у вузли балок перехресно-ребристої прольотної будови; б – схема навантаження еталонної балки під час випробувань; в – умовна схема навантаження еталонної балки еквівалентним розподіленням навантаженням q_e ; г – дійсна схема навантаження еталонної балки для коригування її прогинів; д – епюри згинальних моментів, вузлових і поперечних сил для крайньої балки моделі ДК-1 за її навантаження зосередженою силою $P=40,3 \text{ кН}$ в середині прольоту; е – принцип визначення експериментальних згинальних моментів лінійною інтерполяцією за відкоригованими графіками прогинів еталонної балки; є – порівняння прогинів балки за пружного(1) і пружно-пластичного (2) деформування

Прогини в довільному перерізі x (рисунок 3.12, б, в) за обох схем навантаження P і de :

$$f_p(x) = S_p(x) \frac{M_p(x)l^2}{B_p}, f_g(x) = S_g(x) \frac{M_g(x)l^2}{B_g} \quad (3.2)$$

У цих формулах (за справочними даними):

$$M_p(x) = 0,5 px; S_p(x) = \frac{1}{24} \left(3 - \frac{4x^2}{l^2} \right) \quad (3.3)$$

$$M_g(x) = 0,5 g_e x(l-x); S_g(x) = \frac{1}{12} \left(\frac{l - \frac{2x^2}{l} + \frac{x^3}{l^2}}{l-x} \right) \quad (3.4)$$

Числовий аналіз показує, що жорсткості B_p і B_g відрізняються між собою на 5-7%, тому за фактичної точності розрахунку прогинів з метою його спрощення цією різницею можна знехтувати і прийняти $B_p=B_g$. [1]

Подальший хід розрахунку.

Прогини балки, навантаженої зосередженими силами (рисунок 3.12, г) за $n=0,5$:

$$f_m = 0,5 (f_p(x) + f_g(x)) \quad (3.5)$$

Коефіцієнт корегування для довільного перерізу X :

$$K(x) = \frac{f_m}{f_p} \quad (3.6)$$

На цей коефіцієнт перемножують експериментальні прогини, виміряні за навантаженням балки однією зосередженою силою (Таблиця 3.2; рисунок 3.12, б) і таким чином одержують відкориговані графіки прогинів ($M-f_k$), за якими шляхом лінійної інтерполяції визначають згинальні моменти у вузлах прикладених зосереджених сил (рисунок 3.12, д),

Згинальний момент у заданому перерізі що відповідає прогину балки у цьому ж перерізі f_m визначаємо за схемою рисунок 3.12, г):

$$M_n = M_k + \frac{(f_m - f_k)(M_k - M_{k+1})}{f_{k+1} - f_k} \quad (3.7)$$

Умовні позначення зрозумілі з рисунку 3.12, д.

Як приклад, на рисунку 3.13,а показані епюри M і Q , а також схеми і величини

вузлових сил для крайньої і другої від краю балок моделі ДК-1 при навантаженні зосередженою силою $P=40,3\text{ кН}$ її крайньої балки, а на рисунку 3.13,б наведені аналогічні дані при навантаженні в середині прольоту другої балки.

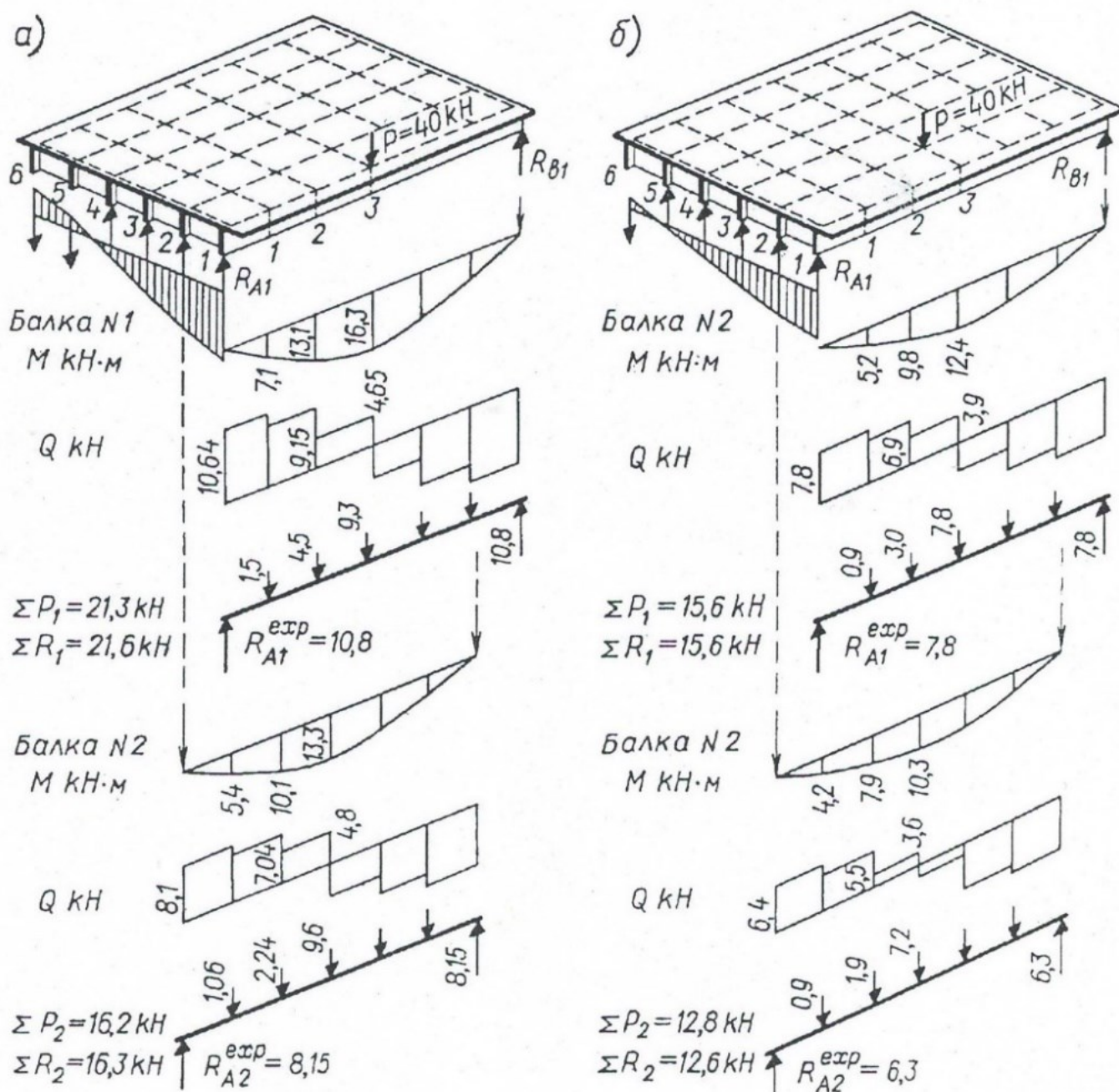


Рисунок 3.13 - Експериментальні епюри згинальних моментів, поперечних і вузлових сил у балках 1 і 2 моделі ДК-1 при навантаженні силою $P=40,3\text{ кН}$ балок 1(а) і 2 (б) в середині прольоту.

Достовірність визначення експериментальних значень M , Q і P_i , контролювали за збіжністю суми сил P_i , якими навантажена дана балка моделі, з сумою її опорних

реакцій, виміряних при випробуваннях. З наведених даних видно, що для всіх балок моделі має місце задовільна збіжність суми визначених сил ($\sum P_i$) з сумою опорних реакцій ($\sum R_i$).

В цілому наведений приклад переконливо свідчить про те, що при роботі залізобетонних прольотних будов у пружно-пластичній стадії існує ефект просторового розподілу зовнішнього навантаження і за рахунок цього суттєве зменшення згинальних моментів у перерізах балок (особливо найбільше навантажених). З практичної точки зору це явище є важливим, оскільки врахування його в просторових розрахунках дає можливість на 25-30% зменшити розраховані зусилля від тимчасових навантажень і таким чином виявити резерв їх вантажопідйомності. Насамперед це важливо для великої групи існуючих діафрагмових прольотних будов за ТП вип.56, в яких врахування під час їх перерахунку просторового розподілу тимчасових навантажень у пружно-пластичній стадії роботи збільшує несучу здатність на 25-30%, що дозволить здійснювати подальшу експлуатацію без підсилення існуючих прольотних будов, які за пружним розрахунком мають недостатню несучу здатність і потребують підсилення. Крім того, наявність резерву вантажопідйомності слід також враховувати і під час реконструкції прольотних будов даного типу.

Висновки до розділу 3

1. Моделювання являється ефективним методом дослідження просторової роботи балкових прольотних будов і може більш широко застосовуватись під час виконання таких досліджень замість більш складних натурних випробувань прольотних будов.

2. Експериментальні дослідження великорозмірної залізобетонної моделі перехресно-ребристої прольотної будови виявили нові закономірності її просторової роботи, суть яких полягає в тому, що в залежності від місцеположення зовнішнього навантаження і співвідношення жорсткості окремих балок інтенсивність їх навантаженості є різною, тому частина більше навантажених працює у пружно-пластичній стадії, а друга менше навантажених - у пружній. Тобто у реальних умовах

прольотна будова має дві, якісно відмінні в характері розподілу зусиль зони: пружно-пластичної і пружної роботи. Їх межі за найбільш не вигідних схем зовнішнього навантаження необхідно встановлювати просторовим розрахунком прольотних будов.

3. Новою методичною особливістю аналізу результатів експериментальних досліджень моделі було розкриття внутрішньої статичної невизначеності і визначення експериментальних згинальних моментів в окремих балках за допомогою відкорегованих еталонних графіків прогинів в досліджуваних перерізах, одержаних з випробувань окремих балок, ідентичних за конструкцією балкам моделі. Не дивлячись на приблизність даного способу загальна його точність є вищою від визнання розподілу традиційним способом-пропорційно прогинам і початковій жорсткості балок в допущенні їх пружної роботи після утворення тріщин.

4. Порівняно з розрахунками за умовно пружного стадію роботи запропонований спосіб експериментально-розрахункового визначення згинальних моментів у найбільше навантажених і працюючих у пружно-пластичній стадії балках дозволяє в реальних умовах за рахунок перерозподілу досягти їх зменшення до 35-40%, що є цілком достатнім для подальшої експлуатації залізобетонних мостів старої побудови на сучасні збільшені тимчасові навантаження без їх підсилення.

5. Спосіб експериментального визначення розподілу між балками згинальних моментів і поперечних сил з порівняння прогинів окремих (еталонних) балок і аналогічних балок у складі моделей з урахуванням невідповідності схем навантаження окремо випробуваних балок (однією зосередженою силою) і балок моделей (системою сил у вузлах їх перетину з діафрагмами) є значно точнішим, ніж традиційний спосіб визначення зусиль пропорційно прогинам і початковим жорсткостям балок у припущенні їх пружної роботи після утворення тріщин.

РОЗДІЛ 4 ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ НАТУРНОЇ ПЕРЕХРЕСНО-РЕБРИСТОЇ ПРОЛЬОТНОЇ БУДОВИ ПІД ЧАС РЕКОНСТРУКЦІЇ ДО ТА ПІСЛЯ ПІДСИЛЕННЯ БАЛОК ЗМІНОЮ СТАТИЧНОЇ СХЕМИ.

Обстеження і аналіз експлуатаційного стану значної кількості мостів [4, 24, 25, 27, 28, 29, 30, 32, 42, 55, 61, 70, 71] переконливо свідчить, що серед мостів з різноманітними типами прольотних будов першо-чергової реконструкції потребують збудовані у великій кількості у 50-70р.р. минулого сторіччя мости із збірними залізобетонними прольотними будовами за розробленими в ПП «Союздорпроект» першим і єдиним на той час типовим проектом ТП вип. 56 [41, 42, 50, 55, 61, 135, 143, 145, 149, 150], коли будівельна галузь була переорієнтована на масове застосування збірного залізобетону.

Аналіз результатів обстеження цих мостів показує, що на даний час практично всі вони по суті мають одні ті ж самі не забезпечені основні експлуатаційні показники (функціональні вимоги): вантажопідйомність, пропускна здатність, безпека і комфортність руху та довговічність, тобто це обов'язкові функціональні вимоги, без дотримання яких нормальна експлуатація моста неможлива. Тому головне завдання реконструкції полягає у відновленні цих показників, але уже за вимогами чинних на час проектування реконструкції норм проектування нових мостів. При цьому слід також мати на увазі, що для цієї групи мостів із типовими прольотним будовами за ТП вип. 56 можна розробити високоефективні за вартістю і технологією виконання типові проекти реконструкції.

Тому в даних комплексних експериментальних дослідженнях за дослідну конструкцію прийнята наявна прольотна будова, яка за конструкцією повністю відповідає ТП вип. 56, а її реконструкція виконана за розробленим в ГНДЛ-88 НУ Львівська політехніка конструктивним рішенням: розширення габариту - монолітною залізобетонною плитою з консольними зв'язами, а підсилення балок - зміною їх статичної схеми. Тобто по суті цим експериментом перевірялася ефективність прийнятого способу реконструкції.

Спосіб підсилення зміною статичної схеми балок наявної прольотної будови реалізується у декільках варіантах: створенням горизонтальної нерухомості (розпірності) шарнірних опорних частин; перетворенням розрізної балкової системи в балково-нерозрізну або рамно-нерозрізну залежно від умов обпирання балок – через опорні частини або без них [10, 26, 27, 30, 32, 33, 34, 36, 37, 39, 40, 41]. Внаслідок наявності розпору або нерозрізності балки в прольоті розвантажуються за рахунок виникнення опорних згинальних моментів від другої частини постійних і тимчасових навантажень. Досвід ГНДЛ-88 показує, що цей спосіб підсилення особливо вигідно застосувати одночасно з розширенням прольотної будови залізобетонною накладною плитою, тобто в умовах повної реконструкції за комплексним вирішенням основних її завдань: збільшення вантажопідйомності, пропускної здатності, покращення безпеки і комфортності руху [10, 30, 32, 34, 36, 38, 40, 41, 67, 68, 69].

В цьому випадку накладна плита крім виконання своєї основної функції – розширення габариту одночасно використовується як основний елемент підсилення балок (за принципом «два в одному») шляхом по-перше створення нерозрізності для розвантаження балок в прольоті; по-друге збільшенням загальної поперечної жорсткості прольотної будови для більш рівномірного розподілу тимчасового навантаження між балками поперек прольоту, тобто зменшення КПР (коефіцієнта поперечного розподілу) і на кінець по-третє збільшенням несучої здатності балок після включення у спільну роботу з ними накладної плити, тобто збільшення робочої висоти балок на товщину накладної плити і створення нової стиснутої зони. Таким чином одночасна дія перерахованих факторів під час експлуатації дає можливість створити достатню ступінь підсилення балок, що забезпечує цьому способу підсилення конкурентноздатність порівняно з іншими. Важливим елементом цього способу реконструкції є ліквідація найбільш «чутливих» до виникнення дефектів елементів прольотної будови – деформаційних швів і опорних частин, які за конструкцією є недовговічними і потребують періодичної заміни в процесі експлуатації.

На даний час цей спосіб не отримав широкого практичного застосування, хоча деякі його переваги очевидні. В даний час його застосовують під час реконструкції

окремих об'єктів завдяки науково-дослідним і дослідно-конструкторським роботам ГНДЛ-88 та в проектах реконструкції, які розробляє ГНДЛ-88.

Наявний на сьогодні досвід виконаних в ГНДЛ-88 науково-технічних розробок та задовільні результати реконструкції мостових об'єктів з застосуванням залізобетонної накладної плити [10, 32, 34, 36, 38, 40, 41, 67, 68, 69] переконливо доводить, що саме цей спосіб забезпечує техніко-економічну ефективність, ресурсозбереження і комплексність вирішення основних завдань реконструкції: забезпечення вантажопідйомності, пропускної здатності, безпеки і комфортності руху та надійності і довговічності згідно вимог чинних норм проектування нових мостів.

4.1 Мета та програма експериментальних досліджень.

Метою експериментальних досліджень було вивчення дійсного характеру просторової роботи та закономірностей розподілу тимчасового навантаження між балками в існуючому стані, за різних варіантів зміни їх статичної схеми та включення у спільну роботу з ними залізобетонної накладної плити, а також впливу введених в склад прольотної будови нових елементів реконструкції на просторову роботу та зміну жорсткості і прогинів балок.

Кінцевим результатом випробувань було встановлення відповідності проектних і фактичних конструктивних технологічних і експлуатаційних характеристик реконструйованої прольотної будови, її фактичних і прийнятих під час проектування розрахункових моделей просторової роботи, а також дійсного технічного стану, міцності і деформативності несучих конструкцій після розширення і зміни статичної схеми, оцінювання загальної ефективності прийнятого варіанту реконструкції та прогнозування можливостей подальшої експлуатації.

Програмою передбачено комплекс випробувань прольотної будови статичним навантаженням на дію згинального моменту з врахуванням послідовності виконання робіт з реконструкції. Для досягнення мети – оцінювання ефективності застосованих в робочому проекті реконструкції конструктивних рішень розширення і підсилення прольотної будови проведено п'ять випробувань з послідовним введенням у її склад перед кожним черговим випробуванням нових конструктивних елементів, які в

залежності від їх ефективності використані або можуть бути використані у реконструйованій споруді. Таким чином у кожному з випробувань досліджували вплив на характер роботи прольотної будови лише одного нового елемента, а ефективність його застосування оцінювали шляхом порівняння результатів даних випробувань з результатами попередніх. Тобто завжди оцінювався вплив лише одного фактора, введення якого в склад прольотної будови змінювало умови її роботи.

4.2 Дослідна конструкція – існуючий і реконструйований міст

Існуючий міст через р. Прутець Яблунівський на км 218+872 автодороги державного значення Мукачеве-Львів (Івано-Франківська область), яка за перспективною інтенсивністю руху згідно вимог [13] може бути віднесена до автомобільної дороги державного значення III-ї технічної категорії. Міст збудовано орієнтовно в 1963р. за індивідуальним проектом з прив'язкою основних конструктивних рішень прольотних будов і армування головних балок до розробленою наприкінці 50-х років минулого сторіччя типового проекту ТП вип. 56 [149] під нормовані тимчасові навантаження Н-13, НГ-60 згідно чинних на час проектування норм.

За конструктивною схемою існуючий міст залізобетонний, балковий, однопрольотний за вільнообпертою статичною схемою, повною довжиною балок 19,5 м і габаритом $\Gamma-6+2\times 0,75$ м (рисунок 4.1,а,б). Прольот балок між осями опорних частин $l = 18,9$ м. Прольотна будова перехресно-ребриста, виконана в монолітному залізобетоні з прив'язкою конструктивної схеми, геометричних параметрів і способу армування до збірного варіанту типового проекту вип. 56 [149].

Поперечний переріз сформований з п'яти балок таврового профілю, об'єднаних між собою в просторову систему прольотної будови монолітними поперечними діафрагмами і монолітною залізобетонною плитою мостового полотна (рисунок 4.1,б). Крок балок поперек прольоту 1,4 м, крок діафрагм вздовж прольоту 2,7 м, що відповідає розмірам типового проекту вип. 56. Конструкція армування балок також аналогічна типовому проекту ТП вип. 56 – двома збірними каркасами з багаторядковим розташуванням поздовжньої робочої арматури без зазорів по висоті.

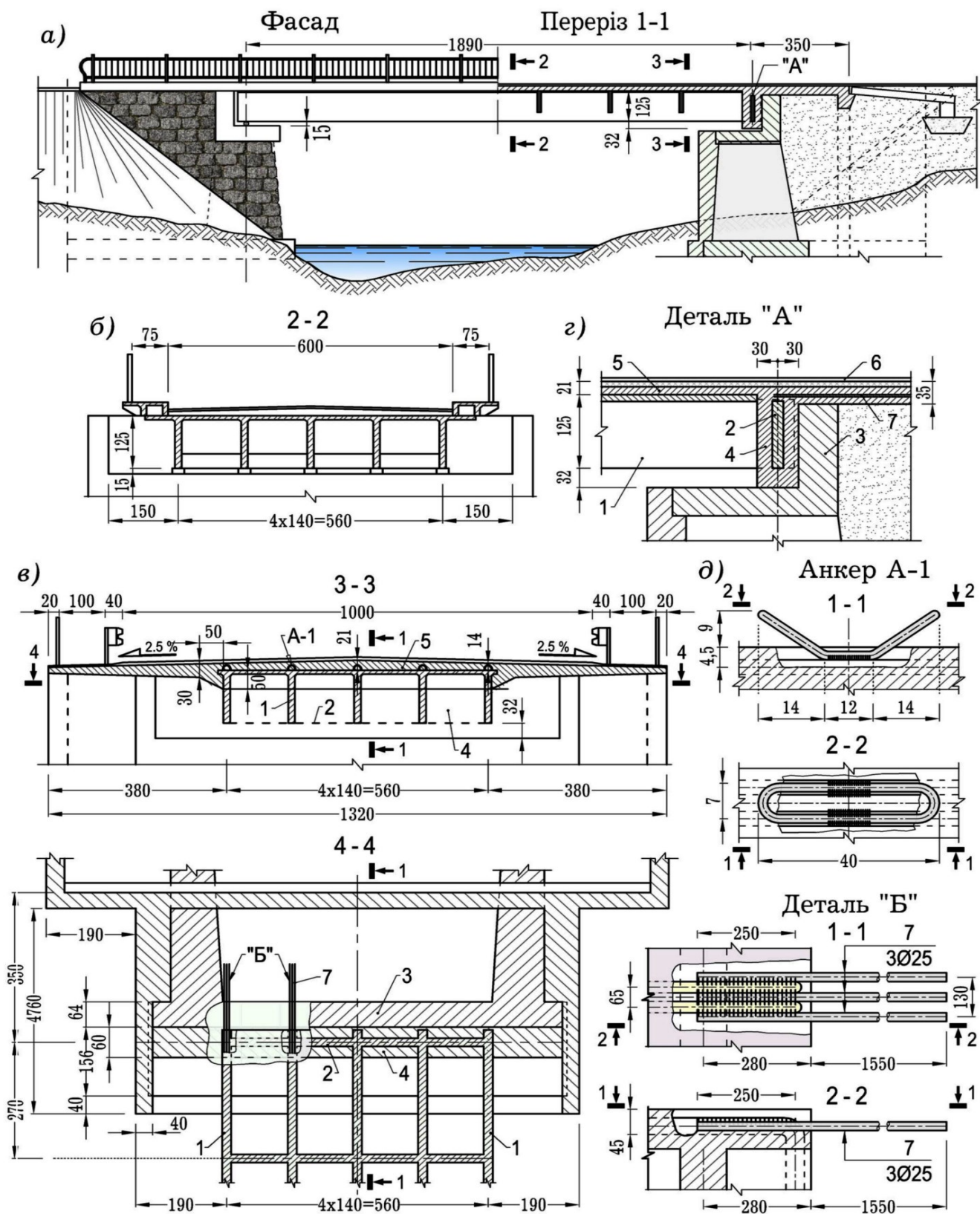


Рисунок 4.1 - Конструкція існуючого (а,б) і реконструйованого (в,г,д,е) моста через р. Прутець-Яблунівський на км 218+872 автодороги Мукачеве-Львів. 1 – існуючі балки, 2 – опорна діафрагма, 3 – шафова стіна опор; 4 – опорне ребро для защемлення балок на опорах; 5 – монолітна залізобетонна накладна плита; 6 – надопорна робоча арматура

Балка даної прольотної будови має на один крок діафрагм (2,7м) меншу довжину від типової довжиною 22,16 м при однаковій з типовою висоті 125 см. Тому армування її прийняте аналогічним до типової, але під зменшені нормовані тимчасові навантаження Н-13 і НГ-60. Конструкція балки показана на рисунку 4.2. Кількість стержнів поздовжньої робочої арматури зменшується від середини прольоту до опор відповідно до зменшення згинальних моментів при вільнообпертій статичній схемі балки. Максимальна кількість цієї арматури 10Ø32 А-II в середині прольоту зменшується до мінімальної 2Ø32 А-II в приопорних перерізах. Характерні поперечні перерізи балки, в яких змінюється кількість поздовжньої робочої арматури показані на рисунку 4.2. Верхня зона ребра балки конструктивно армована 2Ø32 уздовж всієї балки. Поперечне армування – відгинами поздовжньої арматури в ребро балки та вертикальними хомутами Ø8, А-I з кроком 250 мм, якими плоскі зварні каркаси об'єднують у просторовий. Поздовжня і відігнута робоча арматура – гарячекатана, періодичного профілю із сталі марки Ст. 5 за ГОСТ 3781-53 з межею текучості $\sigma_y = 3500 \text{ кг/см}^2$ (350МПа) – (за сучасною класифікацією клас А-II). Поперечна арматура (хомути) з круглої сталі ст. 3 за ГОСТ 380-80 з межею текучості $\sigma_y = 2850 \text{ кг/см}^2$ (285МПа) – за сучасною класифікацією клас А-I. Марка бетону балок за результатами визначення неруйнівним способом відповідала проектній марці М300 (за сучасною класифікацією – клас бетону $B = 0,886 \cdot 300 \cdot 0,098 \approx 25$).

Берегові опори – масивні стояни з кам'яної кладки з бетонними оголовками, шафовими стінами та зворотними відкритками. Балки обпираються на підферменники опор через рухомі залізобетонні валкові і металеві тангенціальні нерухомі опорні частини, конструкція яких відповідає ТП вип. 56.

В такому вигляді ця прольотна будова після видалення всіх елементів облаштування мостового полотна без будь-яких змін використовується як базова для проведення перших випробувань за вільнообпертою статичною схемою. Після цього відповідно до мети і завдання наступних експериментальних досліджень у її склад включають нові конструктивні елементи, які після експериментального оцінювання ефективності можуть бути використані в проекті реконструкції моста.

Так перед другим випробуванням створювали горизонтальну шарнірну нерухомість опорних частин як один з варіантів зміни статичної схеми прольотної будови і підсилення балок. Для цього конструктивний зазор шириною 3...5 см між торцями балок і внутрішньою гранню шафової стіни ретельно розклинювали металевими пластинами на рівні приблизно 10 см вище нижньої грані балки. При цьому виникли певні труднощі у виконанні надійного і якісного розклинювання. Наприклад через обмежений доступ до зони заклинювання важко забезпечити повне прилягання пластин по контактних поверхнях. Крім того під час розклинювання чергової балки раніше виконане розклинювання суміжних балок слабшало і його необхідно повторно «дорозклинювати».

Тут доречно більш детально зупинитись на аналізі загальних засад практичного застосування цього способу, оскільки існує ряд суттєвих застережень, які ставлять під сумнів саме можливість широкого застосування, серед них:

- через розгерметизовані деформаційні шви торці балок і приопорні ділянки ребра мають значні корозійні ушкодження бетону, знижену його міцність, корозію відкритої арматури, а інколи і повне відшарування захисного шару. В таких умовах забезпечити нормальну працездатність елементів розклинювання деформаційних зазорів неможливо тому цей спосіб зміни статичної схеми непридатний для застосування;

- через обмежений доступ в зазор 3-5 см між торцями балок досить складно встановити і закріпити жорсткі упори-фіксатори, які б надійно забезпечували розпірність;

- внаслідок динамічної дії тимчасового рухомого навантаження хоча і зменшеного накладною плитою за тривалий період експлуатації будуть накопичуватись додаткові деформації бетону в стичних площинах упорів - фіксаторів та торців балок, що призведе до втрат розпору, тобто зменшення ефективності підсилення балок.

В цілому до проведення додаткових досліджень цей варіант зміни статичної схеми може розглядатись як варіант для повноти картини, але його практичне застосування викликає обґрунтовані сумніви. В окремих випадках може

застосовуватись, як тимчасовий захід для короткочасного підсилення, наприклад, при необхідності одноразового пропуску мостом понаднормованого навантаження.

Тому вданому дослідженні такі випробування проведені і їх результати включені у загальний аналіз, але для підсилення балок в проекті реконструкції даного моста застосований інший, більш надійний, хоча і більш складний у виконанні варіант зміни статичної схеми – повного защемлення торців і приопорних ділянок балок на опорах (рисунок 4.1).

Проект реконструкції моста виконаний ГНДЛ-88 Національного університету «Львівська політехніка». Концептуальною умовою цього проекту було максимальне використання існуючих конструкцій, що гарантує мінімальну вартість реконструкції.

Защемлення над опорами створювали влаштуванням в проміжках між опорними діафрагмами існуючих балок армованих опорних ребер 4, (рисунок 4.1,г), об'єднаних над опорами з накладною плитою, яку на цих ділянках додатково армують для сприйняття опорного згинального моменту. Крім того включали в роботу верхні арматурні стержні 2Ø32, з'єднуючи їх з арматурними коротунами 3Ø25, заведеними в опорну ділянку накладної плити (рисунок 4.1,е).

Дана конструктивна система реалізована на інших об'єктах реконструкції прольотних будов [10, 28, 30, 32, 33, 36, 40, 41, 66, 67, 68] і на практиці підтвердила високу техніко-економічну ефективність та можливість комплексного вирішення основних завдань реконструкції, при якому одночасно з розширенням забезпечується необхідний ступінь підсилення балок, пропускна здатність, комфортність та безпека руху, а також підвищується довговічність і експлуатаційна надійність, зменшуються затрати на експлуатацію.

Крім підсилення балок суттєвою перевагою створеної статично невизначеної системи прольотної будови є ліквідація деформаційних швів над опорами, а забетоновані опорні ребра ліквідують отримані в процесі тривалої експлуатації дефекти торців балок. Для сприйняття опорних моментів накладна плита видовжена на 3,5 м за шафову стіну берегових опор і об'єднана з поперечним ребром з опорними площадками для обпирання перехідних плит. Таким чином деформаційні шви над опорами надійно перекриті опорними ребрами і накладною плитою, накритою

гідроізоляцією, що виключає її протікання.

Прольотна будова розширена розробленою в ГНДЛ-88 конструкцією монолітної залізобетонної накладної плити з виступаючими консолями, влаштованої зверху існуючих балок (рисунок 4.1,в). Її консолі довжиною 380 см забезпечують габарит розширеної прольотної будови Г-10+2×1,0, що відповідає нормативам III технічної категорії. Для створення поперечного ухилу в межах ширини існуючої прольотної будови товщина накладної плити змінюється від 14 см по осі крайньої балки до 21 см – по осі прольотної будови. Накладну плиту об'єднують для спільної роботи з існуючими балками за допомогою гнучких петльових анкерів (рисунок 4.1,д), розташованих з кроком 135 см вздовж прольоту і приварених до оголеної верхньої поздовжньої арматури 2Ø32. Консолі мають змінну товщину від 15 см на кінці до 30 см біля примикання до крайньої балки з видаленою зовнішньою консолю полиці.

Конструкція мостового полотна відповідає сучасним вимогам. Тротуари влаштовані в одному рівні з проїзною частиною на консолях накладної плити і відділені від їздового полотна півжорстким металевим бар'єрним огородженням. Оклеєчна гідроізоляція товщиною 5 мм з рулонного матеріалу Testudo влаштована по вирівняній поверхні накладної плити. По гідроізоляції вкладене трьохшарове асфальтобетонне покриття загальною товщиною 12 см.

Після влаштування накладної плити і підсилення балок проект реконструкції передбачав виконання комплексу ремонтно-відновлювальних робіт з ліквідації дефектів прольотної будови і опор, а також забезпечення нормованої довговічності співставної з новими мостами шляхом захисту відкритих бетонних поверхонь сучасними захисними системами від агресивних впливів зовнішнього середовища та можливої корозії в процесі майбутньої експлуатації.

4.3 Завдання і методика експериментальних досліджень

Почергові порівняльні випробування прольотної будови в процесі реконструкції за однакових схем розташування випробувального навантаження відносно осі крайньої балки дали можливість прямим порівнянням прогинів оцінити ефективність включення у спільну роботу з існуючими балками нових елементів розширення і

підсилення реконструйованої прольотної будови на міцність і тріщиностійкість балок, тобто експериментально виявити ефект підсилення і розширення.

Під час випробувань вирішували наступні задачі:

- вимірювали прогини балок в середині прольоту при різних схемах випробувального навантаження до, в процесі та після реконструкції прольотної будови;

- за характером їх розподілу поперек прольоту встановлювали дійсні розрахункові моделі просторової роботи існуючої прольотної будови на різних етапах реконструкції з врахуванням наявності дефектів;

- за співвідношенням прогинів окремих балок визначали дійсний розподіл зусиль між балками від різних схем випробувального навантаження, тобто визначали експериментальні коефіцієнти поперечного розподілу зусиль (КПР);

- за експериментальними КПР визначали згинальні моменти в окремих балках від різних схем випробувальних навантажень, а за величиною згинальних моментів ступінь навантаженості балок випробувальним навантаженням по відношенню до їх розрахункової несучої здатності;

- на основі аналізу результатів випробувань встановлювали можливість використання існуючих балок в складі реконструйованих прольотних будов, а також необхідність їх підсилення.

- вивчали характер просторової роботи прольотної будови при різних схемах її навантаження в існуючому стані та після влаштування накладної плити, і зміни статичної схеми, а також порівнювали фактичні і прийняті в розрахунках моделі просторової роботи;

- досліджували закономірності деформування і взаємодії окремих елементів прольотної будови до та після включення в роботу з існуючими балками елементів реконструкції, а також їх вплив на зміну жорсткості і деформації балок при різних схемах випробувального навантаження;

- досліджували в реальних умовах реконструкції надійність сумісної роботи з існуючими балками монолітної залізобетонної накладної плити, правильності конструктивних рішень окремих вузлів та ефективності їх застосування під час

реконструкції аналогічних мостових об'єктів;

- оцінювали ефект створеного в процесі реконструкції заземлення на опорах внаслідок зміни статичної схеми на характер просторової роботи і розподіл прогинів між балками;

- за даними випробувань встановлювали прогнозовану несучу здатність найбільше навантажених балок за згинальним моментом в реконструйованій прольотній будові та можливість пропуску нею тимчасових навантажень, еквівалентних за силовою дією нормованим А15 і НК-100;

- на основі аналізу результатів експериментальних досліджень перевіряли правильність прийнятих конструктивних і технологічних рішень реконструкції, відповідність фактичних і прийнятих при проектуванні розрахункових схем, та оцінювали дійсний технічний стан реконструйованої прольотної будови, її поведінку під навантаженням, відповідність технічним вимогам та придатність до подальшої нормальної експлуатації.

Варто відмітити, що випробування проводили в проміжках виконання робіт з реконструкції, тому їх послідовність відповідала її основним етапам і була наступною(рисунок 4.3):

- спочатку (перше випробування) як базову випробовували існуючу прольотну будову за її наявною вільнообпертою статичною схемою (ВО) у найбільш не вигідному її стані після видалення всіх шарів дорожнього покриття і тротуарних конструкцій, тобто за мінімального постійного навантаження – лише від власної ваги балок. Результати цих випробувань використовували як базові для порівняння з результатами наступних випробувань цієї ж прольотної будови, але з введеними у її склад додатковими конструктивними елементами, які змінювали характер її роботи.

Друге випробування, проведене після зміни статичної схеми влаштуванням горизонтальної шарнірної нерухомості опорних частин (ШН), тобто перетворення наявної безрозпірної системи в зовнішньо розпірну, як одного із способів підсилення балок в прольоті. Ефективність його застосування оцінювали порівнянням з результатами попередніх випробувань. На перший погляд цей спосіб підсилення видається технологічно простим, однак практичне його застосування показало, що це

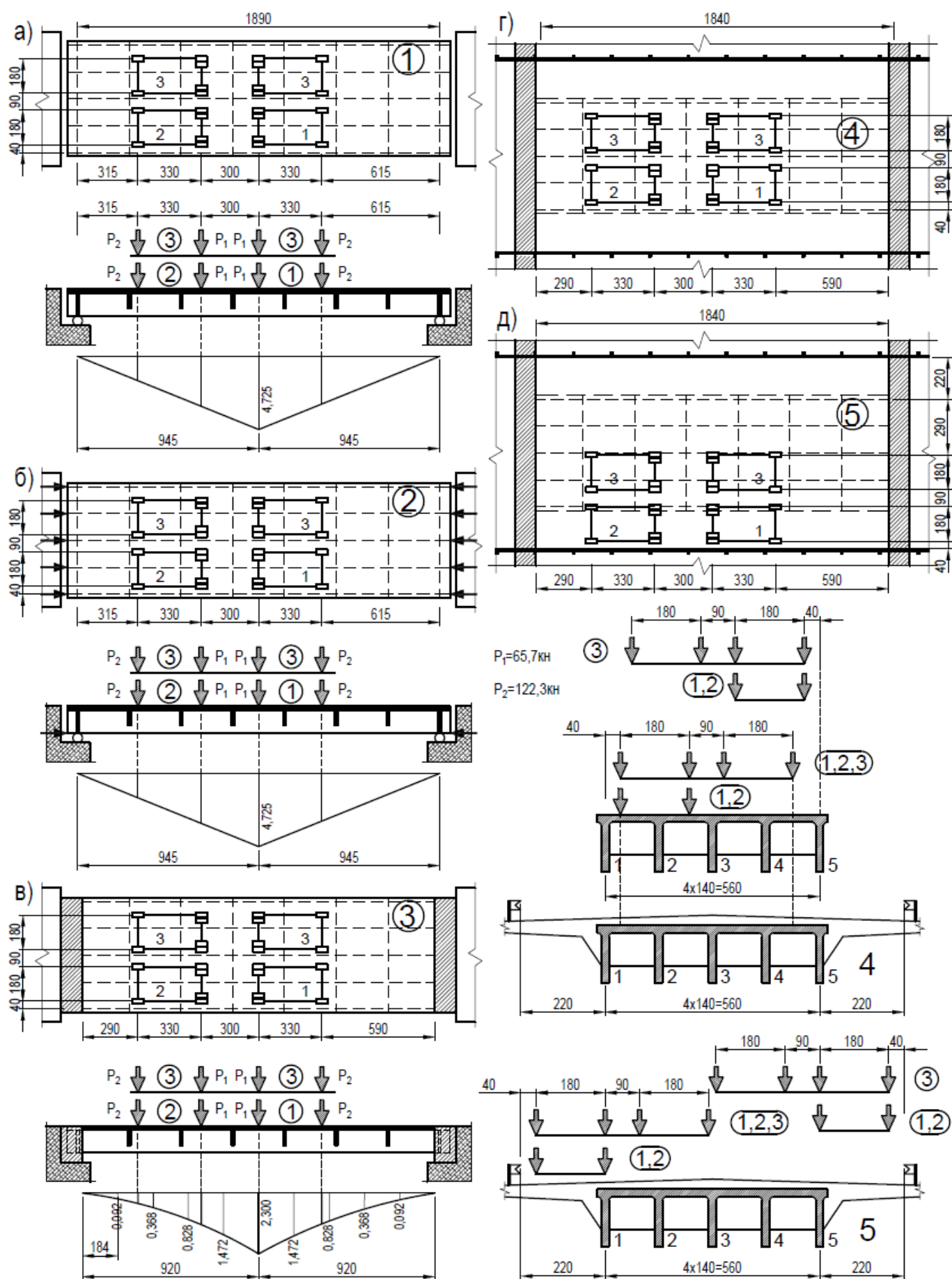


Рисунок 4.3 - Схеми 1...5 випробування прольотної будови за етапами реконструкції.

далеко не так і він має свої особливості, які обмежують його застосування. Про що нижче.

Третій раз також випробовували наявну прольотну будову, але під час реконструкції після підсилення балок за прийнятим в проекті реконструкції іншим більш надійним способом зміни статичної схеми - повним защемленням опорних ділянок балок, тобто перетворенням прольотної будови з балкової в рамно-нерозрізну. Причому, перед влаштуванням такого защемлення попередньо встановлені елементи шарнірної нерухомості видаляли. Ефективність цього способу підсилення також оцінювали порівнянням з результатами попередніх випробувань.

Вчетверте випробовували уже розширену під час реконструкції прольотну будову після влаштування залізобетонної накладної плити (ЗЩНП) та включення її у спільну роботу з існуючими балками.

За результатами цих випробувань знову є такий шлях порівняння з результатами попередніх оцінювали вплив накладної плити на характер уже по суті реконструйованої прольотної будови.

В контексті сказаного вище доцільно ще раз підкреслити, що всі чотири випробування проведені за однакових схем навантаження і при кожному з них досліджували вплив лише одного фактора на характер роботи як існуючої так і реконструйованої прольотної будови. Це дозволило досить чітко шляхом прямого порівняння прогинів об'єктивно оцінити ефективність застосування під час реконструкції окремо кожного з досліджуваних факторів.

Останні п'ять випробування це по суті випробування після завершення всіх робіт з реконструкції перед здачею об'єкта в експлуатацію за найбільш не вигідною схемою навантаження з максимальним наближенням колон автомобілів до бар'єрів безпеки з їх виходом на консольну ділянку накладної плити і створювала найбільшу навантаженість крайніх балок у складі реконструйованої прольотної будови.

Для випробувань прольотної будови використовували тимчасове рухоме навантаження з однієї або двох колон навантажених великовагових автомобілів-самоскидів марки – МАЗ 5549 (тиск на передню вісь 65,7 кН, на задню 122,3 кН) по два автомобілі в колоні.

Схеми навантаження на всіх етапах випробувань 1...5 були прийняті однаковими. Вони зрозумілі з рисунку 4.5. На прольотній будові автомобілі розташовували за загальноприйнятим принципом випробувань прольотних будов мостів тимчасовим статичним навантаженням [25, 26, 30, 36, 38]. Поперек і вздовж прольоту автомобілі встановлювали в найбільш не вигідне положення за відповідними лініями впливу для одержання максимальних згинальних моментів в балках (максимальної навантаженості балок). Для цього одну або дві колони автомобілів встановлювали несиметрично відносно поздовжньої осі моста з максимальним наближенням до крайніх балок.

Вздовж прольоту крайню задню вісь одного автомобіля встановлювали над вершиною лінії впливу згинального моменту, а другий – впритул заднім бортом до першого. Таким чином на ділянці лінії впливу з максимальними ординатами зосереджувались задні найбільше навантажені вісі, що створювало максимальну навантаженість балок прольотної будови. Автомобілі другої колони встановлювали впритул до двох основних першої колони. Реконструйовану прольотну будову за схемою 5 випробовували після завершення всіх робіт з реконструкції, тобто при повному постійному навантаженні з максимальним наближенням колон автомобілів до бар'єру безпеки для одержання максимальної навантаженості крайньої балки.

На всіх етапах випробувань при відповідних схемах розташування випробувального навантаження на прольотних будовах вимірювали прогини балок в середині прольоту, як інтегральні характеристики напружено-деформованого стану перерізів. За характером їх розподілу між балками встановлювали закономірності просторової роботи прольотної будови до та після реконструкції, а також визнаали фактичний розподіл між балками зусиль від тимчасових навантажень, тобто відповідність фактичних і прийнятих для розрахунку моделей просторової роботи існуючої і розширеної прольотної будови. Для вимірювання прогинів застосовували механічні прогиноміри 6ПАО з ціною поділки 0,01 мм. Крім того фіксували стан прольотної будови для можливості встановлення остаточних деформацій, що могли виникнути в результаті проведених навантажень.



Схеми ВІл-а, ЗІ-а



Схеми ВІл-б, ЗІл-б

Рисунок 4.4 - Загальний вид випробувань існуючої прольотної будови за вільнообпертої (В) і защемленої на опорах (З) статичній схемі



Схема ЗІрл-а



Схема ЗІрл-б



Схема ЗІрл-в



Схема ЗІрп-а



Схема ЗІрп-б



Схема ЗІрп-в

Рисунок 4.5 - Загальний вид схем навантаження Ір-а,б,в під час випробувань розширеної прольотної будови



Схема 3Прл-а



Схема 3Прл-б



Схема 3Ірл-в



Схема 3Прп-а



Схема 3Ірп-б



Схема 3Ірп-в

Рисунок 4.6 - Загальний вид схем навантаження Пр-а,б,в під час випробувань розширеної прольотної будови

Методичною особливістю випробувань було одержання експериментальних закономірностей розвитку прогинів балок при ступеневому збільшенні випробувального навантаження. Для цього прольотну будову за найбільш не вигідних схем навантажували ступенево (а,б,в), встановлюючи послідовно за прийнятими схемами в одну колону спочатку один автомобіль (схеми Іа, Іа), потім впритул до нього заднім бортом другий (схеми Іб, Іб) і на третьому ступені другу колону з двох автомобілів впритул до першої (схеми Ів, Ів). Вимірювання прогинів балок на кожному ступені навантаження дало можливість одержати графіки залежності прогинів від величини згинальних моментів $f-M$.

Одержані з випробувань величини експериментальних згинальних моментів в балках за різних схем навантаження порівнювали з теоретичними, розрахованими за інженерними методами просторового розрахунку залізобетонних балкових перехресно-ребристих прольотних будов. За ступенем збіжності експериментальних і теоретичних згинальних моментів встановлювали правомірність застосування тих чи інших методів для просторового розрахунку балкової прольотної будови до та після реконструкції і підсилення зміною статичної схеми. Характерні моменти випробувань фотографували.

Випробування прольотної будови за етапами реконструкції і за однією методикою їх проведення дали можливість шляхом безпосереднього порівняння одержаних при кожних випробуваннях дослідних даних встановити ефективність конструктивно-технологічних рішень реконструкції моста. Тому експериментальні дослідження прольотної будови за основними етапами реконструкції носили багатоцільовий характер.

Враховуючи новизну і особливості нетипових рішень при розробці проекту реконструкції, зокрема розширення прольотної будови монолітною залізобетонною накладною плитою та підсилення балок зміною статичної схеми з вільнообпертої статично визначеної на защемлену на опорах статично невизначену проведені випробування прольотної будови носили характер експериментальних досліджень, оскільки включали не лише формальну обкатку моста тимчасовим навантаженням згідно вимог ДБН [14], а більш глибоке дослідження закономірностей деформування

її елементів під навантаженням до та після включення в сумісну роботу з існуючими балками конструктивних елементів реконструкції. Детальне експериментальне дослідження особливостей роботи прольотної будови на різних етапах реконструкції обумовлено також і тим, що через відсутність аналогів, а, відповідно, і досвіду експлуатації реконструйованих мостів з прийнятими новими конструктивними рішеннями сам він віднесений до об'єктів експериментальної реконструкції.

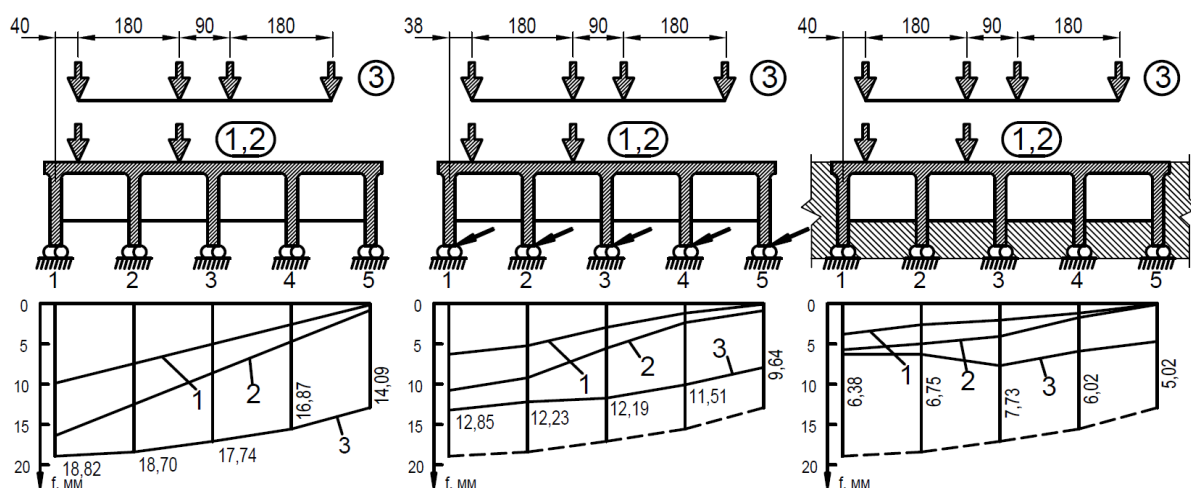
Прийняті при випробуваннях реконструйованої прольотної будови схеми навантаження охопили практично всі можливі випадки розташування тимчасових навантажень на прольотній будові під час її експлуатації, тобто дали можливість перевірити несучу здатність, жорсткість і тріщиностійкість найбільш навантажених елементів в режимі найбільше не вигідного навантаження реконструйованої прольотної будови під час експлуатації.

4.4 Аналіз та оцінка результатів випробувань прольотної будови

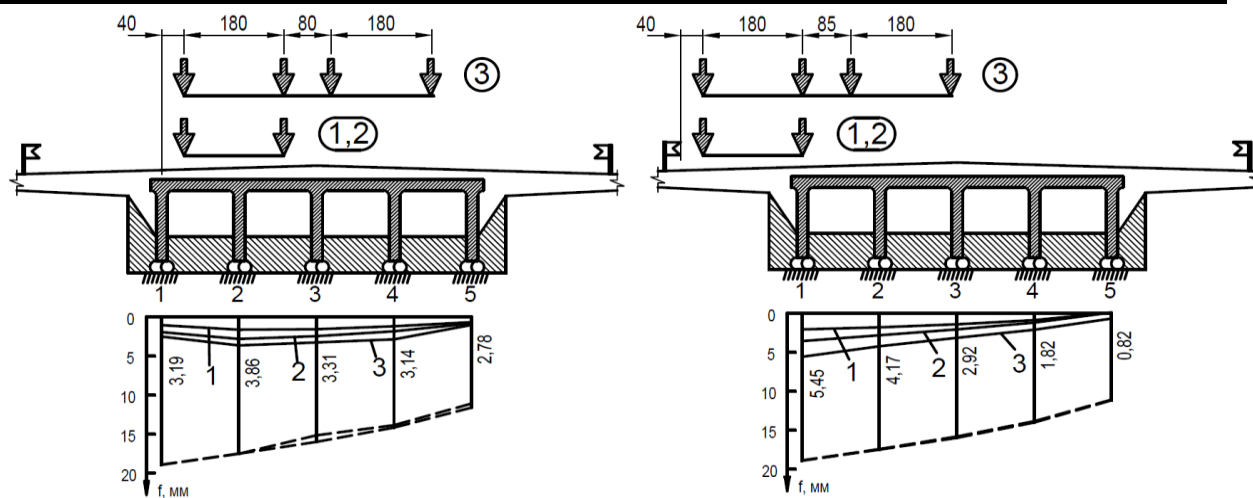
Основним результатом випробувань є прогини балок в середині прольоту всіх досліджуваних різновидів прольотної будови за однакових схем їх навантаження, а також вираховані за цими прогинами за відомою методикою коефіцієнти поперечного розподілу (КПР) випробувального навантаження між балками між балками поперек прольоту. Характер розвитку прогинів за ступенями навантаження, їх розподілу між балками дає повну уяву про характер роботи прольотної будови під навантаженням в залежності від досліджуваних факторів, а порівняння їх та вирахованих за ними КПР виявляє ефект підсилення балок зміною статичної схеми та включенням у спільну роботу з ними залізобетонної накладної плити.

Для можливості аналізу і порівняння вибірка цих експериментальних даних для всіх п'яти випробувань різновидів прольотної будови представлена у вигляді таблиць на рисунку 4.7, а також для наглядності у вигляді епюр їх розподілу між балками поперек прольоту за ступенями навантаження (1,2,3).

З представлених епюр видно, що закон зміни прогинів балок при всіх схемах позацентрового (одностороннього) навантаження існуючої прольотної будови близький до лінійного, що є характерним для вузьких залізобетонних перехресно-



Балки схеми		1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
1	$f, \text{мм}$	9,64	7,63	4,80	2,46	0,18	6,22	4,92	3,10	1,59	0,12	3,62	2,82	2,50	0,96	0,15
	K_1	0,3901	0,3088	0,1942	0,0995	0,0773	0,3900	0,3085	0,1944	0,0997	0,0075	0,3602	0,2806	0,2488	0,0955	0,0199
2	$f, \text{мм}$	16,68	13,14	8,60	4,44	0,76	11,39	8,60	5,62	3,06	0,49	5,71	5,11	4,00	1,78	0,24
	K_2	0,3824	0,3012	0,1972	0,1018	0,0174	0,3906	0,2449	0,1988	0,1049	0,0168	0,3391	0,3039	0,2375	0,1037	0,0142
		0,3862	0,3050	0,1952	0,1006	0,0124	0,3903	0,3017	0,1946	0,1023	0,0122	0,3496	0,2920	0,2432	0,1006	0,0146
3	$f, \text{мм}$	18,82	18,70	17,74	16,87	14,09	12,85	12,23	12,14	11,51	9,64	6,38	6,75	7,93	6,02	5,02
	K_3	0,4365	0,4338	0,4115	0,3913	0,3268	0,4403	0,4190	0,4160	0,3944	0,3303	0,4000	0,4232	0,4846	0,3773	0,3147



балки схеми		1	2	3	4	5
1	$f, \text{мм}$	1,28	1,16	0,88	0,60	0,34
	K_1	0,3005	0,2723	0,2066	0,1408	0,0798
2	$f, \text{мм}$	2,32	2,11	1,69	1,18	0,72
	K_2	0,2938	0,2638	0,2050	0,1475	0,0975
K_m		0,2972	0,2680	0,2058	0,1442	0,0886
3	$f, \text{мм}$	3,19	3,36	3,31	3,14	2,78
	K_3	0,4093	0,4258	0,4195	0,3980	0,3523

балки схеми		1	2	3	4	5
1	$f, \text{мм}$	2,00	1,30	0,72	0,30	-0,04
	K_1	0,4673	0,3037	0,1682	0,0701	-0,0093
2	$f, \text{мм}$	3,52	2,32	1,29	0,56	-0,06
	K_2	0,4613	0,3041	0,1691	0,0734	-0,0079
K_m		0,4673	0,3039	0,1690	0,0718	-0,0086
3	$f, \text{мм}$	5,45	4,17	2,92	1,82	0,82
	K_3	0,7180	0,5494	0,3847	0,2398	0,1080

Рисунок 4.7 - вибірка експериментальних даних для 5-ти схем випробування прольотної будови.

ребристих балкових прольотних будов із співвідношенням довжини прольоту L до ширини між крайніми балками B , $L/B > 2$, і відповідає розрахунковій моделі методу поперечної жорсткої балки (позацентрового стиску). Наявність монолітних залізобетонних діафрагм, які об'єднують балки поперек прольоту, справляє достатній вплив на забезпечення поперечної жорсткості в просторовій системі перехресно-ребристої прольотної будови.

При позацентровому навантаженні вільнообпертої прольотної будови двома колонами автомобілів з максимальним їх зміщенням до крайньої балки при досягнутому рівні навантаженості, який відповідає експлуатаційному, як і слід було очікувати найбільший прогин 18,82 мм мала крайня балка (рисунк 4.7). Відповідно розрахункового прольоту балки $L_{01} = 18,9\text{м}$ прогин найбільше навантаженої крайньої балки становив $f / L_{01} = 1 / 1004$ при допустимому згідно ДБН [14] пружному прогинові балки від короткочасних навантажень $1/400$ розрахункового прольоту, що в абсолютній величині складає $[f] = 1 / 400 \cdot 18900 = 47,25\text{мм}$, тобто фактичний вимірний під час випробувань прогин балки крайнього прольоту виявився у 2,5 рази меншим допустимого. Це свідчить про значний запас вертикальної жорсткості існуючих балок і можливість сприйняття ними значно більших навантажень, ніж були досягнуті під час випробувань.

Для зручності прямого порівняння з загальної вибірки експериментальних даних (рисунк 4.7) для всіх різновидів випробуваної прольотної будови відібрані у порівняльну таблицю прогини і знайдені за ними КПП для двох характерних і одночасно найбільш невігідних схем випробувального навантаження з однієї і двох колон автомобілів максимально наближених до крайньої балки або бар'єру безпеки (рисунк 4.8). В цій же таблиці наведені також співвідношення порівнюваних прогинів і КПП базової прольотної будови (ВО) з аналогічними для кожного різновиду після впровадження у їх склад нових досліджуваних елементів (ШН, ЗЩ, ЗЩНП). Крім того, за даними цієї таблиці для наглядності представлено графічне порівняння прогинів і КПП у вигляді епюр їх розподілу між балками (рисунк 4.8,а,б).

Порівняння максимальних прогинів балок випробуваних різновидів прольотної будови за однією схемою їх навантаження дало можливість встановити ефективність

Балки \ Схеми		1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
f_i, mm	ВО(1)	16,68	13,14	8,60	4,44	0,76	18,82	18,70	17,74	16,87	14,09
	ШН(2)	11,39	8,60	5,62	3,06	0,49	12,85	12,23	12,14	11,51	9,64
	ЗЩ(3)	5,71	5,11	4,00	1,78	0,24	6,38	6,75	6,73	6,02	5,02
	ЗЩН(4)	2,35	2,11	1,64	1,18	0,72	3,19	3,36	3,31	3,14	2,78
	Δ_{2f}	1,46	1,53	1,53	1,45	1,55	1,46	1,53	1,46	1,46	1,46
	Δ_{3f}	2,91	2,57	2,15	2,49	2,17	2,95	2,77	2,64	2,80	2,81
	Δ_{4f}	7,10	6,23	5,24	3,76	1,05	5,90	5,56	5,36	5,37	5,07
КПР(к1...к4)	ВО(1)	0,3824	0,3012	0,1972	0,1018	0,0174	0,4365	0,4338	0,4112	0,3913	0,3268
	ШН(2)	0,3906	0,2949	0,1927	0,1049	0,0168	0,4403	0,4190	0,4160	0,3944	0,3303
	ЗЩ(3)	0,3391	0,3034	0,3325	0,1057	0,0142	0,4129	0,4369	0,4356	0,3896	0,3249
	ЗЩН(4)	0,2938	0,2638	0,2050	0,1475	0,0900	0,4043	0,4258	0,4195	0,3980	0,3523
	$K_m(5)$	0,3515	0,2908	0,2081	0,1150	0,0346	0,4235	0,4254	0,4208	0,3935	0,3336
	$K_c(\text{Cal}, 6)$	0,4143	0,3072	0,2000	0,0929	-0,0144	0,4428	0,4213	0,4000	0,3785	0,3572
	Δ_{1k}	8,3	2,0	0,9	-8,7	-	1,4	-2,9	-2,7	-3,3	9,3
	Δ_{2k}	6,1	4,2	3,8	-11,4	-	0,6	0,5	3,8	-4,0	8,1
	Δ_{3k}	22,2	1,2	-15,7	-12,1	-	7,2	-0,9	-8,2	-2,8	9,9
	Δ_{4k}	41,0	16,4	-2,4	-37,0	-	9,5	-1,1	-4,6	-4,9	14
	Δ_{5k}	17,9	5,6	-3,9	-19,2	-	4,5	-3,0	-4,9	-3,8	7,1
$H_{\text{кн}}$	$f_i, \text{мм}$	5,29	4,59	2,98	1,38	0,27	5,97	6,47	5,60	5,36	4,45
	H_f	425,2	369,6	240,0	111,1	21,7	480,7	521,0	450,9	431,6	358,3
	H_p	450,4	340,1	222,2	121,0	19,4	507,7	489,2	479,7	454,8	386,9
	$\Delta_H\%$	5,9	-8,0	-7,4	8,9	-10,6	5,6	-7,2	6,4	5,4	6,3

Умовні позначення і скорочення до таблиці:

$f_i, \text{мм}$ - прогини балок 1...5 в середині прольоту за різних умов обпирання - ЗЩНП (защемлена з накладною плитою); ВО - (вільноберті); ШН - шарнірно нерухомі; ЗЩ - заземлення; Δ_{if} - відношення f_1/f_i і КПР(1...4) за різних обпирання балок; K_m - середнє значення; $K_c(\text{кал})$ - розраховані КПР за методом позacentрового стиску; $\Delta_{ik}=(\Delta_{\text{сал}}-\Delta_{ik})\cdot 100/\Delta_{\text{ск}}$; H_f, H_p - розпир визначення за прогинами (вишном f_b) балок і з умов статки $\Delta_H=(H_p-H_f)\cdot 100/H_f$.

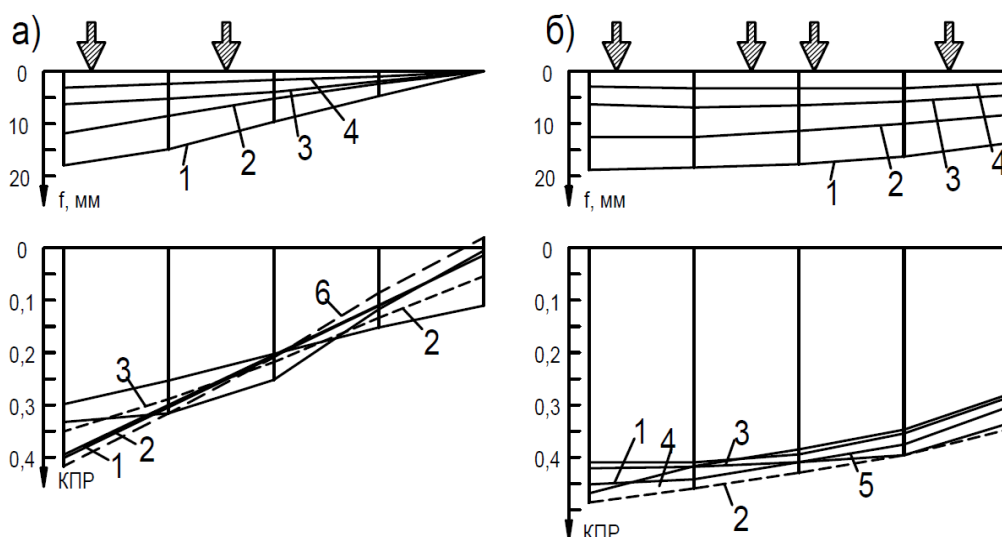


Рисунок 4.8 - порівняння максимальних балок прогинів, і КПР випробуваної прольотної будови за схемами 1...5

прийнятих варіантів зміни статичної схеми, влаштування накладної плити та ефективність прийнятих конструктивних рішень реконструкції в цілому.

Так за навантаження однією колоною (рисунок 4.8,а) максимальний прогин крайньої балки у вільнообпертій статичній схемі (ВО) становив 16,68 мм, за зміненими статичними схемами він зменшився, відповідно до ШН – 11,38 мм і ЗЩ – 5,71 мм, тобто у співвідношенні ВО:ШН:ЗЩ=1:1,46:2,91. Аналогічно за двох колон навантаження одержали майже те саме співвідношення (рисунок 4.8,б): ВО:ШН:ЗЩ=1:1,46:2,95.

Як і слід було очікувати найменші прогини одержані за обох схем навантаження для прольотної будови після влаштування і залучення у спільну роботу з існуючими балками залізобетонної накладної плити (ЗЩНП). Він становив лише 2,35 мм для однієї і 3,19 мм для двох колон навантаження, тобто порівняно з вільнообпертою значно зменшився, відповідно у 7,1 і 5,9 рази. Але порівнювати ці прогини з попередніми не коректно, оскільки на зменшення попередніх впливав лише один фактор – лише зміна статичної схеми, в той час як на зменшення цих прогинів впливало мінімум три фактори: крім зміни статичної схеми (ЗЩ) також збільшення жорсткості балок після залучення у спільну роботу з ними накладної плити, а також впливу накладної плити на збільшення загальної жорсткості поперечника прольотної будови і, відповідно, більш рівномірного розподілу випробувального навантаження між балками поперек прольоту.

З порівняння максимальних прогинів балок (чи їх співвідношення) за різних статичних схем випливає, що найбільший ефект підсилення досягається у защемленій на опорах статичній схемі. Зменшення прогинів майже у три рази порівняно з вільнообпертою схемою і складає ефект підсилення. Це можна підтвердити також простим розрахунком силового ефекту, тобто ступеню навантаженості балок згинальним моментом в середині прольоту за лініями впливу згинального моменту, які для всіх розглянутих статичних схем представлені на рисунку 4.3, та експериментальними КПП (в таблицях на рисунку 4.7) для цих же схем.

Так від навантаження двома колонами за вільнообпертої статичної схеми (ВО) згинальний момент на крайню балку в середині прольоту становить 557,75 кН·м і,

відповідно для інших схем зменшується: для шарнірно нерухомої (ШН) – 327,08 кН·м і защемленої (ЗЩ) 202,85 кН·м, тобто співвідношення між ними складає $ВО:ШН:ЗЩ=1:1,71:2,71$, що в межах розкиду експериментальних даних збігається із співвідношенням прогинів для цієї ж схеми навантаження ($1:1,41:2,95$). Для натурного експерименту такий результат є цілком закономірним.

Наведене порівняння свідчить також про те, що зміна статичної схеми з вільнообпертої на защемлену може вважатись високоефективною, оскільки досягнутого ступеню підсилення балок 2,7-3,9 рази цілком достатньо не лише для сприйняття чинних на даний час нормованих тимчасових навантажень А15 і НК-100, але і значно збільшених у перспективі.

Ефект впливу залізобетонної накладної плити можна виявити прямим порівнянням прогинів у защемленій статичній схемі (ЗЩ) з прогинами за цієї ж статичної схеми, але після влаштування накладної плити (ЗЩНП). Так за навантаження однією колоною (рисунок 4.8) у защемленій статичній схемі прогин крайньої балки становив 5,71 мм, а після влаштування накладної плити зменшився до 2,35 мм тобто у 2,43 рази. Аналогічно для двох колон навантаження – з 6,38 мм зменшився до 3,19 мм тобто у 2,00 рази. Зменшення прогинів у два рази і більше напевно важко пояснити лише збільшенням жорсткості балок залученням у спільну роботу з ними накладної плити. Швидше за все здійснюють вплив і інші фактори, які потрібно дослідити і надати обґрунтовані пояснення.

Характер просторової роботи прольотної будови під навантаженням, а, відповідно, і можливі методи її просторового розрахунку встановлювали за експериментальними коефіцієнтами розподілу силової дії (КПР), які визначали з умови їх пропорційності до виміряних пружних прогинів балок з врахуванням кількості колон випробувального навантаження згідно робіт [30, 35, 38, 56, 59]. Вплив на КПР типу статичної схеми і накладної плити встановлювали порівнянням КПР Кожної з досліджуваних статичних схем і накладної плити з базовими КПР для вільнообпертої статичної схеми. Це порівняння показало, що в цілому незалежно від типу статичної схеми за розташування однієї або двох колон випробувального навантаження в межах прольотної будови експериментальні КПР є близькими між

собою: так для крайньої балки вони становлять: ВО – 0,3824 (0,4365); ШН – 0,3906 (0,4403); ЗЩ – 0,3391 (0,4129); ЗЩНП – 0,2938 (0,4043) (значення в дужках для двох колон автомобілів). Тобто відхилення від базової становить ШН – +2,1% (0,9%); ЗЩ – -11,3% (-5,4); ЗЩНП – 23,2% (7,4%). В цьому порівнянні викликає сумнів лише різниця КПР за вільнообпертої статичної схеми і защемленої з накладною плитою. За обмеженої кількості вимірювань цей результат можна вважати випадковим, тим більше що для схеми навантаження з двох колон автомобілів він не підтвердився.

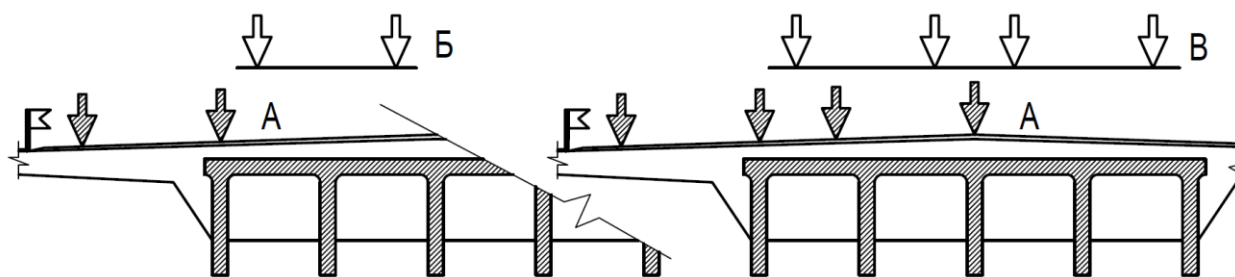
Таким чином, зважаючи на досить умовну точність розрахунків [2, 35, 60, 61, 99], можна стверджувати що КПР не залежить від статичної схеми і для всіх досліджених статичних схем його можна розраховувати за однією методикою. Тому в даних дослідженнях теоретичні КПР від випробувального навантаження розраховували за доволі розповсюдженим при проектуванні мостів методом позацентрового стиску, а для їх порівняння з експериментальними використовували середнє значення останніх із усіх чотирьох досліджуваних схем КПР які становлять, наприклад, для крайньої балки – 0,3515 (0,4235) за теоретичних значень – 0,4143 (0,4428), тобто різниця між ними +17,9 % (+4,5) є цілком допустимою.

Заключна частина комплексних досліджень передбачала випробування реконструйованої прольотної будови після завершення всіх реконструктивних робіт за повного експлуатаційного постійного навантаження, тобто за максимальної навантаженості балок. Вони мали характер стандартних оціночних випробувань перед здачею об'єкту в постійну експлуатацію. Тому основною їх метою була перевірка ефективності залучення в спільну роботу з існуючими балками нових елементів реконструкції – защемлення балок і залізобетонної накладної плити, а також встановлення відповідності проектних і фактичних конструктивних і експлуатаційних характеристик, дійсного напружено-деформованого стану, несучої здатності і деформативності несучих конструкцій та прогнозування можливості подальшої нормальної експлуатації реконструйованої споруди.

Розширену прольотну будову після реконструкції випробовували за двома схемами її навантаження (рисунок 4.3,г,д). Перша – повторювала схеми попередніх випробувань вільнообпертої, шарнірно нерухомої і защемленої існуючої прольотної

будови (рисунок 4.3). Результати випробувань за цією схемою проаналізовані у спільному аналізі попередніх випробувань і тут не коментуються. Найбільш важливою і одночасно найбільш не вигідною для оцінки кінцевих результатів реконструкції і встановлення придатності реконструйованого моста для подальшої експлуатації була нова схема навантаження (рисунок 4.3,д) позацентрова з максимальним наближенням колон випробувального навантаження у розширеній прольотній будові до бар'єру безпеки, тобто з виходом його на консольну ділянку накладної плити. Ця схема була найневигіднішою для роботи прольотної будови під тимчасовим навантаженням (при повному постійному), створювала максимальну навантаженість крайніх балок і загалом характеризувала експериментальну вантажопідйомність реконструйованої прольотної будови з розширенням її монолітною залізобетонною накладною плитою і підсиленням балок зміною їхньої статичної схеми.

На рисунку 4.9 в табличній формі представлена вибірка експериментальних даних з цих випробувань (ЗЩНП) для навантаження однією (а) і двома (б) колонами випробувального навантаження (прогини і КПР) для зручного порівняння такі ж експериментальні дані наведені також для вільнообпертої (ВО) прольотної будови. Крім того, для наглядності табличні дані для обох схем продубльовані епюрами розподілу прогинів (а) і КПР (б) між балками прольотної будови як для базової, так і розширеної прольотної будови за найбільш не вигідної схеми навантаження з виходом на консольну ділянку накладної плити (одна і дві колони). Розподіл прогинів між балками поперек прольоту лінійний за явно вираженим принципом позацентрального стиску. Максимальний прогин у розширеній прольотній будові (одна і дві колони) 3,52 мм (5,45 мм) мала крайня балка (значення в дужках для двох колон автомобілів). Порівняно з такими ж прогинами базової прольотної будови 16,68 мм (18,82 мм) він зменшився у 4,74 (3,75) рази. Це зменшення прогину за більш не вигідного навантаження реконструйованої прольотної будови порівняно з існуючою вільнообпертою і характеризує високу ефективність залучення в роботу елементів реконструкції та ступінь збільшення її вантажопідйомності порівняно з існуючою до реконструкції.



Балки \ Схеми		1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
$f_i, \text{ мм}$	ЗЩНП(А)	3,52	2,32	1,29	0,58	-0,06	5,45	4,17	2,92	1,82	0,82
	ВО(Б)	16,68	13,14	8,60	4,44	0,76	18,82	18,70	17,74	16,87	14,09
	Δ	4,74	5,66	6,67	3,65	-	3,45	4,48	6,08	8,94	17,18
КПР(к)	$K_p (^{\wedge})$	0,4601	0,3033	0,1686	0,0758	-0,0078	0,718	0,5494	0,3847	0,2398	0,1080
	$K(BO)$	0,3824	0,3032	0,1972	0,1018	0,0124	0,4365	0,4338	0,4113	0,3913	0,3268
	$\Delta k\%$	20,3	0,7	-14,5	-25,5	-	64,5	27,9	-5,5	-38,7	-67,0
	$K(\text{cal}) (2)$	0,7285	0,4643	0,2000	-0,0643	-0,3285	1,0714	0,7557	0,900	0,0615	-0,2714
	$\Delta c\%$	58,3	54,2	1,4	-3,7	-	49,2	37,5	4,0	-79,4	-

Умовні позначення і скорочення до таблиці:

$f_i, \text{ мм}$ - прогини балок 1...5 в середині прольоту за схемами обпирання - ЗЩНП (защемлена з накладною плитою); ВО - (вільнобперта).

$\Delta = f_B/f_A$ - співвідношення прогинів за ВО і ЗЩНП схемами.

$K_p(1)$, K_{BO} і $K_{\text{сал}}$ - коефіцієнти поперечного розподілу за схемами обпирання балок ЗЩНП (1); ВО; і розраховані (сал) за методом позацентрового стиску;

$\Delta_k = (K_p - K_{BO}) \cdot 100/K_{BO}$; $\Delta_c = (K_{\text{сал}} - K_p) \cdot 100/K_p$ - різниця у значеннях відповідних КПР

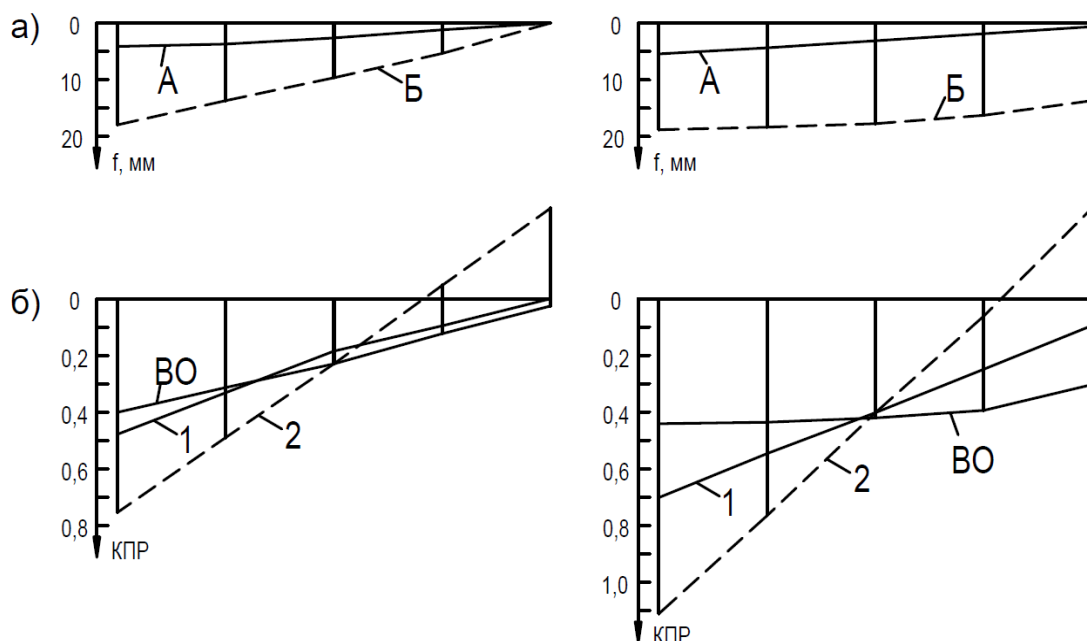


Рисунок 4.9 - Результати випробувань реконструйованої прольотної будови (схеми 4 і 5).

За найбільш не вигідного навантаження розширеної прольотної будови як однією так і двома колонами автомобілів з виходом їх на консольну ділянку накладної плити (рисунок 4.9) розраховані КПП є значно більшими від експериментальних (різниця 58,3% (49,6%)), хоча розподіл експериментальних КПП між балками є лінійним. Тобто, не дивлячись на велику різницю, принцип позacentрового стиску зберігається і для розрахованих і для експериментальних КПП. Це питання потребує додаткового вивчення і аналізу, а методика розрахунку – коригування.

Порівнювані результати випробувань вільнообпертої (ВО) і защемленої з накладною плитою (ЗЦНП), як кінцевий результат реконструкції (рисунок 4.9) використовували також і для оцінки максимально досягнутого під час випробувань ступеню навантаженості балок за найневигіднішими схемами розташування випробувального навантаження на прольотній будові (рисунок 4.9), а також оцінки ефективності як залучення у спільну роботу з балками нових елементів реконструкції, так і ефективності виконаної реконструкції в цілому. За силову дію, яка характеризує ступінь навантаженості відносно розрахункової несучої здатності балок приймали згинальний момент в середині прольоту балок, який від випробувального навантаження розраховували для окремих (як правило крайніх балок за відповідними лініями впливу (рисунок 4.3)) з використанням експериментальних КПП, а від постійного – за відомою методикою. При цьому ступінь навантаженості оцінювали окремо від випробувального навантаження, а також від сумарного – випробувального і постійного.

Максимальний згинальний момент в крайній балці існуючої прольотної будови за вільнообпертої статичної схеми від двох колон випробувального навантаження (рисунок 4.9) становив $M_1 = 557,75 \text{ кН} \cdot \text{м}$, ($\text{КПП}_1 = 0,4365$) З врахуванням згинального моменту від власної ваги балки $M_{g6} = 412,13 \text{ кН} \cdot \text{м}$ максимально досягнута під час випробувань навантаженість цієї балки становила $M_1^{\text{max}} = 999,88 \text{ кН} \cdot \text{м}$, що відносно її розрахункової несучої здатності $M_{41} = 2355,4 \text{ кН} \cdot \text{м}$ становить 41,2% тобто є менше від рекомендованої ДБН навантаженості – 65%.

Після защемлення балок на опорах і влаштування накладної плити, не дивлячись на зміщення двох колон випробувального навантаження на консоль накладної плити

(рисунок 4.9) згинальний момент від цієї схеми навантаження порівняно з попередньою вільнообпертою за рахунок зміни статичної схеми зменшився до $M_2 = 352,75 \text{ кН} \cdot \text{м}$ (КПР=0,718), що менше від згинального моменту у вільнообпертій існуючій прольотній будові в 1,58 рази. Це зменшення і відображає ефект від зміни статичної схеми балок.

Максимальна досягнута під час випробувань навантаженість крайньої балки у кінцевому варіанті (після завершення всіх робіт з реконструкції) з врахуванням власної ваги балки і повних постійних навантажень становить $M_2^{max} = 1106,13 \text{ кН} \cdot \text{м}$, що відносно збільшеної несучої здатності цієї балки після залучення у спільну роботу з нею накладної плити $M_{H_2} = 2644,6 \text{ кН} \cdot \text{м}$ становить лише 41,8 %, тобто досягнута під час випробувань максимальна навантаженість балки у складі уже реконструйованої прольотної будови є меншою від рекомендованої ДБН В.2.3 6:2009.

На завершення аналізу результатів випробувань відмітимо, що в таблиці на рисунку 4.8 представлені визначені за описаного у розділі 2 методикою експериментальні і розраховані (теоретичні) величини зсуваючих сил H_e і H_p , а також розбіжність між ними. $\Delta\%$. (Випробування за схемою 2).

З представлених даних очевидним є цілком задовільна збіжність експериментальних і розрахованих зсуваючих сил, що свідчить про можливість застосування цієї спрощеної методики в реальному проектуванні підсилення балок створенням горизонтальної шарнірної нерухомості окремих частин.

Висновки до розділу 4

1. Експериментальне підсилення балок залізобетонної прольотної будови за ТП вип. 56 після тривалого періоду експлуатації шляхом зміни статичної схеми з вільнообпертої розрізної на защемлену на опорах, та залученням в сумісну роботу з існуючими балками монолітної залізобетонної накладної плити підтвердило ефективність, технологічність і надійність прийнятих конструктивних рішень, а випробування прольотної будови до, під час та після розширення і підсилення зміною статичної схеми балок підтвердили його ефективність в підвищенні основних експлуатаційних показників залізобетонних балок - міцності, жорсткості і

тріщиностійкості.

2. Значне зменшення виміряних під час випробувань прогинів балок в реконструйованій прольотній будові свідчить про надійне включення в спільну роботу з ними монолітної залізобетонної накладної плити, та зміни статичної схеми і, внаслідок цього, збільшення як жорсткості балок, так і поперечної жорсткості прольотної будови в цілому.

3. Лінійний розподіл прогинів в балках існуючої і реконструйованої прольотної будови свідчить, що фактична просторова робота прольотної будови відповідає теоретичним передумовам, методу поперечної жорсткої балки (позацентрального стиску), прийнятому для її перевірочних розрахунків на тимчасові нормовані і випробувальні навантаження. Це підтверджується також порівнянням теоретичних і експериментальних, визначених за виміряними прогинами балок, коефіцієнтів поперечного розподілу, які для схем навантаження в межах ширини прольотної будови практично збігаються. При розташуванні навантаження на консольній ділянці накладної плити розбіжність експериментальних і розрахункових КПП є значною, тому методика розрахунку потребує коригування.

4. Збіжність (накладання) прогинів балок як існуючої, так і реконструйованої прольотної будови та їх лінійна залежність від згинальних моментів є переконливим свідченням правильності визначення експериментальних КПП та згинальних моментів в балках від випробувальних навантажень.

5. За величиною зменшення прогинів балок реконструйованої прольотної будови порівняно з існуючою можна вважати, що внаслідок залучення в роботу елементів реконструкції вона має значний запас вантажопідйомності на сприйняття нормованих тимчасових навантажень А15 і НК-100, тобто відповідає експлуатаційним вимогам чинних норм проектування нових мостів ДБН В.2.3-14:2006 та ДБН В.1.2-15:2009 і придатна для подальшої експлуатації на нормовані тимчасові навантаження А15 і НК-100 що доводить можливість подальшого використання прольотних будов за ТП.вип..56 і продовження терміну їх експлуатації, співставного з новозбудованими мостами.

РОЗДІЛ 5 ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕННЯ В ПРАКТИКУ РЕКОНСТРУКЦІЇ МОСТІВ.

Серед відомих базових способів розширення габариту мостів під час їх реконструкції одним з найефективніших вважають застосування залізобетонної накладної плити з консолями, яку влаштовують поверх існуючих балок, без розширення і реконструкції опор. За рахунок залучення накладної плити в спільну роботу з існуючими балками значно покращується просторова робота прольотної будови, що особливо важливо для збірних елементів з порушеними поперечними зв'язками. Загалом розширення накладною плитою радикально в комплексі вирішує основні завдання реконструкції моста: забезпечення необхідної ширини проїзної частини і тротуарів, збільшення загальної поперечної жорсткості прольотної будови, підсилення існуючих балок до необхідної несучої здатності і жорсткості, покращення динамічних характеристик, заміна елементів мостового полотна з відмовою від, як правило, дефектних деформаційних швів, покращення умов і комфортності руху, надання споруді сучасного архітектурного виду та ін. [39].

Сає цей напрям протягом більше 20-ти років і складають науково-технічні розробки ГНДЛ-88 Національного університету «Львівська політехніка» з реконструкції, розширення і підсилення балкових прольотних будов різними типами Збірної, збірно-монолітної і монолітної залізобетонної накладної плити з консолями без розширення опор з одночасним підсиленням балок зміною статичної схеми з розрізної вільнообпертої на нерозрізну або защемлену на опорах за максимального збереження існуючих конструкцій та використання прихованих резервів їхньої несучої здатності[32, 33, 34, 36, 38, 57, 58, 61].

Досвід виконаних ГНДЛ-88 розробок переконливо доводить, що саме цей спосіб забезпечує техніко-економічну ефективність, ресурсозбереження і комплексність вирішення основних завдань реконструкції: забезпечення вантажопідйомності, пропускної здатності, безпеки і комфортності руху та надійності і довговічності за вимогами чинних норм проектування нових мостів.

5.1. Особливості реконструкції прольотних будов з їх розширенням накладною плитою і підсиленням балок зміною статичної схеми.

Досвід проектування свідчить, що функціональне призначення консолі в основному визначає її довжина. Так збільшення довжини до 3-4 м дає можливість розмістити на ній не лише тротуар, а й велодоріжку та крайні смуги (зазвичай це смуги безпеки 1,5-2,0 м) їздового полотна. У зв'язку з вивільненням їздового полотна від цих елементів можна більш раціонально запроектувати другу частину поперечника-балкову клітку: в першу чергу зменшити кількість головних балок і скоротити ширину опор, що особливо важливо для сучасних збірних і збірно-монолітних балкових мостів. Крім того, довга плитна консоль захищає відкриту бокову поверхню крайньої балки від бокового дощу і сонячної радіації, а також сприятливо впливає на естетичне сприйняття об'єкту [39], візуально приховуючи висоту балок. Якщо консоль розташувати в одному рівні з плитою мостового полотна, то вона включиться в спільну роботу з крайньою тавровою (двотавровою) балкою і стане зовнішнім зв'язом її полиці.

Отже, в пропонованій концепції формування поперечного перерізу прольотної будови консольні ділянки стають важливими несучими елементами і вимагають особливо відповідального ставлення як до їх розрахунку і проектування [41], так і виконання в натурі згідно проекту.

Тому на характерних прикладах реальних мостів показана роль і значимість консолей як відповідальних елементів прольотних будов, а також розглянуті різні варіанти багатоцільового застосування консольних зв'язів для проектування раціональних поперечних перерізів як в нових мостах, так і в умовах реконструкції існуючих мостів[41].

Розглянемо декілька прикладів з власного досвіду застосування консольних елементів в балкових прольотних будовах реальних мостових об'єктів як з негативним, так і позитивним результатом.

Концепція оптимізації поперечника прольотної будови зміною довжини консолей. Розглянемо приклад реального об'єкту – моста через р. Стрий на км 12+730

автодороги загального користування місцевого значення Східниця - Верхнє Синьовиднє у Львівській обл., будівництво якого на даний час закінчене і він знаходиться у експлуатації. Під час формування поперечного перерізу прольотної будови цього моста, на наш погляд, було б раціональним застосувати в плиті мостового полотна консольні ділянки більшої довжини, ніж за прийнятим для будівництва іншим варіантом поперечного перерізу прольотної будови. Загальна довжина моста $5 \times 33,0$ м, статична схема – температурно – нерозрізна, габарит Г-8+2 $\times$ 1,25 м (як для дороги місцевого значення IV-ї технічної категорії).

Прийнятий для будівництва і фактично реалізований варіант прольотної будови показаний на рисунку 5.1,а. Поперечний переріз її сформований з семи збірних залізобетонних попередньо напружених балок довжиною 33,0 м, розташованих з кроком поперек прольоту 1,6 м. Переріз балок двотавровий, висота 1,65 м. Балки об'єднані між собою в просторову систему прольотної будови монолітною залізобетонною плитою мостового полотна з невеликими консольними зв'язами – по 111 см від осі крайньої балки, на якій розташована плита підвищених тротуарів по 125 см з бар'єрними і перильними огородженнями.

Берегові і проміжні опори з трьох буронабивних стовпів Ø120 см кожний, об'єднаних між собою збірним залізобетонним ригелем загальною довжиною 1196 см для розташування на ньому семи головних балок, встановлених на опорних частинах типу РОЧ (резинові опорні частини).

Альтернативний, більш ефективний на наш погляд, варіант компонування поперечного перерізу прольотної будови для порівняння з попереднім показаний на рисунку 5.1,б. В цьому варіанті кількість балок зменшена з 7 до 5, а для забезпечення необхідного габариту введені дві симетричні крайні консольні ділянки монолітної плити довжиною по 2,7 м, на яких розташовані понижені тротуари з перильним і бар'єрним огородженням та смуги безпеки їздового полотна. Таким чином, при меншій в цілому на 10 штук кількості балок забезпечується проектний габарит прольотної будови Г-8+2 $\times$ 1,25 м. Відповідно до зменшення кількості балок зменшена і ширина опор з трьох стовпів до двох зі зменшенням довжини ригеля для обпирання лише п'яти балок.

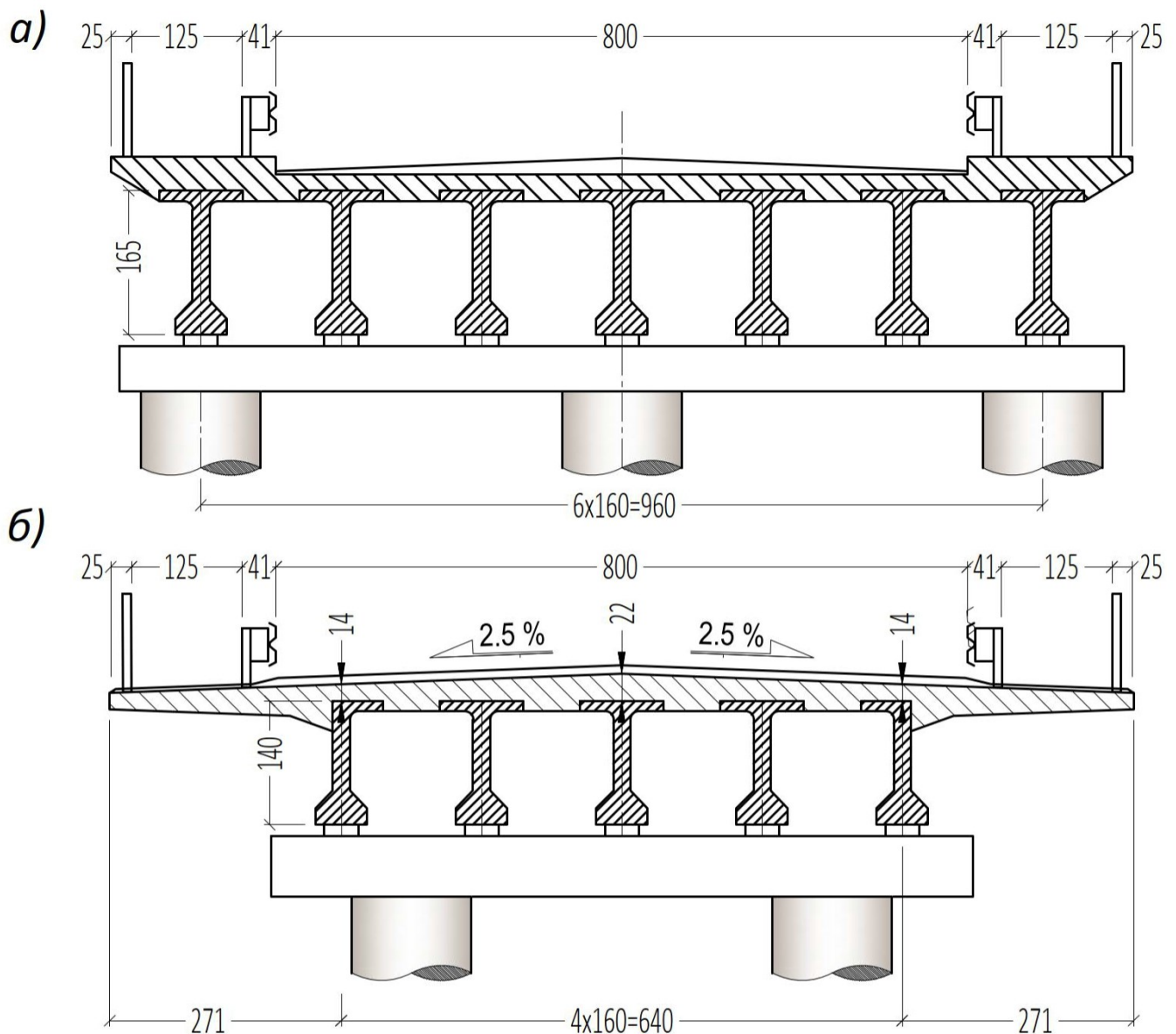


Рисунок 5.1 - Міст через р. Стрий на км. 12+730 а/д Східниця-Верхнє Синьовидне Львівської області. а – поперечний переріз прольотної будови за прийнятим для будівництва варіантом; б – поперечний переріз прольотної будови за альтернативним варіантом

За пропонуваної нерозрізної статичної схеми висота балок може бути зменшена до 1,4 м, що на 25 см зменшує висоту підходів, а, відповідно і об'єми земляних робіт на підходах.

Крім цих очевидних переваг цей варіант за рахунок довгих консолей має спрощену систему водовідведення у лотки через бокові крайки консолі без влаштування водовідвідних труб, а також архітектурно-естетичну привабливість.

Отже, порівнюючи прийнятий до будівництва і альтернативний варіант,

однозначним є висновок, що останній за рахунок застосування довгих консольних ділянок плити мостового полотна дає значну економію матеріалів (10 балок, 6 стовпів опор) і коштів, тобто є більш ефективним за техніко-економічними показниками.

Довгі консольні звиси в умовах реконструкції існуючих мостів. Наступним прикладом також на реальному мостовому об'єкті показана можливість застосування залізобетонної плити з великими консолями для розширення (збільшення габариту) існуючих експлуатованих тривалий час мостів. Конструктивні рішення різних типів збірної, збірно-монолітної і монолітної залізобетонної накладної плити з консолями довжиною до 4,0-4,5 м розроблені ГНДЛ-88 НУ «Львівська політехніка» для розширення габариту практично всіх типів експлуатованих мостів на державних і місцевих дорогах. За цими рішеннями на даний час реконструйовано з розширенням габариту більше 80-ти мостів [38].

Серед них, як приклад вдалого застосування залізобетонної плити з великою довжиною консольних ділянок, на рисунку 5.2 показаний поперечний переріз реконструйованого моста через р. Прутець Яблунецький на км 218+876 автодороги Мукачеве-Львів в с. Татарів Івано-Франківської обл. (Див розділ 4)

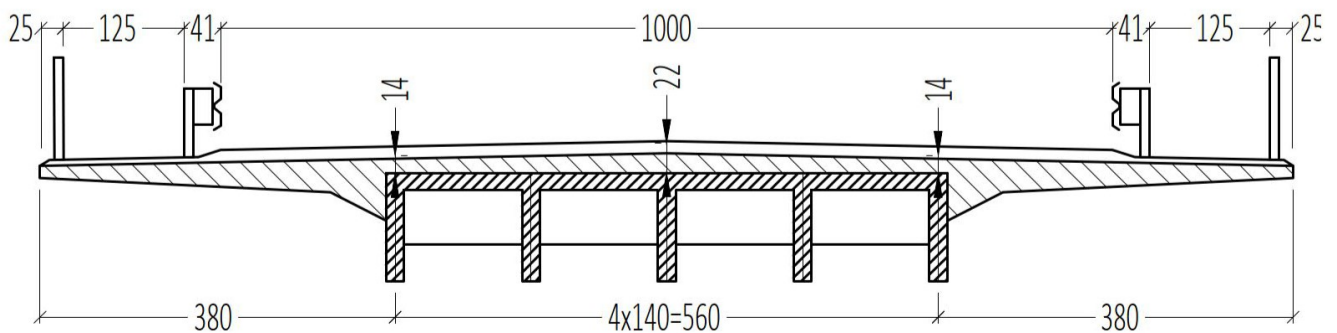


Рисунок 5.2 - Міст через р. Прутець-Яблунецький на а/д Мукачеве-Львів в с. Татарів Івано-Франківської області. Розширення прольотної будови монолітною залізобетонною накладною плитою

Міст розширений за нормативами дороги державного значення в гірській місцевості III-ї технічної категорії до габариту Г-10+2×1,0 м при довжині консольних ділянок 3,8 м від осі крайніх балок з видаленням при влаштуванні нової накладної плити зовнішньої консолі таврового перерізу крайніх балок. На консольних ділянках розташовані тротуари пониженого рівня та крайні частини їздового полотна (загальна

ширина – 10 м) зі смугами безпеки шириною по 1,5 м.

Розглянемо ще один приклад застосування залізобетонної накладної плити з довгими консолями для розширення габариту прольотної будови моста під час його реконструкції. Цей приклад є цікавим і тим, що став серйозною розбіжністю між авторами проекту (ГНДЛ-88 НУ «Львівська політехніка») і державною мостовою експертизою.

Існуючий міст через р. Іква на вул. Замковій у м. Дубно збудований в 60-х роках минулого сторіччя. Конструктивна схема моста розрізна $4 \times 14,1$ м, прольотна будова із збірних залізобетонних балок за типовим проектом Вип. 56. Міст розташований на ділянці автомагістралі, яка одночасно є магістральною вулицею загальноміського значення неперервного руху м. Дубно і ділянкою автодороги державного значення Доманське (на Брест) – Ковель – Чернівці – Мамалига (на Кишинів) (міжнародний транспортний коридор E85). Тому на цій ділянці, а, відповідно, і на мосту збігаються два транспортні потоки – місцевий міський транспорт і транзитний на ділянці автодороги, яка проходить через м. Дубно. Цей міст є важливим об'єктом транспортної інфраструктури – переходом через ріку, який у містах і населених пунктах завжди є вузлом концентрації транспортних потоків з різних напрямів, тому інтенсивність руху мостом є більшою, ніж на окремих напрямках.

Враховуючи реальну навантаженість моста транспортними засобами (інтенсивність руху), після відповідних обґрунтувань згідно з ДБН В.2.3-5:2001 (В.2.3-5:2018) та узгодження з органами місцевого самоврядування м. Дубно для проектування реконструкції моста був прийнятий габарит їздового полотна Г-10,5 м (дві смуги руху по 3,75 м і дві смуги безпеки по 1,5 м) і тротуари шириною по 2,25 м (для пішоходів і велосипедистів), як для міського моста. Для розширення і підсилення балок прольотних будов, як і в інших аналогічних випадках, прийнята розроблена в ГНДЛ-88 конструкція монолітної залізобетонної накладної плити з консолями, довжина яких в даному випадку складала по 3,9 м (рисунок 5.3,б). На консолях розташовували тротуари і частково смуги безпеки – лише 1,05 м із загальної ширини 1,5 м. Смуги руху за межі існуючих балок не виходили. Тобто в цілому має місце абсолютно сприятливий і безпечний розподіл навантажень на розширену прольотну

будову: більші навантаження на підсилені балки, менші – на консолі накладної плити.

Експертиза запропонувала альтернативний варіант розширення прольотної будови моста: ...«забезпечення нормальних умов руху транспорту на ділянці мостового переходу... шляхом розширення мосту до нормативного (?) габариту від 8,5 до 9,5 м шляхом добудови опор і прольотних будов...».

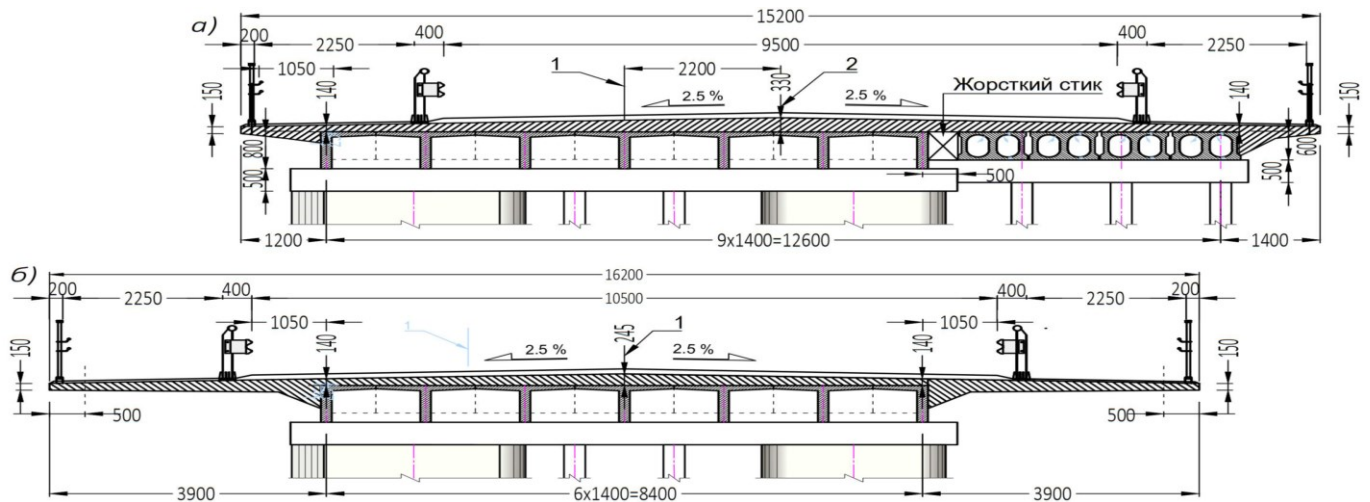


Рисунок 5.3 - Міст через р. Іква по вул. Замковій у м. Дубно на а/д Доманське (на Брест) – Мамалига (на Кишинів). а – варіант розширення прольотної будови односторонньою добудовою за пропозицією державної мостової експертизи; б – варіант розширення прольотної будови монолітною залізобетонною накладною плитою, розробленою в ГНДЛ-88 НУ «Львівська політехніка». 1 – існуюча вісь моста і дороги, 2 – зміщена вісь моста при його розширенні односторонньою добудовою

Для порівняння з рекомендованим ГНДЛ-88 варіантом ескізно розроблено один з можливих варіантів, запропонованих експертизою (рисунок 5.3,а). Це досить поширений у свій час (у початковий період вирішення проблеми розширення мостів) варіант так званої односторонньої (несиметричної) добудови. Порівняно з іншими він вигідний тим, що під час виконання робіт існуючий міст продовжують використовувати для руху транспорту, принаймні частково – до влаштування зверху балок монолітної залізобетонної плити. Але навіть лише візуальне порівняння цих варіантів без техніко-економічних розрахунків однозначно свідчить про значно більшу економічну ефективність розширення залізобетонною накладною плитою, яка не потребує додаткових робіт з добудови опор і прольотних будов, а кошторисна

вартість розширення майже в два рази менша за кращих експлуатаційних показників.

Крім того за односторонньої добудови на 2,1 м зміщується вісь існуючого моста, а відповідно і вісь дороги, що потребує виконання значного об'єму робіт з перебудови ділянок дороги на підходах до моста.

Проаналізована також і друга пропозиція – зменшення габариту їздового полотна до 9,5 м (замість прийнятого в проекті 10,5 м), тобто на 1,0 м. За варіанту розширення накладною плитою з консолями це можливо зробити лише одним способом – зменшенням довжини консольних ділянок накладної плити на 50 см з кожної сторони (рисунок 5.3,б). За розрахунками це дає економію 0,6% загальної кошторисної вартості реконструкції 11,8 млн. грн, точність розрахунку якої складає 2-4%, тобто зменшення габариту практично не зменшує вартість реконструкції, але суттєво погіршує такі важливі експлуатаційні показники як безпека і комфортність руху, оскільки на 0,5 м зменшує смуги безпеки їздового полотна.

Загалом на даний час серед спеціалістів загальновизнаним є той факт, що спосіб розширення накладною плитою порівняно з іншими є найменш затратним і дозволяє комплексно вирішити основні завдання реконструкції: забезпечення вантажопідйомності, пропускної здатності, безпеки і комфортності руху, надійності і довговічності за вимогами чинних норм проектування нових мостів. Він придатний практично для розширення всіх типів автодорожніх мостів малих і середніх прольотів на автодорогах України.

Раціональне використання консольних зв'язів значної довжини при формоутворенні прольотних будов автодорожніх мостів дає можливість оптимізувати їх поперечні перерізи як для нових, так і реконструйованих мостів та одержати значну економію матеріалів і коштів без будь-яких втрат експлуатаційних показників і споживчих властивостей.

5.2. Реконструкція міського шляхопроводу по вул. Городоцький у м.Львові.

Вступ. Загальні дані. Шляхопровід на вул. Городоцькій у м. Львові. збудований в 60-х роках минулого сторіччя, на даний час не відповідає нормативним експлуатаційним вимогам і споживчим властивостям чинних норм проектування

нових мостів ДБН В.1.2-14:2009, за вантажопідйомністю, пропускною здатністю, безпекою і комфортністю руху транспортних засобів і пішоходів на насиченій транспортом міській вулиці.

Через недотримання правил експлуатації, а практично при повній її відсутності за результатами виконаних в останні 10-12 років декількох обстежень прольотні будови шляхопроводу визнані непрацездатними у основному через недостатній габарит мостового полотна (2 смуги руху) та настільки серйозні корозійні ушкодження бетону і арматури крайніх балок, що їх стан визнаний неремонтопридатним. Інші балки мають задовільний стан і є повністю працездатними, що і підтвердили проведені випробування їх пробним навантаженням [25].

Для приведення експлуатаційного стану шляхопроводу у відповідність до потреб сучасного і перспективного руху автотранспорту ГНДЛ-88 НУ «Львівська політехніка» запропонувала радикальну його реконструкцію з розширенням габариту їздового полотна до 4-х смуг руху, збільшенням ширини тротуарів до 1,5 м та організованим пропуском різних міських комунікацій з використанням досвіду реконструкції побіждних шляхопроводів і мостів, проект яких також розробляла ГНДЛ-88 і які після реконструкції успішно експлуатуються протягом більше 10 років [10, 26, 27, 34].

Опис існуючого шляхопроводу. Шляхопровід збудовано за індивідуальним проектом з прив'язкою основних конструктивних рішень прольотних будов і армування головних балок до розробленого наприкінці 50-х років минулого сторіччя типового проекту ТП вип. 56 [149]. За конструктивною схемою шляхопровід балковий, розрізний, трьохпрольотний за схемою 11,4+18,6+11,4 м, загальною довжиною 41,4 м і габаритом проїзної частини Г-10,5 м з двосторонніми тротуарами підвищеного типу шириною по 0,9 м (рисунок 5.4, рисунок 5.5). Перетин шляхопроводу з залізничною колією косий під кутом 70° .

Прольотні будови перехресно-ребристі, зібрані з 10-ти збірних залізобетонних балок таврового профілю з кроком поперек прольоту 1,4 м, що відповідає відстані між балками в типовому проекті вип. 56. (рисунок 5.5, б, в.) Балки об'єднані між собою в площинах поперечних діафрагм, розташованих вздовж прольотів з кроком 2,7 м

а)



б)



Рисунок 5.4 - Загальний вид існуючого шляхопроводу (а) та вид на мостове полотно (б)

зварюванням вставних трикутних блоків діафрагм до закладних деталей в ребрах балок - в крайніх прольотах (рисунок 5.5, в) і зварюванням півдіафрагм суміжних балок верхніми і нижніми металевими накладками в середньому (рисунок 5.5, б).

Берегові опори шляхопроводу обсіпні, з однорядних залізобетонних забивних паль, об'єднаних зверху монолітною залізобетонною насадкою з шафовою стіною і зворотними відкрilками.

Проміжні опори скомпоновані з двох окремих двостійкових П-подібних рам. Між якими по осі моста в межах висоти ригеля влаштований деформаційний шов. Внизу стійки опор защемлені у підколонниках, монолітно об'єднаних з залізобетонною плитою фундаменту.

Конструктивні рішення реконструкції шляхопроводу. Концептуальною умовою проектування реконструкції шляхопроводу було максимальне використання існуючих конструкцій, що гарантує мінімальну її вартість. Основним завданням

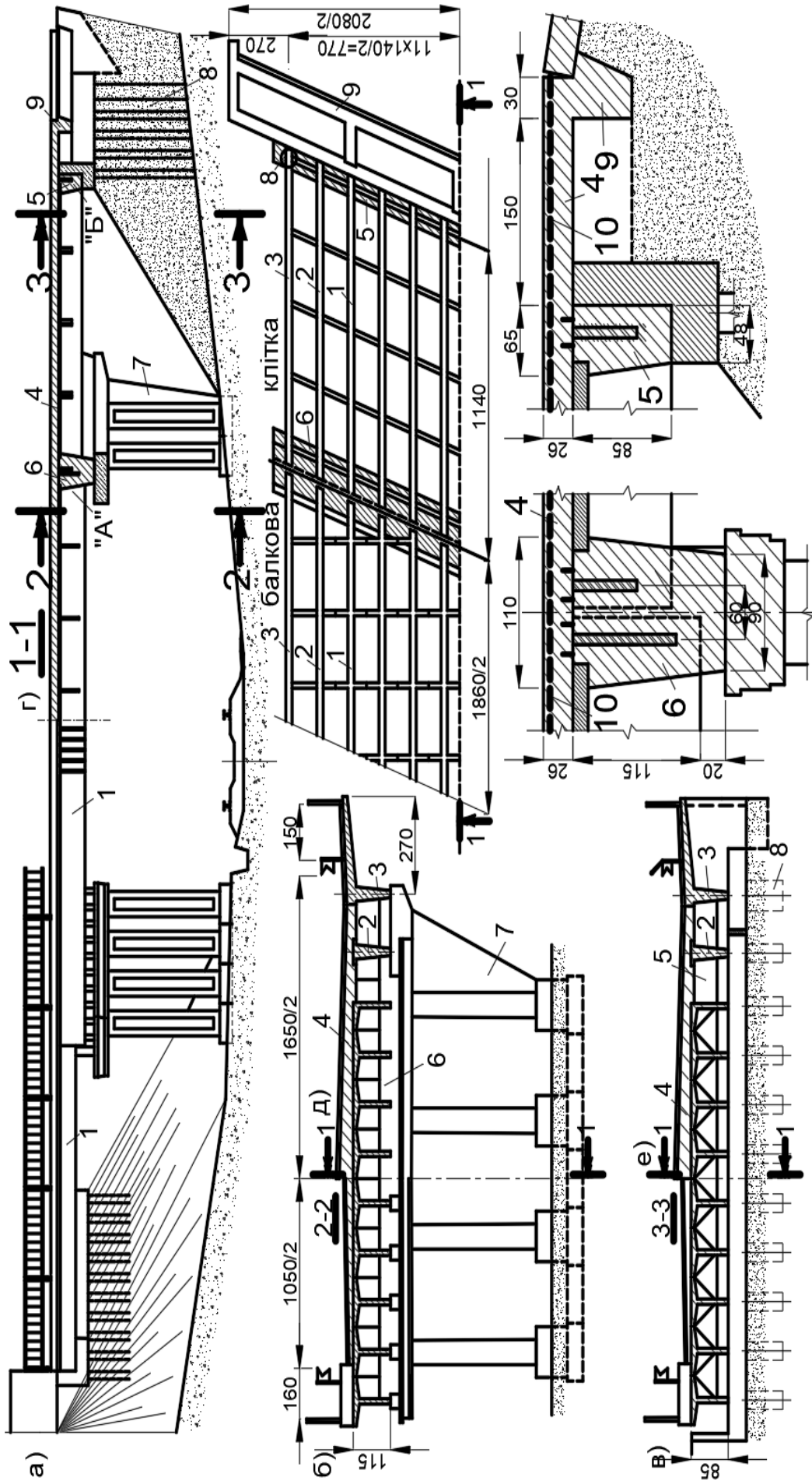


Рисунок 5.5. Конструкція існуючого (а, б, в) і реконструйованого (г, д, е) шляхопроводу. 1 – існуючі балки; 2 – замінена крайня балка; 3 – добудована балка; 4 – монолітна залізобетонна накладна плита; 5,6 – надпорні ребра над береговими і проміжними опорами; 7 – підкос розширення проміжної опори; 8 – добетонована насадка і бурунабівна паля берегової опори; 9 – поперечне ребро, 10 – проектне положення надпорної робочої арматури

реконструкції було розширення прольотної будови до чотирьох смуг руху (з наявного габариту $\Gamma-10,5+2\times 0,9$ м до нового $\Gamma-16,5+2\times 1,5$ м), і забезпечення вантажопідйомності на нормовані чинними нормами проектування нових мостів ДБН В.1.2-14:2009 тимчасові навантаження А15 і НК-100.

Супутні завдання – заміна облаштування мостового полотна і виконання ремонтно-відновлювальних робіт для ліквідації дефектів існуючих залізобетонних конструкцій і забезпечення довговічності реконструйованої споруди, співставної з нормованою довговічністю нових мостів.

Розширення прольотної будови виконане комбінованим способом, суть якого полягає у двосторонній симетричній добудові балок (приставних елементів), обпертих на розширені частини проміжних і берегових опор та влаштуванні в проміжку між цими балками монолітної залізобетонної накладної плити (рисунки 5.5).

Для скорочення термінів реконструкції та спрощення технології влаштування консольних ділянок накладної плити нові збірні крайні балки виготовляли відразу з односторонніми зовнішніми консольними зв'язами довжиною 2,7 м. Подібна конструкція збірно-монолітної накладної плити застосована і на інших об'єктах, проекти реконструкції яких розробляли в ГНДЛ-88 [10, 26, 27, 34].

Нормовану вантажопідйомність (несучу здатність) реконструйованої прольотної будови забезпечує комплекс прийнятих проектних рішень, а саме:

- залучення у склад прольотної будови нових крайніх балок 3 та заміна значно ушкоджених існуючих крайніх балок новими 2 з розрахованою несучою здатністю на сприйняття нормованих навантажень А15 і НК 100;

- підсилення залищених балок 1 одним з найменш затратних способів - зміною статичної схеми з розрізної вільнообпертої на защемлену на опорах та залучення у спільну роботу з ними накладної плити. Защемлення балок створюють влаштуванням над проміжними і береговими опорами поперечних опорних ребер 5,6, у які вмонтовують торці суміжних існуючих і нових балок (рисунки 5.5). Цей спосіб підсилення також апробований на інших об'єктах реконструкції, де підтвердив свою ефективність [10, 34].

Проміжні опори розширюють влаштуванням підкосів 7 у вигляді конусоподібних

суцільних залізобетонних стін, без розширення фундаментів (рисунок 5.5, г), стіни добетонують впритик до крайніх стояків існуючих опор і об'єднують з ними вкесненими стержневими анкерами. На залізобетонних підкосах видовжують існуючий ригель з підферменною площадкою, на яку безпосередньо обпирається добудована балка 3 без спеціальних опорних частин.

Аналогічно обпираються на існуючі підферменники ригеля проміжних опор нові балки 2, встановлені взамін демонтованих існуючих. Після цього розкривають торцеві ділянки існуючих балок, встановлюють арматурні елементи і бетонують масивне поперечне надопорне ребро 6, в якому защемлюють торцеві ділянки всіх балок.

Берегові опори розширюють добетонуванням насадки 8 з шафовою стіною і влаштуванням нових зворотніх відкритків (рисунок 5.5, д). Видовжені частини насадки обпирають на додатково влаштовані буронабивні палі 8 діаметром 80 см (рисунок 5.5, д) в межах існуючого конусу насипу підходів, а їх підшву обпирають на природній підстилаючий шар ґрунту – тріщинуватий вапняк, який при діючих на опору навантаженнях практично не дає осідань, тобто палі працюють як стояки.

Після монтажу крайніх і суміжних з ними нових балок, відкриття торців існуючих балок бетонують поперечні опорні ребра 5 для защемлення в них торцевих ділянок балок крайніх прольотів.

Для сприйняття в защемленні над береговими опорами опорного згинального моменту надопорну ділянку накладної плити видовжують за опорне ребро (рисунок 5.5, а) і об'єднують арматурними випусками з ребрами спеціально влаштованої за береговою опорою в насипу підходів горизонтальної рами торець якої закінчується поперечним ребром 9 між відкритками з площадкою для обпирання перехідних плит.

Таким чином у прийнятому конструктивному рішенні ліквідовуються деформаційні шви над береговими і проміжними опорами, що значно спрощує експлуатацію і підвищує довговічність реконструйованої споруди.

Випробування прольотної будови та їх аналіз. Мета випробувань – перевірка правильності прийнятих конструктивних і технологічних рішень реконструкції, відповідності фактичних і прийнятих під час проектування розрахункових схем прольотних будов та оцінка дійсного технічного стану реконструйованої прольотної

будови, її поведінку під навантаженням, відповідність технічним вимогам та придатність для подальшої нормальної експлуатації.

Для випробувань прольотної будови використовували тимчасове рухоме навантаження з колон навантажених великовагових автомобілів-самоскидів марки МАЗ по два автомобілі в колоні, тиск на передню вісь 4,55 тс, на задню вісь 9,23 тс.

На прольотній будові автомобілі розташовували за загальноприйнятим принципом випробувань прольотних будов мостів тимчасовим статичним навантаженням [25, 28, 32, 36, 67, 68]. Схеми розташування колон автомобілів поперек і вздовж прольоту зрозумілі з рисунку 5.6(1),а.

Здійснено дві схеми навантаження прольотної будови. Перша схема (рисунок 5.6, а) повторювала схему навантаження під час попередніх випробувань цієї ж прольотної будови до реконструкції. Випробовування за цією схемою дало можливість прямим порівнянням прогинів балок встановити ефект включення у спільну роботу існуючих балок і елементів реконструкції.

Навантаження проводили ступенево: спочатку встановили колону К1, знімали відліки з вимірювальних приладів, після чого встановлювали колону К2. Таким чином ці дві колони створювали навантаженість реконструйованої прольотної будови, аналогічну навантаженості до реконструкції.

Після зняття відліків з приладів до цих двох колон встановлювали колону К3, максимально наближену до бар'єру безпеки у розширеній прольотній будові, і таким чином одержували другу нову схему найбільше не вигідного навантаження розширеної прольотної будови (рисунок 5.6, б). Після зняття відліків з приладів проводили ступеневе розвантаження прольотної будови у зворотній послідовності з фіксацією переміщень балок в середині прольоту на кожному ступені.

На завершальному етапі випробувань нову схему створювали повторно ступеневим навантаженням прольотної будови трьома колонами у зворотному порядку: спочатку встановили колону К3, за нею послідовно К2 і К1. Розвантажували у зворотній послідовності, відповідно К1, К2, К3.

При обох схемах випробувального навантаження вимірювали прогини балок в середині прольоту, як інтегральної характеристики напружено-деформованого стану

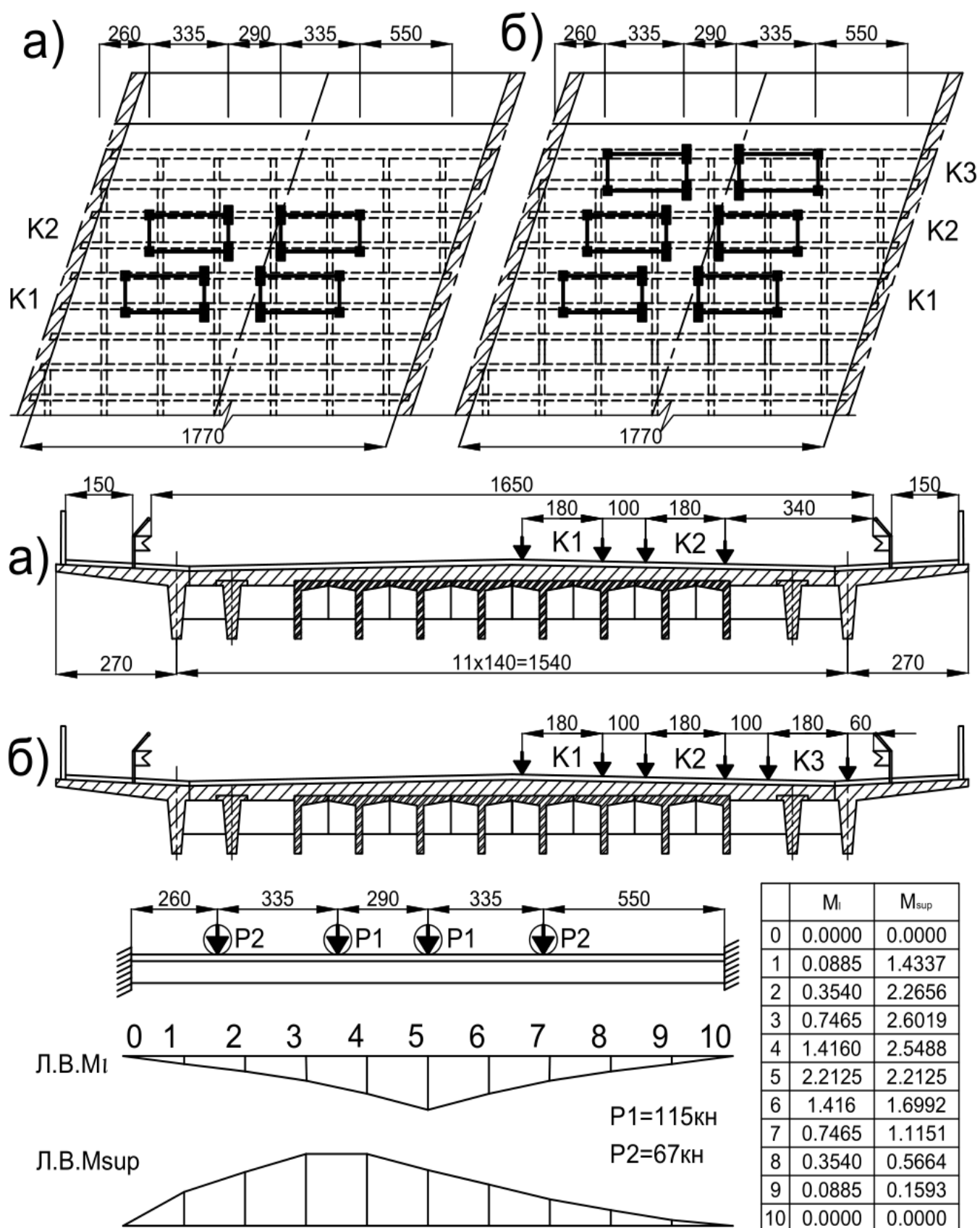


Рисунок 5.6(1) - Схеми навантаження прольотної будови випробувальним навантаженням.

а – до і після реконструкції; б -після реконструкції.



Рисунок 5.6(2) - Схеми навантаження прольотної будови випробувальним навантаженням.

перерізів. Для вимірювання прогинів застосовували механічні прогиноміри 6-ПАО з ціною поділки 0,01мм. При обробці вимірювань переміщень їх величини за навантаження і розвантаження усереднювали. За характером їх розподілу між балками встановлювали закономірності просторової роботи прольотної будови, а також визначали фактичний розподіл між балками зусиль від тимчасових навантажень, тобто відповідність фактичних і прийнятих для розрахунку моделей просторової роботи косої в плані прольотної будови. Крім того візуально фіксували стан прольотної будови під навантаженням для встановлення можливих остаточних деформацій, що могли виникнути в результаті проведених навантажень.

Аналіз та оцінка результатів випробувань прольотної будови. Характер розвитку прогинів в залежності від величини випробувального навантаження та їх розподілу між балками поперек прольоту дає уяву про характер роботи прольотної будови під навантаженням. На рисунку 5.7 показані суміщені епюри прогинів балок для обох схем навантаження.

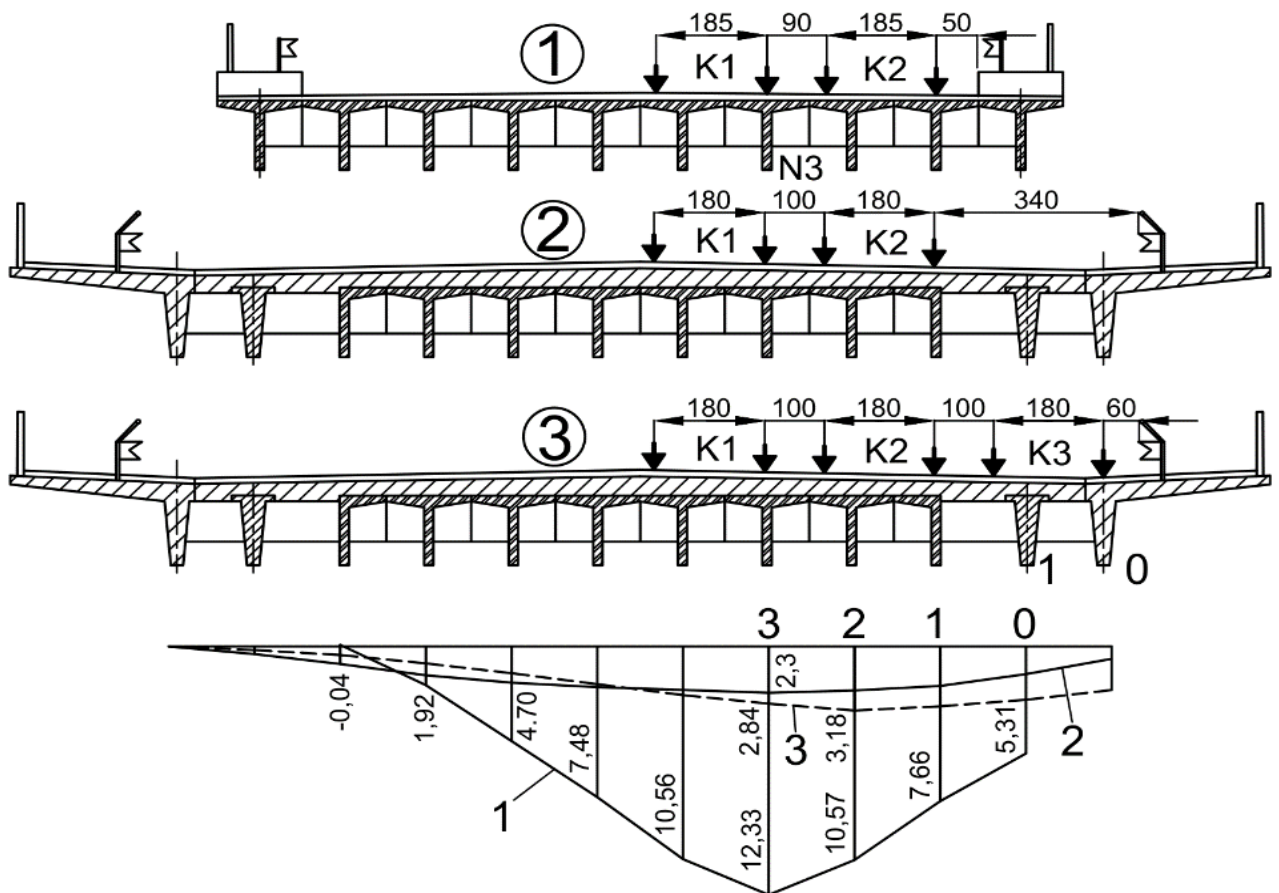


Рисунок 5.7 - Епюри прогинів балок при схемах навантаження до (1) та після реконструкції (2,3)

З представлених епюр видно, що закон зміни прогинів балок при всіх схемах навантаження явно виражений нелінійний, що свідчить про просторовий характер роботи залізобетонних перехресно-ребристих балкових прольотних будов із співвідношенням довжини прольоту L до ширини між крайніми балками B $L/B < 2$.

Привертають увагу малі значення виміряних під час випробувань прогинів балок. При максимальній навантаженості прольотної будови за схемою $K1+K2+K3$ максимальний прогин 3,18 мм мала існуюча балка №3, що складає відношення $f/L = 1/5566$ при допустимому пружному прогинові згідно ДБН - 1/400.

Під час випробувань існуючої прольотної будови за схемою навантаження $K1+K2$ (рисунок 5.7,1) максимальний прогин 12,33 мм мала балка №3. Під час повторних випробувань реконструйованої прольотної будови за цією схемою він зменшився до 2,3 мм, тобто у 5,36 рази. Таке істотне зменшення пружних прогинів є закономірним і свідчить про те, що прийнята для підсилення балок змінена з вільнообпертої на защемлену на опорах статична схема відповідає дійсній роботі балок прольотної будови, як защемленої на опорах статично невизначеної системи.

Крім защемлення додатково на зменшення прогину впливає також збільшення жорсткості балок за рахунок залучення у спільну роботу з ними залізобетонної накладної плити.

В цілому представлене пряме порівняння прогинів балок до і після реконструкції прольотної будови однозначно підтверджує, що одне з основних завдань реконструкції – підсилення балок досягнуте і свідчить про можливість сприйняття ними в реконструйованій прольотній будові значно більших навантажень, ніж досягнутий їх рівень під час випробувань.

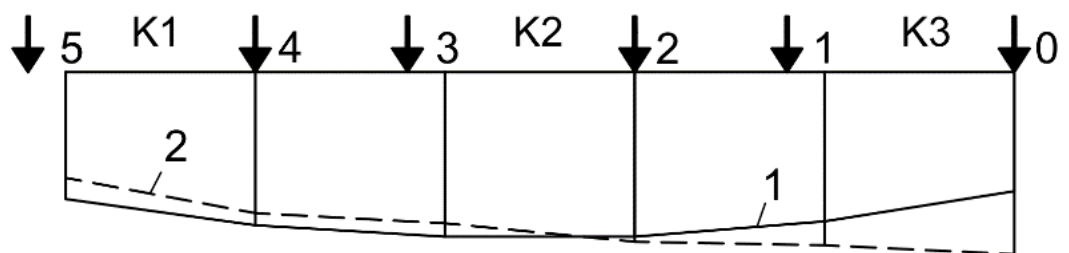
При найбільш не вигідному максимальному навантаженні за схемою $K1+K2+K3$ прогини нових балок 0 і 1 (рисунок 5.7,3) є меншими, ніж залишених існуючих. Це також закономірно, оскільки жорсткість цих балок є більшою ніж існуючих навіть за їх спільної роботи з накладною плитою.

За виміряними прогинами визначали також експериментальні величини згинальних моментів в балках M_{exp} від випробувальних навантажень, які порівнювали з розрахованими (теоретичними) M_{cal} і таким чином за їх збіжністю

встановлювали можливість застосування методики розрахунку для перевірочних розрахунків прольотних будов даного типу.

Експериментальні згинальні моменти визначали за експериментальними КПР, які згідно з рекомендаціями додатку Д (п. Д.7) ДБН В.2.3-6: 2009 [14] визначали за вимірними прогинами балок в припущенні (цілком справедливому) їх пружної роботи, допускаючи, що розподіл випробувального навантаження між балками пропорційний їх прогинам з урахуванням кількості колон випробувального навантаження, як це показано і обґрунтовано в роботах[35, 59, 60].

Розраховані згинальні моменти M_{cal} також визначали за відомим методом КПР, для розрахунку яких застосовували рекомендований для прольотних будов з відношенням $L/B < 2$ інженерний метод пружних опор з деякими спрощеннями дійсної розрахункової моделі. Цей метод розроблений для розрахунку за пружною стадією роботи прольотних будов, складених з балок однакової жорсткості. В розглядуваній розширеній прольотній будові нові добудовані і замінені балки мали різну жорсткість, тому для розрахунку за класичним методом пружних опор за розрахункову прийняли умовну балку з усередненою жорсткістю реальних балок 0,1,2 - крайньої нової з одностороннім зв'язом, проміжної нової і існуючої при її спільній роботі з накладною плитою.



М _{exp} , kN*m	161.90	195.57	210.17	208.20	190.31	152.04
М _{cal} , kN*m	135.03	179.74	193.17	216.57	220.95	232.47
Δ, %	-16.60	-8.10	-8.10	11.40	16.10	95.80

Рисунок 5.8 - Порівняння експериментальних 1 і розрахованих 2 згинальних моментів у балках 0...5 за навантаження прольотної будови за схемою K1 + K2 + K3

Як приклад, результати порівняння представлені на рисунку 5.8 для схеми випробувального навантаження K1+K2+K3. Там же в таблиці наведені числові значення експериментальних M_{exp} і розрахованих M_{cal} згинальних моментів у

найбільше навантаженій частині балок та розбіжності між ними $\Delta\%$.

В цілому при відносній точності інженерного розрахунку збіжність експериментальних і розрахованих згинальних моментів можна вважати допустимою за винятком двох крайніх балок 0,1, для яких вона є досить значною, але в запас міцності, оскільки розраховані згинальні моменти є більшими від дійсних експериментальних. Більшу різницю розрахованих і експериментальних згинальних моментів в цих балках можна пояснити їх більшою жорсткістю порівняно з існуючими. В цілому наведене порівняння показало, що принципово метод пружних опор можливо застосовувати для оціночних просторових розрахунків поперечників прольотних будов з декількома балками іншої жорсткості ніж більшість балок. Для більш точних розрахунків потрібне коригування цього методу.

З наведених даних видно, що коефіцієнти загальної навантаженості балок випробувальним і постійним навантаженням були досить високими і відповідали вимогам ДБН В.2.3-6:2009.

У завершальній частині аналізу результатів випробувань прольотної будови зупинимось на такому важливому показникові якості випробувань як ступінь (інтенсивність) навантаженості за схемою $K1+K2+K3$ та при максимальній навантаженості випробувальним і постійним навантаженням, також окремо відносно нормативних і розрахункових нормованих тимчасових і постійних, а також відносно несучої здатності перерізів трьох типів балок 0,1,2 у складі поперечного перерізу прольотної будови. Величини експериментальних M_{exp} і розрахованих M_{cal} згинальних моментів за видами навантажень у найбільше навантажених балках представлені в таблиці 5.1.

Таблиця 5.1 Експериментальні і розраховані згинальні моменти в найбільше навантажених балках за видами навантаження

Балки	0	1	2	3	4	5
$M_{exp} \text{ кН} \cdot \text{м}$	152,04	190,31	208,20	210,17	195,57	161,90
$M_{An} \text{ кН} \cdot \text{м}$	403,25	346,10	313,03	286,64	283,28	250,43
$M_{gn} \text{ кН} \cdot \text{м}$	1202,27	535,74	506,95	506,95	506,95	506,95

$\Sigma M_{1\text{KH}} \cdot \text{м}$	1354,31	726,05	715,15	717,12	702,52	668,85
$\Sigma M_{2\text{KH}} \cdot \text{м}$	1605,52	881,84	819,98	793,79	790,23	757,38
$\Delta_1, \%$	84,4	82,3	87,2	90,3	88,0	88,3
$M_{A\text{KH}} \cdot \text{м}$	752,15	638,73	578,88	531,06	524,60	464,43
$M_{g\text{KH}} \cdot \text{м}$	1518,7	673,11	638,04	638,04	638,04	638,04
$\Sigma M'_{1\text{KH}} \cdot \text{м}$	1670,74	863,42	846,24	848,21	833,61	799,94
$\Sigma M'_{2\text{KH}} \cdot \text{м}$	2270,85	1311,84	1216,92	1169,10	1162,64	1102,47
$\Delta_2, \%$	73,6	65,8	69,5	72,5	71,7	72,5
$M_u, \text{кН} \cdot \text{м}$	2626,2	1778,7	2471,5	2471,5	2471,5	2471,5
$\Delta_3, \%$	63,6	48,5	49,2	47,3	47,0	44,6

$$\Sigma M_1 = M_{exp} + M_{gn}; \Sigma M'_1 = M_{exp} + M_g; \Delta_1 = \Sigma M_1 / \Sigma M_2 * 100\%$$

$$\Sigma M_2 = M_{An} + M_{gn}; \Sigma M'_2 = M_A + M_g; \Delta_2 = \Sigma M'_1 / \Sigma M'_2 * 100\%;$$

$$\Delta_3 = \Sigma M'_1 / M_u * 100\%;$$

Умовні позначення до таблиці 1:

M_{exp} - згинальний момент від випробувального навантаження за схемою $K1 + K2 + K3$ (експериментальний)

M_{An} , M_A - розрахований згинальний момент від нормованого навантаження A15 (нормативний і розрахунковий).

M_{gn} , M_g - розрахований згинальний момент від постійного навантаження (нормативний і розрахунковий).

M_u - розрахована несуча здатність балок

Висновки 5.2:

1. Проведене підсилення балок зміною статичної схеми балкової прольотної будови з розрізної в рамно-нерозрізну підтвердило високу його ефективність в підвищенні експлуатаційних показників – несучої здатності, жорсткості і тріщиностійкості.

2. Значне зменшення виміряних під час випробувань після реконструкції прогинів балок порівняно з допустимими за ДБН В. 2.3.-14: 2006 свідчить про надійне

залучення в спільну роботу з ними збірно-монолітної залізобетонної накладної плити і внаслідок цього збільшення як жорсткості балок, так і поперечної жорсткості прольотної будови в цілому.

3. Розподіл прогинів балок після залучення в роботу накладної плити свідчить, що фактична просторова робота відповідає теоретичним передумовам методу пружних опор, прийнятому для розрахунків на тимчасові нормовані і випробувальні навантаження, за умови врахування наявності в складі поперечника прольотної будови балок різної жорсткості.

4. Випробування підтвердили, що після реконструкції прольотна будова має достатню вантажопідйомність для сприйняття без будь-яких обмежень нормованих тимчасових навантажень А15 і НК-100, на які і була запроектована її реконструкція.

5.3. Реконструкція малого залізобетонного чотирьохшарнірного моста системи інж. Словінського.М.О.

Вступ. Чотиришарнірні мости за конструктивним рішенням належать до особливого типу малих залізобетонних плитних мостів з полегшеними опорами, які запропонував в 1948 р. М.О. Словінський та назвав за своїм прізвищем: «малі чотиришарнірні залізобетонні мости на полегшених опорах системи інж. М.О. Словінського» [145, 146, 147].

Основною їх конструктивною особливістю є полегшені опори із плоских тонких монолітних або збірних бетонних або залізобетонних вертикальних стін, які працюють як вільнообперта балкова система на двох горизонтальних опорах: зверху – сама жорстка плита прольотної будови, скріплена зі стінами металевими анкерами-штирями, а знизу – спеціальні залізобетонні розпинки, встановлені шарнірно на обрізи фундаментів. Таким чином при забезпеченні шарнірного верхнього і нижнього обпирання вся система однопрольотного моста має чотиришарнірну геометрично змінну статичну схему, стійкість якої проти горизонтального зсуву забезпечують лише насипи підходів з обох сторін моста, у яких защемлюється його чотиришарнірна система при умові особливо ретельного виконання засипки ґрунту за опори, ущільнений масив якого забезпечує стійкість і працездатність чотиришарнірної

системи.

Завдяки наявності верхніх і нижніх опор горизонтальні навантаження не передаються на ґрунти основи через підшву фундаментів, а сприймаються ґрунтом насипу за стінами опор. На ґрунт основи фундаменти передають лише вертикальний тиск, що значно полегшує конструкцію опор, тому одержують економію матеріалів в цілому до 50% порівняно з мостами з традиційними типами опор у вигляді стоянів зі зворотними стінами або відкосними крилами.

Перші типові проекти таких мостів прольотами 4-6 м розробив автор разом з УкрдортрансНДІ і будівництво їх розпочалось з 1950-1951 років. Конструкції мостів розраховували на нормовані рухомі тимчасові навантаження Н-10 і НГ-60. Пізніше в 1967 р. ПІ Союздорпроект розробив типовий проект цих мостів під збільшені нормовані навантаження: автомобільне Н-30 і колісне НК-80 за нормами проектування СН 200-62. (Технические условия проектирования железнодорожных, автодорожных и городских мостов и труб. М.: Трансдориздат, 1962).

За наявності типових проектів та завдяки виключній простоті конструктивних рішень, технології виготовлення збірних залізобетонних елементів і технології будівництва на той час вони набули широкої популярності і розповсюдження та вважались одним з найбільш прогресивних, перспективних і ефективних конструкцій перших збірних залізобетонних малих мостів. Це підтверджує і той факт, що саме цей тип малих мостів інж. М.О. Словінського наведений як приклад ефективних «сучасних» конструктивних рішень збірних залізобетонних малих мостів практично у всіх підручниках і учбових посібниках з залізобетонних мостів тогочасного видання [145, 146].

Більшість цих мостів одно- двопрольотні, довжиною прольотів до 4-6 м одержали розповсюдження на дорогах загального користування місцевого значення і особливо у великій кількості на внутрішніх дорогах побудованих в 60-х, 70-х роках минулого сторіччя численних меліоративних систем при перетині магістральних каналів, для яких досить часто використовували природні спрямлені струмки і малі річки [5], а також, в окремих випадках, на непостійно діючих водотоках, коли з певних причин не могли застосовувати водопропускні труби, які є більш раціональними ніж малі мости

любої системи, в тому числі і чотиришарнірні системи М.О. Словінського.

Досвід обстеження малих мостів свідчить, що в умовах обмеженого фінансування порівняно з мостами інших типів (середніми і великими) їх утриманню і експлуатації експлуатаційні служби приділяють недостатню увагу, враховуючи порівняно незначні матеріальні втрати від їх руйнування та можливість досить простого відновлення. Тому багато з них в значній мірі є запущеними, мають велику кількість дефектів і в загальному – незадовільний фізичний стан.

Розробленню проектної документації на їх ремонт і реконструкцію, враховуючи її менш складною, також не приділяють належної уваги, часто до проектування залучають організації, які не мають ні досвіду, ні спеціалістів відповідної кваліфікації. Це призводить до прийняття неефективних, нераціональних конструктивних рішень, а в окремих випадках і до грубих помилок.

На конкретному прикладі реального моста на км 0+074 автомобільної дороги загального користування місцевого значення Гериня-Болехів у с. Гошів Болехівської міської ради, Івано-Франківської області представлені ефективні конструктивні рішення реконструкції малого чотиришарнірного моста, розроблені на базі науково-дослідних і дослідно-конструкторських робіт ГНДЛ-88 НУ «Львівська політехніка» з використанням залізобетонної накладної плити, яку неодноразово застосовували на інших мостових об'єктах реконструкції і на практиці (за реалізованими проектами) підтвердили свою техніко-економічну ефективність [10, 24, 27, 28, 30, 32, 36].

Ситуаційний план розташування та характеристика моста. Міст через струмок розташований на магістральній вулиці населеного пункту, яка одночасно є і ділянкою дороги Гериня-Болехів. Струмок належить до передгірських постійно діючих малих водотоків з характерним рівнем малої води (РМВ) глибиною 30-50 см при ширині русла 2,5-3,0 м (рисунок 5.9). На підході до моста русло практично паралельне до дороги, а лівий берег (за течією) впритик примикає до укосу насипу дороги (рисунок 5.9) і до вхідного отвору моста разом з нижньою частиною укосу насипу досить значно розмитий на загальну глибину 1,2-1,5 м. Процес розмивання не стабілізується і періодично продовжується, тому ця ділянка лівого берега струмка і примикаючого до нього укосу насипу потребує захисту від подальшого розмивання.

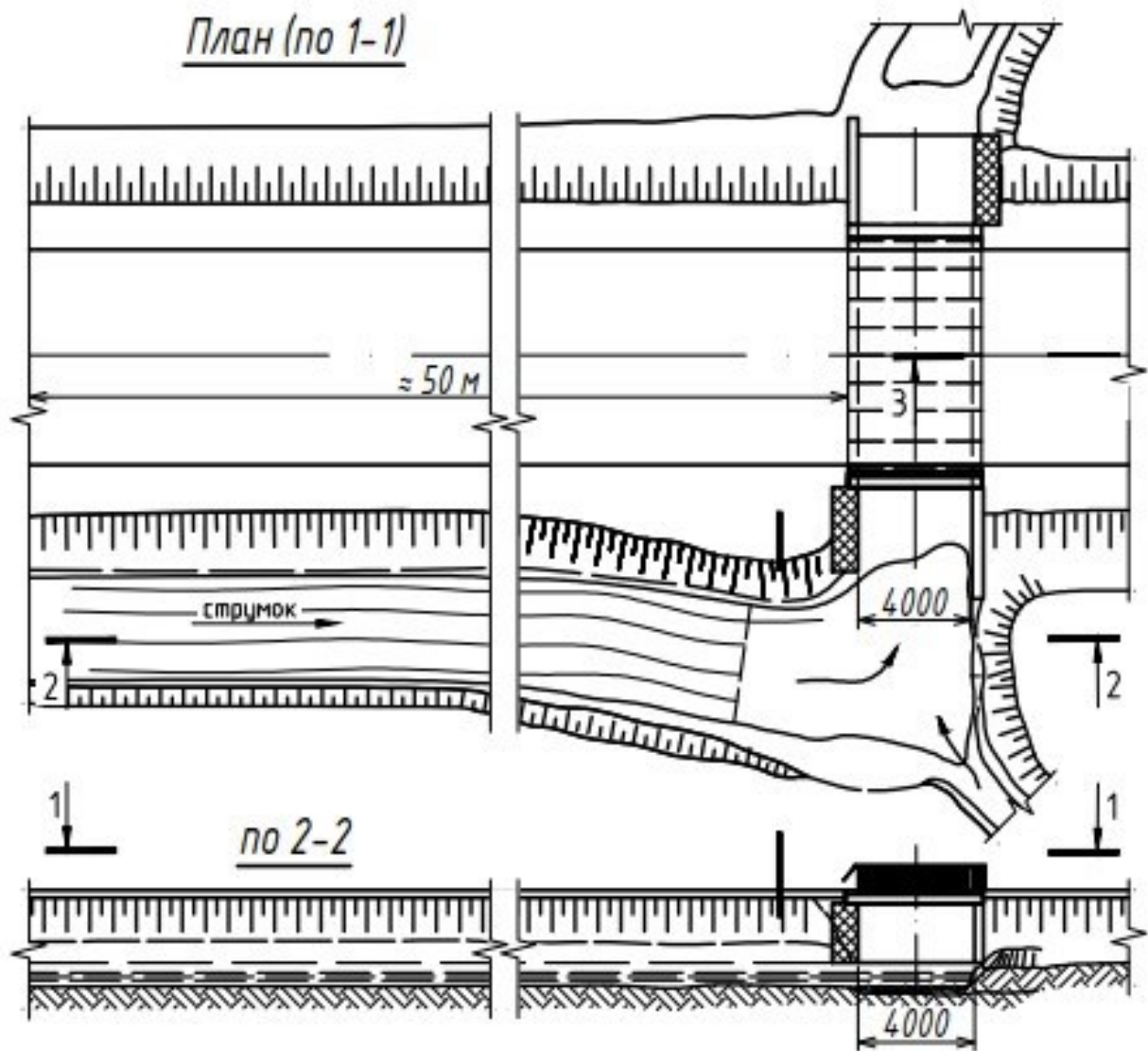


Рисунок 5.9 - Ситуаційний план розташування моста

У звичайному стані струмок є спокійним мілководним водотоком і не створює будь-якої загрози для автодороги і моста.

Безпосередньо перед вхідним отвором моста (за течією) русло струмка різко повертає (рисунок 5.9) і майже під прямим кутом перетинає вісь дороги. Саме на цій, досить несприятливій з умов гідрології ділянці і розташований міст, ширина отвору якого збігається з шириною русла струмка. Різкий поворот русла створює вкрай несприятливі умови для пропуску потоку повеневих вод і ідеальні для розмиву (ерозії) русла і берегів струмка.

Існуючий міст – малий збірний, плитний, однопрольотний, залізобетонний системи інж. М.О. Словінського (рисунок 5.10, 5.11). Прольот у світлі 4,0 м, висота у світлі між верхньою і нижньою плитами – 2,1 м. Габарит їздового полотна між

а)



б)



Рисунок 5.10 - Загальний вид моста з вхідного (а) і вихідного (б) отворів

бортовими елементами крайніх блоків прольотної будови Г-7,6 м без тротуарів. Статична схема моста – чотиришарнірна замкнута рама.

Опори моста з прямими відкосними крилами об'єднані плитною прольотною будовою. Стіни опор і відкосні крила складають одне ціле і виконані з вертикально поставлених залізобетонних плит номінальною шириною 100 см товщиною 30 см. Зверху плити стін зв'язані з плитами прольотної будови анкерними штирями. Нижні кінці цих плит встановлюють у жолобчастий паз залізобетонної подушки фундаменту або виконують Г-подібними з безпосереднім обпиранням на ґрунт основи. Нижні збірні розпинки розташовані у рівні обрізу опорних подушок і захищені ґрунтово-гравійною (щебеневою) засипкою русла струмка в межах моста, яке часто укріплюють від можливого розмивання течією води кам'яною кладкою.

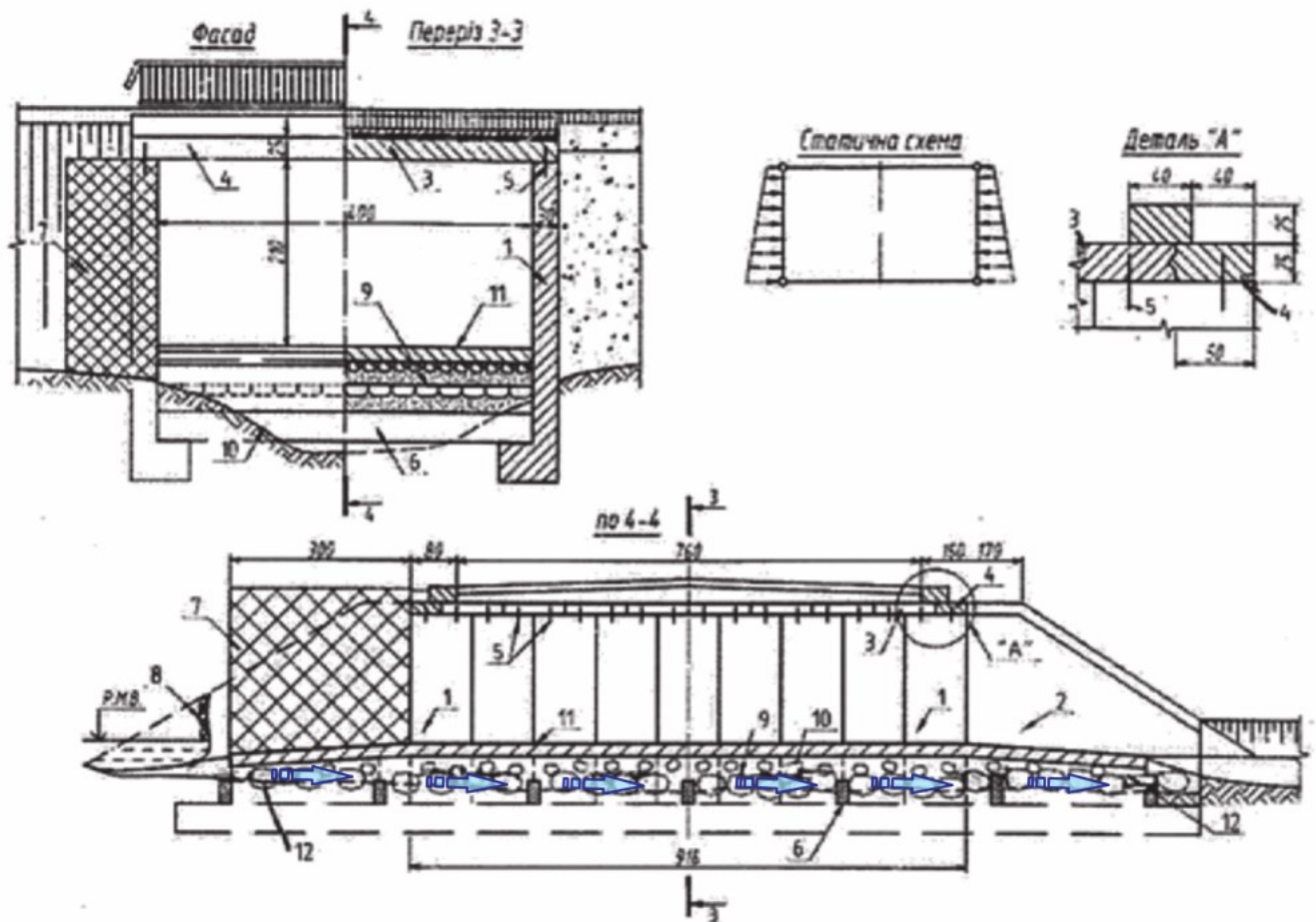


Рисунок 5.11 - Конструкція існуючого моста

1 – збірні залізобетонні блоки опор-стінок; 2 – збірні залізобетонні блоки прямих відкосних крил; 3 – збірні залізобетонні плити прольотної будови; 4 – крайні монолітні плити прольотної будови; 5 – об’єднуючі анкери-штирі; 6 – нижні розпинки, шарнірно обперті на обріз фундаментів; 7 – габіони, встановлені замість зруйнованих відкосних крил; 8 – розмитий лівий берег струмка і основи укосу насипу дороги; 9 – ймовірне проектне дно русла струмка під мостом, укріплене кам’яним мощенням (бруківкою); 10 – ймовірна зона розмиву русла під мостом, відкриття розпинок та їх руйнування; 11 – заново забетонована розпірна плита – нове дно русла струмка вище від РМВ; 12 – фільтрація і перетікання води при РМВ під розпірною плитою в межах висоти розмитого старого русла.

Для взаємного стикування плити стін мають на бокових поверхнях вертикальні пази, які заповнюють цементним розчином або дрібнозернистим бетоном, утворюючи їх шпонкове з’єднання між собою.

Плитна прольотна будова складена з восьми середніх збірних плоских залізобетонних плит і двох крайніх монолітних з набетонованими зверху на них бортовими елементами, до яких кріпиться перильне огороження, від якого на даний час збереглися лише залишки. Середні плити мають довжину 460 см, ширину 100 см при товщині 25 см. Крайні монолітні плити шириною 50 см. Збірні плити об'єднані між собою поздовжніми шпонковими швами в пазах. Таке з'єднання передає в основному поперечні сили і зумовлює сумісність прогинів країв суміжних плит. Тому (з деяким запасом) розподіл рухомого вертикального навантаження поперек моста при розрахунках прийнято в допущенні шарнірного об'єднання плит в поздовжніх швах.

Стики плит прольотної будови розташовані врозбіжку зі стиками плит стін опор, тому анкерні штирі зверху встановлені між цими стиками.

Міст розрахований на нормовані рухомі навантаження за вимогами чинних на період проектування моста норм СН 200-62 (1962 рік): автомобільне Н-30, колісне НК-80. За силовою дією нормоване тимчасове навантаження Н-30 аналогічне до нормованого чинними на даний час нормами проектування нових мостів ДБН В.1.2-15:2009 (Навантаження і впливи) А11, на яке розраховують мости на місцевих дорогах IV і V категорій, до яких відноситься і цей міст, тому формально можна вважати, що на даний час міст, розрахований при проектуванні на нормоване тимчасове навантаження Н-30 і НК-80, при відсутності дефектів має достатню експлуатаційну вантажопідйомність на сприйняття комбінацій нормованих навантажень А11 і НК-80.

Опис технічного стану конструкцій моста. Експлуатаційний стан моста та його реальні споживчі властивості порівняно з нормованими встановлювали за результатами натурного обстеження, за яким виявлені основні невідповідності між реальними і нормованими експлуатаційними вимогами, а також експлуатаційні дефекти, які істотно впливають на загальний технічний стан моста та умови його подальшої нормальної експлуатації, а саме:

– відсутність тротуарів, захисних смуг безпеки і бар'єрного огороження (рисунок 5.10, 5.11), що в умовах населеного пункту повністю не відповідає вимогам безпеки пішохідного руху. З цієї умови прольотна будова моста потребує розширення;

– відшарування на значних за площею ділянках захисного шару бетону на практично незахищених зовнішніх поверхнях обох крайніх монолітних плит з відкриттям та інтенсивною корозією робочої арматури зі зменшенням її площі до 20% і навіть розриванням окремих хомутів (рисунок 5.12,а). Внутрішні шари бетону цих плит також мають очевидні ознаки корозійних руйнувань – ніздрювату розпушену структуру, тріщинуватість, що є характерними ознаками їх неякісного бетонування. Через наявність таких ушкоджень ці плити визнані неремонтопридатними і підлягають видаленню із заміною їх впливу на несучу здатність прольотної будови новими елементами, введеними в склад прольотної будови під час реконструкції. Проміжні збірні залізобетонні плити істотних дефектів не мають і можуть бути використані для подальшої експлуатації після реконструкції моста;

– повне руйнування двох прямих відкосних крил внаслідок місцевого розмивання основи (дна струмка) під недостатньо глибоко закладеними фундаментами напевно на тих ділянках дна струмка, де була найбільшою водоверть повеневих вод. На місці зруйнованих відкосних крил для утримання укосів насипу зібрані габіони (рисунок 5.10, 5.11). Оскільки вони надійно виконують свою захисну функцію їх можна залишити для подальшого використання.

З двох наявних на даний час не зруйнованих відкосних крил одне незначно відхилене зверху біля деформаційного шва, який відділяє його від стіни опори (рисунок 5.12, б). Під час реконструкції моста це відкосне крило необхідно додатково закріпити до нових ремонтних елементів і таким чином запобігти його подальшому нахилу. Плитні елементи опор з лицевої сторони істотних дефектів не мають і можуть бути використані в подальшому після реконструкції моста.

До інших експлуатаційних дефектів, які потребують ліквідації під час реконструкції моста, необхідно віднести: незадовільний стан гідроізоляції, про що свідчить наявність на нижній поверхні плит прольотної будови слідів вилуговування бетону у вигляді білого пластівчастого нальоту (рисунок 5.12, в) – найхарактернішої ознаки фільтрації води, зокрема в поздовжніх швах між збірними залізобетонними плитами; оголення окремих стержнів поперечної арматури плит опор і прольотної будови (рисунок 5.12, в) через недостатній захисний шар бетону, що призводить до

а)



б)



в)

г)

Рисунок 5.12 - Характерні дефекти залізобетонних конструкцій моста. а - руйнування крайніх монолітних плит прольотної будови; б – нахилування відкосного крила; в – ділянки відшарування захисного шару і відкриття арматури збірних плит прольотної будови; г – неякісно замонолічені поздовжні шви між плитами та задовільний

поверхневої корозії цієї арматури. Окремі дефекти, допущені при виготовленні плит, їх транспортуванні на об'єкт і під час будівельно-монтажних робіт: відколювання бетону, поверхневі раковини, пустоти, напливи, недостатня щільність укладеного при виготовленні бетону та ін. Для забезпечення довговічності реконструйованого моста ці дефекти повинні бути ліквідовані, а всі відкриті бетонні поверхні прольотної будови і опор захищені від агресивної дії зовнішнього середовища і можливої корозії під час подальшої експлуатації сучасними високоякісними матеріалами.

Слід також відзначити ще одну несприятливу обставину, яка не дала можливості обстежити стан русла струмка безпосередньо під мостом та підземної частини опор і зокрема розпинок. Це порівняно недавно (до обстеження) заново забетонована в межах площі отвору моста і відкосних крил нижня бетонна плита, яка по суті є новим укріпленням дном русла струмка під мостом (в межах ширини моста і відкосних крил) (рисунки 5.10, 5.11) і під якою залишились конструктивні робочі елементи проектної чотиришарнірної системи моста.

Судячи з наявності зруйнованих відкосних крил з великою ймовірністю можна припустити, що під час короткочасних осінніх чи весняних повеней руслові процеси могли бути досить інтенсивними з розмиванням русла і берегів струмка безпосередньо біля вхідного і вихідного отворів моста, а також під мостом, що в свою чергу призвело до розмивання засипки дна під мостом, відкриття захованих у ній розпинок 6, їх незадовільного стану або навіть часткового руйнування. Тому замість них пізніше і була забетонована нова розпірна плита 11, підосва якої розташована на відновленому шарі нової валунно-гравійно-щебеневої засипки, а сама плита стала новим дном струмка в межах моста. Причому це дно виявилось розташованим вище відмітки характерного цілорічного рівня малої води (РМВ). Крім того, зовнішня ділянка плити зі сторони вхідного отвору моста в межах відкосного крила і габіона забетонована зі зворотним ухилом (проти течії струмка), тому при звичайному робочому горизонті води близькому до РМВ вода не тече зверху по плиті (русло під мостом є сухим) (рисунки 5.10, 5.11), а фільтрує і перетікає під плитою 12, напевно через залишки попередньо розмитої засипки старого русла 9. Це природна властивість води – знаходити собі шляхи перетікання у ґрунтовому масиві. Але з умов подальшої

тривалої експлуатації моста після реконструкції це явище є недопустимим, оскільки з часом може призвести до повторного неконтрольованого розмиву основи під плитою та наступного її руйнування. Тому під час реконструкції моста потрібно виконати регулювання русла струмка а також у зоні моста укріпити від розмивання береги струмка та примикаючий до нього укос насипу дороги.

Опис конструктивних рішень реконструкції моста. Основне завдання реконструкції моста – приведення його експлуатаційних показників і споживчих властивостей – вантажопідйомності, пропускної здатності, безпеки і комфортності руху, а також нормованого терміну експлуатації після реконструкції у відповідність до вимог чинних норм проектування нових мостів ДБН В.2.3-22:2009 за нормативами автодороги загального користування місцевого значення. Концептуальна умова проектування реконструкції моста – максимально можливе подальше використання існуючих конструкцій, що гарантує мінімальну вартість реконструкції.

Існуюча прольотна будова розширюється з габариту Г-7,6м без тротуарів до нового габариту Г-8 м з двосторонніми тротуарами по 1,5 м та відповідними захисними бар’єрними і перильними огородженнями (рисунок 5.13) за вимогами ДБН В.2.3-14:2006 і ДБН В. 1.3-22:2009. Розширення прольотної будови виконане розробленою в ГНДЛ-88 НУ «Львівська політехніка» конструкцією монолітної залізобетонної накладної плити з консольними зв'язами, надійно об’єднаної спеціальними анкерами А-1 [62, 63, 64] з існуючими плитами для забезпечення їх спільної роботи у розширеній прольотній будові (рисунок 5.13, деталь «А»). При цьому існуючі крайні монолітні неремонтопридатні залізобетонні плити шириною 50 см видаляють, а консольна ділянка накладної плити безпосередньо примикає до відкритої бокової поверхні крайньої збірної плити, повністю захищаючи її, і об’єднується з нею вклеєними стержневими анкерами А-2 [63, 64] (деталі «А, Б»). Аналогічна конструкція накладної плити багаторазово реалізована під час реконструкції чи ремонті мостів з різними типами прольотних будов [40, 41, 58, 61, 64], на практиці підтверджує високу ефективність і можливість комплексного вирішення основних завдань реконструкції: розширення прольотної будови з

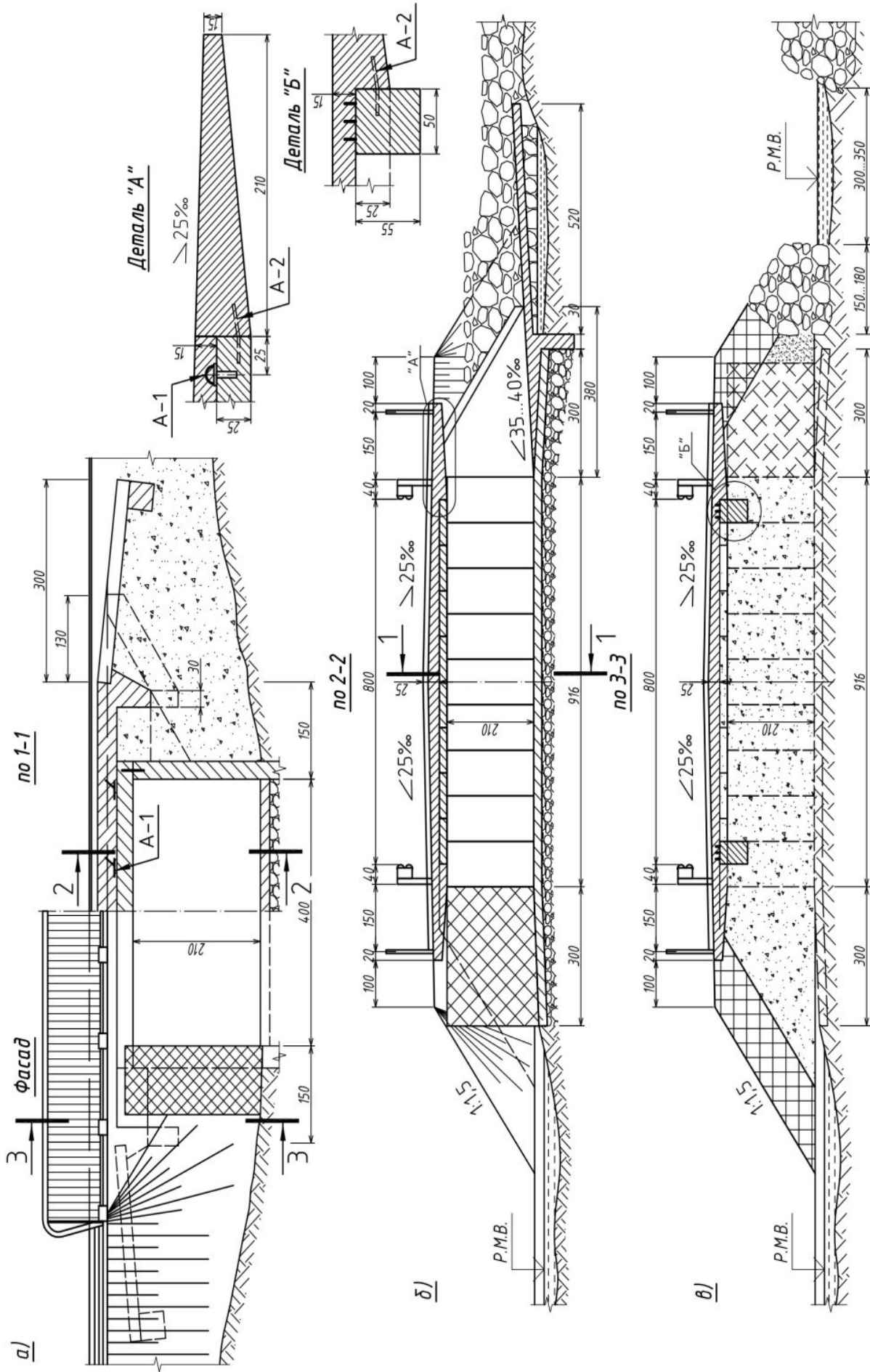


Рисунок 5.13 - Загальний вид моста після реконструкції

одночасним збільшенням вантажопідйомності, пропускної здатності, безпеки і комфортності руху.

Для зменшення впливу на стіни опор активного горизонтального тиску ґрунту від розташованого на призмі зсуву вертикального тимчасового навантаження залізобетонну накладну плиту видовжують на 1,5 м за межі опор, а на її торцях влаштовують поперечні ребра для обпирання перехідних плит. Таким чином вертикальне тимчасове навантаження з цих кінцевих ділянок накладної плити як і з перехідних плит практично не передається безпосередньо на ґрунт призми зсуву, тобто стіни опор розвантажуються від цієї частини бокового тиску ґрунту, що зменшує згинальні моменти в стіні опори як балці на двох опорах, тобто відіграє роль свого роду підсилення стін опор.

Перерахунок моста після реконструкції виконаний на нормовані рухомі тимчасові навантаження А15 і НК-100 за вимогами чинних норм проектування нових мостів ДБН В.1.2-15:2009, як для моста на дорозі перспективної третьої технічної категорії, не дивлячись на те, що за цими ж нормами для цієї ж дороги, яка за існуючою класифікацією на даний час відноситься до дороги загального користування місцевого значення четвертої технічної категорії, під час проектування реконструкції дозволяється розрахунок штучних споруд виконувати на зменшені нормовані навантаження А11 і НК-80. Тобто в майбутньому при переведенні дороги у вищу третю технічну категорію при відсутності дефектів міст не потребуватиме додаткових втручань, а відповідно і витрати додаткових коштів.

Для зменшення швидкості повеневого потоку перед входним отвором моста передбачене створення розширеної зони водоприймача при повороті русла під міст і підняття дна русла в цій зоні до відміток вищих від існуючої на даний час відмітки верху плити, а також укріплення дна русла в цій зоні бетонною плитою товщиною 15-20 см, на ущільненій валунно-гравійній основі (рисунок 5.14). Крім того для припинення фільтрації води перекриттям водоносного шару ґрунту під плитою в проміжку між відкритком і габіоном перед входним отвором моста влаштовують протифільтраційну завісу у вигляді бетонної стіни товщиною 25-30 см, заглибленої в дно струмка на 1,2-1,5 м, тобто в межах ймовірної товщини можливого фільтруючого

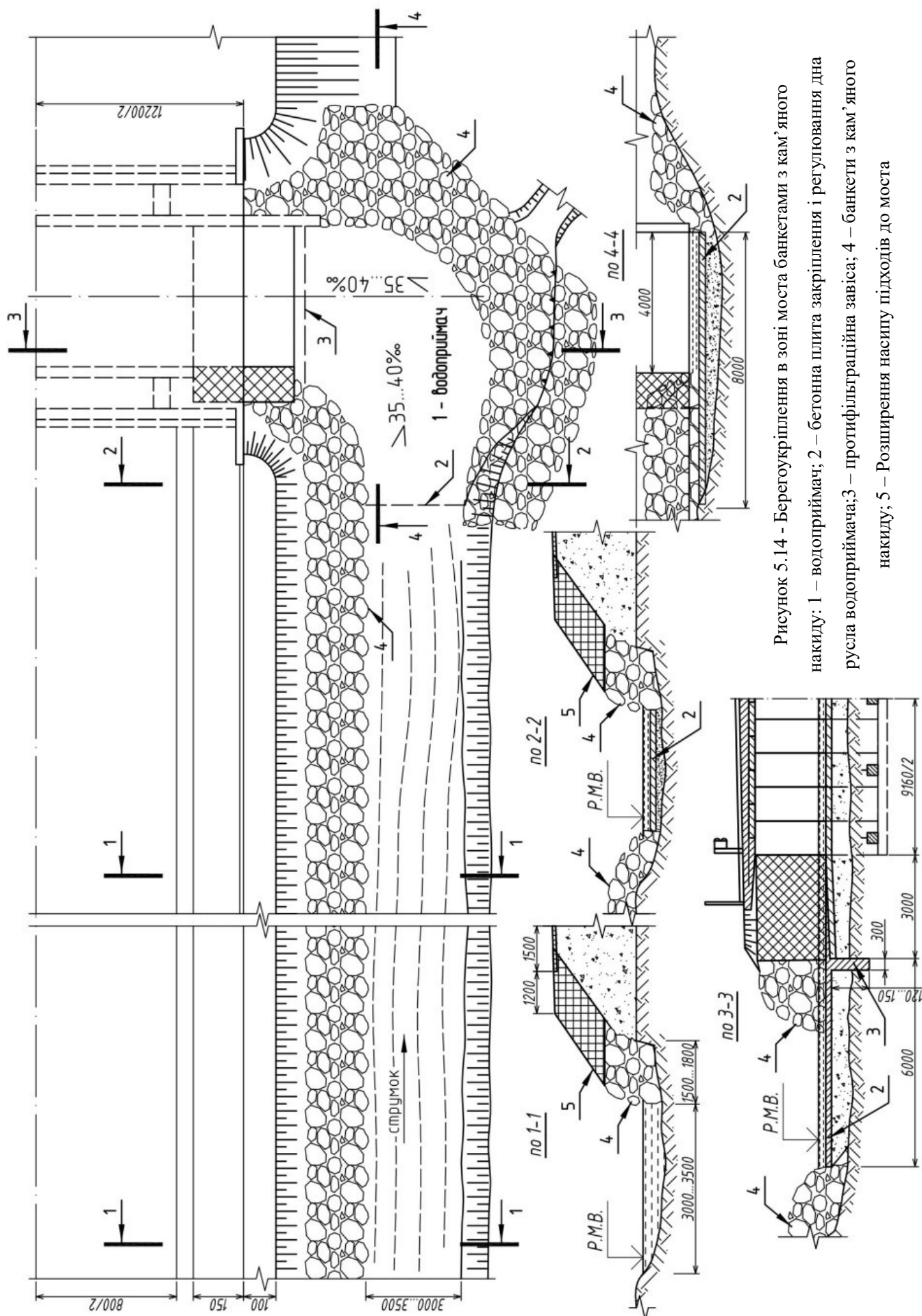


Рисунок 5.14 - Берегоукріплення в зоні моста банкетами з кам'яного накиду: 1 – водоприймач; 2 – бетонна плита закріплення і регулювання дна русла водоприймача; 3 – протифільтраційна завіса; 4 – банкети з кам'яного накиду; 5 – Розширення насипу підходів до моста

шару ґрунту.

Для укріплення і захисту берегів струмка і укосу насипу земполотна підходів в зоні їх існуючого та майбутніх розмивів за рекомендацією посібника [5] передбачене влаштування укріпних споруд типу банкетів з кам'яного накиду з крупного природного каміння, які є найпростішими за технологією їх спорудження і в майбутній експлуатації. В даних конкретних умовах кам'яний накид при дотриманні фракційного складу гірської породи дає можливість надійно забезпечити міцність і стійкість до руйнівної дії паводкових вод, а також довговічність і економічність.

Конструкція банкету з крупного каміння активно протистоїть енергії хвиль і течії ріки. Поперечний профіль банкетів на всіх ділянках захисту прийнятий однотипний трапецієподібний для випадку нерозмивного дна струмка біля берега і підніжжя укосу насипу земполотна. Розрахунковий максимальний діаметр крупних каменів $d_k \geq 50$ см, при вазі 200-250 кг. Рекомендований наступний фракційний склад гірської породи накиду [5]: максимальний діаметр гірської породи $d_k \geq 50$ см, (вага каменів 200-250 кг.) – вміст 60-65%; мінімальний діаметр $d_y \leq 0,04 d_k = 2 - 3$ см, – вміст 10-15%; проміжні фракції при порівняно рівномірному розподілі – вміст 20-25%.

Споруди з каміння довговічні, добре протистоять руйнівній механічній дії течії при катастрофічних повенях, вони стійкі до руйнування і стирання наносами та предметами, які плывуть у воді (каміння, дерева) і льоду. Горбкувата або зубчаста поверхня банкету різко зменшує швидкість течії біля споруди і відповідно розмиви дна ріки.

Висновки 5.3:

1. Малі залізобетонні мости, в тому числі і розглянутий в даній роботі тип інж. М.О. Словінського, займають значне місце в мостовій інфраструктурі дорожньої галузі, тому їх утриманню і відновленню для подальшої експлуатації потрібно приділяти належну увагу, а для розроблення проектної документації на капітальний ремонт чи реконструкцію залучати проектні чи науково-дослідні організації, які мають відповідний досвід та конструкторсько-технологічні розробки з реконструкції мостів.

2. Застосування залізобетонної накладної плити під час реконструкції малих мостів дозволяє комплексно з мінімальними затратами коштів відновити їх експлуатаційні показники і споживчі властивості – вантажопідйомність, пропускну здатність, безпеку та комфортність руху, а також забезпечити нормований термін експлуатації за вимогами чинних норм проектування нових мостів.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. Аналіз результатів обстежень мостів показав, що першочергової реконструкції потребують збудовані у великій кількості в 50-70 рр минулого сторіччя збірні залізобетонні балкові мости за ТП вип. 56, через неодноразову зміну за цей період норм проектування, а також незадовільну експлуатацію на даний час переважна більшість з них має незабезпечені основні експлуатаційні показники: вантажопідйомність, пропускну здатність, безпеку і комфортність руху та довговічність. Тому під час розроблення програми експериментальних досліджень необхідно орієнтуватися на використання їх результатів під час реконструкції саме цих мостів.

2. Порівняно з розрахунками за умовно пружною стадією роботи запропонований спосіб експериментально-розрахункового визначення згинальних моментів у найбільше навантажених і працюючих у пружно-пластичній стадії балках дозволяє в реальних умовах за рахунок перерозподілу досягти їх зменшення до 35-40%, що є цілком достатнім для подальшої експлуатації залізобетонних мостів старої побудови на сучасні збільшені тимчасові навантаження без їх підсилення.

3. Виконаний аналіз способів підсилення залізобетонних балок мостів дає підставу вважати, що одним із найбільш ефективних та перспективних як за експлуатаційними показниками, так і технологічністю є спосіб зміни статичної схеми у поєднанні з одночасним розширенням прольотної будови залізобетонною накладною плитою.

4. Розроблено теоретичні моделі пружного і пружно-пластичного деформованого стану та вдосконалений метод просторового розрахунку перехресно-ребристих систем, який обґрунтовано лабораторними дослідженнями моделей з пружного і пружно-пластичного (залізобетону) матеріалу та перевірено на реальному об'єкті експериментальної реконструкції.

5. У роботі отримано експериментальні дані щодо несучої здатності і деформативності, якими доведено, що за залучення елементів підсилення у спільну роботу з наявними балками несуча здатність прольотної будови збільшується у

декілька разів, суттєво зменшуються також деформації (прогини) балок. Зміна статичної схеми є високоефективним засобом підсилення залізобетонних балок за обов'язкової умови конструктивного забезпечення надійної спільної роботи наявних і нових елементів у складі реконструйованої прольотної будови.

6. Виконане за результатами дослідження підсилення прольотної будови реального моста підтвердило технологічність способу і короткі терміни виконання робіт.

7. Випробування прольотної будови до та після підсилення зміною статичної схеми показало ефективність підсилення несучої здатності і жорсткості конструкцій. Зокрема при найневигоднішому навантаженні двома колонами автомобілів прогини зменшилися у 2,95 разів.

8. Запроповану в роботі методику розрахунку підсиленої зміною статичної схеми прольотної будови слід розглядати як перше наближення до створення нормативного документу рівня державних будівельних норм з реконструкції мостів.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Азізов Т.Н., & Кочкарьов Д.В. (2022) Про нелінійність деформування залізобетонних згинальних елементів. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. Рівне: НУВГП, (42), 62-75.
2. Артемов, В. Е., & Распопов, А. С. (2012). К вопросу о точности вычислений в расчетах строительных конструкций. *Мосты и тоннели: теория, исследования, практика*, (3), 6-8.
3. Бліхарський, З. Я., & Римар, Я. В. (2006). Підсилення залізобетонних балок нарощуванням арматури під навантаженням. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*: Зб. наук. праць. Рівне: НУВГП, (14), 449-454.
4. Борисюк, О., Караван, В., Філіпчук, С., & Поляновська, О. (2022). Технічний стан та залишковий ресурс залізобетонного мосту на автомобільній дорозі загального користування державного значення т-14-04 Червоноград–Рава-Руська, км 37+010 Львівської області. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*, (42), 192-201.
5. Герасимчук В.О., Климпуш М.Д., & Круцик М.Д. (2000) Річкові укріпні споруди. Коломия : Вид-во "Вік", 142 с.
6. Гладишев Д. Г. (2004). Напружено–деформований стан залізобетонних балок з пружним горизонтальним переміщенням опорв рамних системах: автореф. дис. ... канд. техн. наук: (05.23.01)
7. Гнидец Б.Г., Сало В.Ю. (1981). Результаты экспериментального исследования на моделях работы сборно-монолитных железобетонных неразрезных мостов с предварительно напряженными стыками в двух направлениях. Резервы прогресса в архитектуре и строительстве. Изд-во «Вища школа». Вестник ЛПИ. Львов (155) 11-13.
8. Гнідець, Б. Г., Кваша, В. Г., Гломб, Ю., & Зибура, А. (2006). До історії створення кафедри мостів у Львівській політехніці. (562), 20-23.

9. Гнідець, Б. Г., & Сало, В. Ю. (2006). Випробування дослідних збірно-монолітних прогонових будов мостів з попередньо напруженими стиками. (562), 24-29.

10. Горбачевська, А. А., & Кваша, В. Г. (2018). Експлуатаційний стан, реконструкція та результати випробувань реконструйованого автодорожнього шляхопроводу. Вісник національного університету “Львівська політехніка”. Серія: Теорія і практика будівництва, (877), 66-77.

11. Гордєєв В.М. (2021). Настанова з оцінювання якості будівельних сталевих конструкцій. Промислове будівництво та інженерні споруди. К.: Укрсталь ім В.М. Шимановського,. (1), 18-23.

12. Градюк И. И., & Гупта Д. П. (1967). Исследование при органическом смещении. Вопросы современного строительства. Вестник Львовского политехнического института. Львов издательство Львовского университета. (20), 27-36

13. ДБН В.2.3-14: 2006 (2006). Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування. —К.: Мін.буд. України, 376.

14. ДБН В.2.3-6:2009 (2009). Споруди транспорту. Мости та труби. Обстеження та випробування. 31.

15. ДБН В.2.3-22:2009 (2009). Мости та труби. Основні вимоги проектування. 72.

16. Дорошкевич Л. А. (1907). К вопросу прочности железобетонных балок по наклонным сечениях. Вестник Львовского политического института современного университета, (19), 12-18

17. Дорошкевич Л. А. (1969) Некоторые замечания о расчетах наклонных сечений железобетонных балок. I – Вестник Львовского политехнического института. Вопросы современного строительства. Львов: издательство Львовского университета, (35), 87-100

18. Дыховичный А. А., & Дубинский А. М. (1972) Моделирование при

исследовании сложных железобетонных конструкций. (XIX), 159-164.

19. Іваник, І. Г. (2000). Просторовий розрахунок перехресно-ребристих залізобетонних систем з врахуванням фізичної нелінійності. Дисертація на здобуття кандидата технічних наук. Львів, 202.

20. Кваша В. Г. (1994). Інженерний метод просторового розрахунку перехресто-балочних залізобетонних конструкцій. Тези доповідей, шляхи підвищення ефективності дорожнього господарства України в нових умовах господарства (конференція до 50 річчя київського автомобільно-дорожнього маршруту). - К.: КАДУ, 122.

21. Кваша, В. Г., & Іваник, І. Г. (1997). Інженерний метод просторового розрахунку плитно-ребристих залізобетонних систем. Проблеми теорії і практики залізобетону. Ювілейна міжнародна науково-технічна конференція присв'ячена, 29-31.

22. Кваша В.Г. (1999). Експериментальні дослідження залізобетонних моделей прольотних будов, розширених приставними елементами. Друга всеукраїнська наук.-техн. конф. Науково-практичні проблеми сучасного залізобетону. К.:НДІБК,.(50), 87-94.

23. Кваша, В. Г., Мельник ІВ, К. М., & Шевчик, О. (2001). Міцність і деформативність залізобетонних мостових балок, посилені неметалевою арматурою CFRP. VI міжнародна наукова конференція "Актуальні проблеми будівництва та інженерії довкілля".—Львів, 223-230.

24. Кваша, В. Г. (2002). Ефективні системи розширення і підсилення залізобетонних балкових прольотних будов автодорожніх мостів. Дисертація доктора технічних наук. – Львів: Нац. ун-т "Львів. політехніка", 459.

25. Кваша, В. Г. (2002). Обстеження та випробування автодорожніх мостів. Львів: НУ «Львівська політехніка». 102.

26. Кваша В.Г., Климпуш М.Д., Мельник І.В., Рачкевич В.С., Панченко О.В. (2003). Підсилення при реконструкції залізобетонної прольотної будови

автодорожнього моста приклеєними вуглепластиками вуглепластиками. 36. *Будівельні конструкції*. К.: НДІБК, 59(2), 164-171.

27. Кваша В. Г., Мельник І. В., Климпуш М. Д. (2004) Використання вуглепластиків для підсилення балок при реконструкції залізобетонного автодорожнього моста. *Автомобільні дороги і дорожнє будівництво*, (69), 70-74.

28. Кваша В.Г., Салійчук Л.В., Мельниченко В.В., & Лапініна З.Т. (2004) Реконструкція автодорожнього моста з прольотними будовами за ТП вип. 56. *Автомобільні дороги і дорожнє будівництво*. (69), 74-81.

29. Кваша, В. Г., Гнідець, Б. Г., & Панченко, О. В. (2006). Один з перших залізобетонних мостів Європи, збудований у Львові. *Вісн. Нац. ун-ту Львів. політехніка*. (562), 49-55.

30. Кваша, В. Г. (2006). Досвід ремонту та реконструкції мостів України. *Вісник теорія і практика будівництва*. Львів: НУ «ЛП», (562), 38-49.

31. Кваша В.Г. (2007). Дослідження просторової роботи перехресно- і плитно-ребристих прольотних будов на великорозмірних залізобетонних моделях. *Вісник Львівського державного аграрного університету Архітектура і сільськогосподарське будівництво*. Львів: АДАУ, (8), 182-192.

32. Кваша, В. Г., Ковальчик, Т. П., & Салійчук, Л. В. (2007). Досвід розширення балкових залізобетонних прольотних будов монолітною залізобетонною накладною плитою. *Вісник теорія і практика будівництва*. Львів: НУЛП, 80-94.

33. Кваша В.Г., Салійчук Л.В., Рачкевич В.С., & Семанів Л.Я. (2008) Відновлення автодорожнього моста після наслідків повені з розширенням і підсиленням прольотної будови. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. Рівне: НУВГП, (16), 342-350.

34. Кваша, В. Г., Ковальчик, Т. П., Мурин, А. Я., Полець, В. М., & Салійчук, Л. В. (2008). Реконструкція міського шляхопроводу з розширенням прольотної будови залізобетонного збірномонолітною накладною плитою. *Вісник нац. ун-ту*

«Львівська політехніка». Серія: Теорія і практика будівництва, (627), 122-128.

35. Кваша В.Г., Рачкевич В.С. (2008). Аналіз розподілу тимчасового навантаження між балками прольотної будови за результатами натурних випробувань. *Теорія і практика будівництва*. Львів: НУЛП, (627), 122-128.

36. Кваша, В. Г., Салійчук, Л. В., & Рачкевич, В. С. (2008). Розширення прольотної будови автодорожного моста з її підсиленням зміною статичної схеми без влаштування деформаційних швів. *Дороги і мости*, (9), 106-111.

37. Кваша, В. Г., Климпуш, М. Д., Рачкевич, В. С., & Собко, Ю. М. (2011). Підсилення залізобетонних мостів вуглецевими композитами CFRP. *Світ геотехніки*, (1), 21-25.

38. Кваша, В. Г. (2017). Мости та шляхопроводи, реконструйовані за проектами Галузевої науководослідної лабораторії № 88 (ГНДЛ-88) Національного університету “Львівська політехніка”. Каталог. Львів: НУ ЛП. 53.

39. Кваша, В. Г., Салійчук, Л. В., & Шуляр, Р. А. (2019). Естетика реконструйованих мостів. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди, (37), 276-286.

40. Кваша В.Г., Сінь, Я. (2021). Експлуатаційний стан та реконструкція малого залізобетонного чотиришарнірного моста. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди, (39), 254-267.

41. Кваша В.Г., Сінь, Я., Салійчук Л.В. (2021). Прольотні будови залізобетонних мостів з поліфункціональними консольними зв'язами. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. (39), 177-187.

42. Климпуш, М. Д. (2010). Міцність, витривалість та деформативність залізобетонних згинальних елементів, підсилених наклеєними композитними стрічками: дис. ... канд. техн. наук. К. Нац. трансп. ун-т, 239.

43. Коваль, П. Н. (1987). Разработка, экспериментальное исследование и опытное применение эффективных конструкций уширения автодорожных мостов. Дис. ... канд. техн. наук – Львов: Львовский политехнический институт, 235.

44. Курылло А. С. (1969). Первые железобетонные конструкции и первые исследования железобетона в городе Львове. *Вестник Львовского политического строительства*. - Львов: издательство Львовского университета. (35), 16-20
45. Лантух-Лященко А.И., Страхова Н.Е. (1973). Экспериментальные исследования пространственной работы бездиафрагменного пролетного строения. *Автомобільні дороги і дорожнє будівництво*. – К.: Будівельник, (XXII), 101-103.
46. Литвинов, И. М. (1948). Инструкция по усилению и восстановлению железобетонных конструкций методом ИМ Литвинова.
47. Лозовой, Ю. И., & Булич, В. И. (1963). Термический метод усиления железобетонных ригелей под нагрузкой. *Промышленное строительство*, (4), 41.
48. Лозовий Ю.І. (1964). Деякі питання теорії і практики посилення будівельних конструкцій та споруд за останні двадцять років. Тезидоповідей Ювілейної 21-ї наук. техн. конф. Львівського політехн. ін-ту. - Львів, 341 – 342.
49. Лозовой Ю.И., Хило Е.Р. (1966). Усиление железобетонных балок при помощи предварительно напряженных шарнирно-стержневых разгружающих цепей. *Вестник Львовского политехн. ин-та: Вопросы современного строительства*. - Львов, (11), 59-65.
50. Ониськів Б.М., Сорока Я.В. (1998). Ефективні способи зміцнення залізобетонних конструкцій існуючих мостів малих і середніх прогонів. *Зб. Сучасні проблеми проектування, будівництва та експлуатації споруд на шляхах сполучення*. – К., 157-158.
51. Ониськів Б.М., Сорока Я.В., & Канюк В.М. (2006). Експериментальні дослідження роботи бурових паль в фундаментах опор мостів на ріках Прикарпаття. *Науково-технічний збірник Національного транспортного університету: Автомобільні дороги і дорожнє будівництво*. (73), 131–134.
52. Погребной, Я. Ф. (1957). Расчет балочных систем с горизонтально неподвижными опорами. *Львов, ЛПИ*, 71.
53. Погребной Я.Ф. (1957). Исследование работы железобетонных балок с

неподвижными опорами. Научные записки Львовского политехнического института, (5). 15-23.

54. Погребной Я.Ф. (1958). Расчёт статически неопределимых стержневых систем с учётом горизонтальной неподвижности опор, колебания температур и предварительного напряжения. - Львов, 82.

55. Рачкевич, В. С. (2009). Експлуатаційний стан та ефективні системи відновлення збірних залізобетонних прольотних будов з багаторядовою каркасною арматурою. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*: зб. наук. праць.-Рівне: НУВГП, 521-533.

56. Рачкевич, В. С., Кваша, В. Г., Салійчук, Л. В., & Тузяк, А. А. (2012). Розширення і підсилення бездіафрагмових прольотних будов зі збірних залізобетонних балок з багаторядковою арматурою за ТП вип. 56Д. *Вестник Харьковського національного автомобільно-дорожного університета*, (58), 24-31.

57. Рачкевич В.С., Кваша В.Г., & Салійчук Л.В. (2013). Реконструкція автодорожніх мостів з підсиленням залізобетонних балок зміною статичної схеми. *Вісник Одеської державної академії будівництва і архітектури*. -Одеса: ОДАБА, 49(1), 282-289.

58. Рачкевич, В. С., Кваша, В. Г., & Салійчук, Л. В. (2013). Реконструкція бездіафрагмових прольотних будов з підсиленням зміною статичної схеми. *Зб. Будівельні конструкції*.-К.: НДІБК, 78(2), 314-322.

59. Рачкевич, В. С., Кваша, В. Г., Салійчук, Л. В., & Тузяк, А. А. (2013). Розподіл тимчасового навантаження між балками без діафрагмової прольотної будови моста за результатами натурних випробувань. *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури*, (49), 211-217.

60. Рачкевич, В. С. (2015). Дослідження просторової роботи залізобетонної перехресно-ребристої балкової пролітної будови до та після розширення і підсилення накладною плитою. *Вісник Національного університету Львівська політехніка. Теорія і практика будівництва*, (823), 270-280.

61. Рачкевич, В. С., Семанів, Л. Я., Кваша, В. Г., & Салійчук, Л. В. (2018). Результати експериментальних досліджень балкової залізобетонної прольотної будови моста за етапами реконструкції. Вісник національного університету "Львівська політехніка". Серія: *Теорія і практика будівництва*, (877), 166-178.
62. Ромашко, В. М. (2016). Деформаційно-силова модель опору бетону і залізобетону: *монографія*. Рівне: О. Зень.
63. Салійчук, Л. В., & Кваша, В. Г. (2008). Застосування клеєстержневих анкерів при реконструкції мостів. *Дороги і мости*, (9), 220-227.
64. Салійчук Л. В. (2011). Міцність і деформативність анкерних зв'язків у закладних деталях і з'єднаннях залізобетонних конструкцій. Дис. ... канд. техн. наук: – Львів: Нац. ун-т "Львів. політехніка". - Л., 204 с.
65. Сердюков В.Н., Григоренко А. Г., & Кривелев Л.Н. (1976). Испытание сооружений - Киев; Будівельник; 199с.
66. Сінь, Я., Салійчук, Л. В., & Кваша, В. Г. (2021). Експериментальні дослідження просторової роботи перехресно-ребристої прольотної будови на великорозмірній залізобетонній моделі. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*, (40), 224-233.
67. Сінь, Я., Юпин, М., Салійчук, Л., & Кваша, В. (2021). Оптимальне конструктивно-технологічне вирішення реконструкції міського шляхопроводу та результати його випробувань. *Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика*, (20), 92-107.
68. Сінь, Я., Юпин, М. З., Салійчук, Л. В., & Кваша, В. Г. (2021). Реконструкція міського шляхопроводу та результати його натурних випробувань. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*, (40), 267-279.
69. Сінь, Я., Шуляр, Р. А., Салійчук, Л. В., & Кваша, В. Г. (2022). Сучасний стан проблеми реконструкції автодорожніх мостів. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*, (42), 315-329.
70. Собко Ю. М. (2000). Експериментальний і теоретичний аналіз напружено-

деформованого стану реконструйованих ребристих прольотних будов автодорожних мостів. Дис. ... канд. техн. наук: – Львів: Нац. ун-т "Львів. політехніка", 184с.

71. Філіпчук С.В. Караван В.В., & Борисюк О.П. (2021). Технічний стан та залишковий ресурс залізобетонних мостів на автомобільних дорогах у місті Рівне. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. Рівне: НУВГП, (39), 237-245.

72. Хило Е.Р., Попович Б.С. (1985). Усиление строительных конструкций. - Львов.: Вища школа, 156 с.

73. Юргенсон А.О. (1955). Учет совместной работы балочных систем в железобетонных конструкциях. дис. канд. техн. наук: 05-23.01 – Львов; ЛПИ, 162с.

74. Яременко, О. Ф., Кваша, В. Г., Яременко, Н. О., Твардовський, І. О., Чучмай, О. М., & Яременко, О. О. (2011). Приклади розрахунку та проектування балкових прогонових будов залізобетонних мостів. Навч. посібник. -Одеса: ОДАБА, 2011. 312.

75. Ajdukiewicz A. (2004). Stefan Kaufman Życie i praca. – Warszawa: PZITB, 184.

76. Banaś, A. (2006). Współczesne systemy wzmacniania konstrukcji. Przegląd Budowlany, 77, 10-11.

77. Bartosik T. (2006). Wzmacnianie konstrukcji materiałami CFRP na bazie włókien węglowych, szklanych i aramidowych. II konf. nauk. techn. Materiały kompozytowe v budownictwie mostowym. Zeszyt pokonferencyjny. Łódź.

78. Bilello, C., Bergman, L. A., & Kuchma, D. (2004). Experimental investigation of a small-scale bridge model under a moving mass. *Journal of Structural Engineering*, 130(5), 799-804.

79. Biliszczuk J. (2006). Ocena efektywności wzmocnienia konstrukcji mostu taśmami z włókien węglowych. II konf. nauk. techn. Materiały kompozytowe v budownictwie mostowym. Zeszyt pokonferencyjny. Łódź.

80. Biliszczuk, J. (2016). Pierwsze mosty żelbetowe na ziemiach polskich 1892–

1918. Inżynieria i Budownictwo, 72(9), 461-467.

81. Biliszczyk, J. (2018). Inżynieria mostowa w Polsce Niepodległej (1918–2018). *Inżynieria i Budownictwo*, - Warszawa: PZITB, 74(7-8), 371-382.

82. Bodzak, P. (2018). Ścinanie w belkach żelbetowych bez zbrojenia poprzecznego. *Inżynieria i Budownictwo*, - Warszawa: PZITB, 74.

83. Boronczyk-Plaska, G., & Radomski, W. (2008). Bridge widening–Technical, economical and aesthetical aspects. *Bridge Maintenance, Safety, Management, Health Monitoring and Informatics*, 557.

84. Cardinale, G., & Orlando, M. (2004). Structural evaluation and strengthening of a reinforced concrete bridge. *Journal of Bridge Engineering*, 9(1), 35-42.

85. Chen K. (2001). CFRP cáiliào zài qiáoliáng jiāgù gōngchéng zhōng de yìngyòng [The Application of CFRP in the Strengthening of Bridges]. *Bridge Construction*, (1), 44-45.

86. Chéngshì qiáoliáng shèjì guīfàn [Code for design of the municipal bridge] CJJ 11-2011

87. Chéngshì qiáoliáng shèjì hèzǎi biāozhǔn [The Standard of Loadings for the Municipal Bridge Design] CJJ 77-1998

88. Corbett, P. W., & Watterson, T. J. (2016, September). Widening of existing bridges on State Highway 16 in Auckland. In *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Bridge Engineering* (Vol. 169, No. 3, pp. 203-214). Thomas Telford Ltd.

89. Derkowski, W. (2006). Badania wpływu wzmocnienia taśmami z polimeru i włókien węglowych na trwałość zmęczeniową zginanych belek żelbetowych. *Zeszyty Naukowe. Budownictwo/Politechnika Łódzka*, (55), 10-16.

90. Fan L., Gu A. (2005). Qiáoliáng gōngchéng [Bridge Engineering]. People's Communications Press.

91. Flaga K., Januszkiewicz K., Hrabiec A., & Cichy-Pazder E. (2005) Estetyka konstrukcji mostowych. - Kraków: Wydawnictwo PK, 191.

92. Głomb, J., Lisik, A., Maurer, F., & Haszmanian, T. (1997). Pontifex Maximus: ponad przestrzenią i czasem. *Wydawnictwo Politechniki Śląskiej*. - Gliwice: PG, 232.
93. Głomb, J. (2004). Mosty wczoraj, dziś i jutro. L-ta konf.nauk. KILIW PAN i KN PZITB. Tom I. Mosty i tunele. – Warszawa: Krynica, 135-162.
94. Głomb, J, Mercik, S, & Jasiński, R. (2020). Stanisław Brzozowski: inżynier, profesor, wychowawca. – Gliwice: PZITB, 136.
95. He S., Zhao X., Ma J., Zhao Y., Song H., Song H., ... & Zhang J. (2017). Gōnglù qiáoliáng jiǎncè jí píngjià jìshù zòngshù [A Review of Highway Bridge Detection and Evaluation Technology]. *Journal of Chinese Highways*, 30(11), 63-80.
96. Hu W., & Wang P. (2014). Shānqū dī děngjí gōnglù qiáoliáng tàkuān shèjì yuánzé jí yàodiǎn fēnxī [Design Principles and Analysis for Key Points for Widening of Low-grade Highway Bridges in Mountainous Area]. *Highway Transportation Technology*, (3), 82-85.
97. Imbsen, R. A., Liu, W. D., Schamber, R. A., & Nutt, R. V. (1987). Strength evaluation of existing reinforced concrete bridges (No. 292).
98. Kaminska, M., & Kotynia, R. (1998). Badania zelbetowych belek z tasmami CFRP przyklejnymi na ich powierzchniach. XVI konferencja naukowotechniczna" Beton i prefabrykacja, 2, 479-484.
99. Kostem, C. N., & deCastro, E. S. (1977). Effects of diaphragms on lateral load distribution in beam-slab bridges. *Transportation research record*, (645).
100. Kotynia, R. (1997). Niektóre aspekty wzmacniania belek na zginanie taśmami CFRP. XLIII konfnauk. KILIW PAN i KN PZITB Problemy naukowo-badawcze budownictwa. - Tom IV. Konstrukcje betonowe. - Krynica, 117 - 124.
101. Łagoda, M. (2005). Wzmacnianie mostów przez doklejanie elementów. *Wydawnictwo PK*. - Krakow: Politehn. Krakowska, 322.
102. Li G., Shi D. (1987). Gōnglù qiáoliáng hèzǎi héngxiàng fēnbù jìsuàn [Highway Bridge Load Lateral Distribution Calculating]. *People's Communications Press*.

103. Li Q., He Z., & Shan D. (1996). Nán kūn xiàn bǎn qí èr hào dàqiáo yǒujī bōlǐ móxíng shìyàn [Perspex Model Test for Banqi-2 Bridge of Nanning-Kunming Railway], 26(2), 35-36.
104. Liang, Y., & Xiong, F. (2020). Measurement-based bearing capacity evaluation for small and medium span bridges. *Measurement*, 149, 106938.
105. Lin, X. F., Ding, Y., Zhang, X. D., & Tang, G. W. (2016). A detection method of strength and stiffness of bridge structure based on scale model. In *Material Engineering and Mechanical Engineering: Proceedings of Material Engineering and Mechanical Engineering (MEES2015)* (pp. 198-204).
106. Liu Z. (1999). Qiáoliáng jiégòu móxíng shìyàn yánjiū [Test Study of Bridge Structure Models]. *Bridge Construction*, (4), 1-7.
107. Mcquillan, D., Leinster, J., & O'loan, D. (1993). Mossley Halt Bridge Widening. *Plant and Civil Engineer*, 3(5).
108. Meng T., Liu F. (1988). Qiáoliáng kōngjiān jiégòu jìsuàn lǐlùn [Calculation theory of bridge Spatial structure]. (1988) *Journal of Chang'an University (Natural Science Edition)* (04), 22.
109. Nechaj J. (1956). Początki żelbetu w Polsce (odbitka tomu IV studio w matercalow z dziejów nauki polskiej) – Warszawa; państwowe wydawnictwo naukowe, 283-308
110. Popławski, Z. (1993). *Politechnika Lwowska 1844-1945*. Wrocław, Warszawa, Kraków: Ossolineum, 303.
111. Radomski, W., & Kasprzak, A. (2017). *Poszerzanie mostów*. Wydawnictwo Naukowe PWN. - Warszawa: Wydawnictwo naukowe PWN, 341.
112. Rowan, A., & Thomson, L. (2018). Olifants river bridge widening. *Civil Engineering Siviele Ingenieurswese*, 2018(2), 26-28.
113. Wang, C. K., & Salmon, C. G. (1979). *Reinforced concrete design*.
114. Wang, G. H., Shen, L., & Wei, C. L. (2013). *Research on Strengthening*

Existing Bridges by Widening. *Advanced Materials Research*, 639, 1092-1095.

115. Wang, J. J., Tan, P., Yuan, J. Y., Yuan, H. Q., & Zhang, G. M. (2014). Experimental Study on Three-span Continuous Wide Curved Box Girder Bridge Model. *Applied Mechanics and Materials*, 638, 937-941.

116. Wang W. (2015). *Jì yǒu gāngjīn hùnníngtǔ qiáoliáng jiāgù hòu chéngzài nénglì píngdìng fāngfǎ yánjiū* [Study on Bearing Capacity Evaluation Method of Existing Reinforced RC beam Bridges] (Doctoral dissertation, Lanzhou Jiaotong University).

117. Wasiutynski Z., (1967). *Mosty betonowe, cz. I, T XIV Budownictwo betonowe*, Warszawa: Arkady. 669.

118. Wiśniewski D., Majka M. (2013). Ocena nośności mostów w okresieich eksploatacji – doświadczenia krajowe i zagraniczne. *Inżynieria I budownictwo*. (7-8), 364-367.

119. Wu J., Zheng X., & Zhang T. (2011). *Qiáoliáng jiǎncè zhōng de jìng zài shìyàn yánjiū* [Study of Static Loading Test in Bridge Inspection]. *Railway Construction*, (2), 42-44.

120. Xiang H., Yang C., & Gong J. (2013). *Jìng zài shìyàn píngdìng qiáoliáng chéngzài nénglì de wèntí tàntǎo* [Discussion on Static Load Test and Evaluation of Bridge Bearing Capacity Problems]. *Highway Engineering*, 38(6), 217-219.

121. Xiang, Y., Ding, Y., & Shi, X. (2021, July). Physical and Virtual Simulation of the Experiment of Bridge Structure under Static Load. In *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science* (Vol. 820, No. 1, p. 012012). IOP Publishing.

122. Xin, Y. (2022, November). New prospects for designing bridge superstructure reinforcements: Structural aspects. In *Structures* (Vol. 45, pp. 1-8). Elsevier.

123. Yang H., Xu E., Zhao K., Liu L., Yao R., & Yin G. (2018). *Gāngjīn hùnníngtǔ qiáoliáng lièfèng chǎnshēng jí kuòzhǎn guīlǚ shìyàn yánjiū* [Experimental Study on Crack Generation and Expansion of Reinforced Concrete Bridge]. In *Proceedings of the 27th National Structural Engineering Academic Conference* (Volume

I).

124. Yang S., & Sun Q.. (2002). Qiǎn xī tǐxì zhuǎnhuàn fǎ hé zhāntiē tànxiānwéi jiāgù fǎ zài qiáoliáng jiāgù zhōng de yìngyòng [Evaluation on the Application of Systematic Transformation and Carbonfiber in Bridge Strengthening]. Journal of Hebei Institute of Architectural Engineering, 20(4), 83-84.
125. Ye Y, Li S, & Zhang Y. (2013). Gāosù gōnglù zhǎng lián qiáoliáng tàkuān pīnjiē yǐngxiǎng yīnsù fēnxī jí duìcè [Affecting factors analysis of widening and assembling for long series of girder bridge on expressway and its countermeasures study]. Railway Construction, (10), 24-27.
126. Zhang H. (2019). Application and Calculation Analysis of Variable Structure System Method in Bridge Strengthening, (21), 90.
127. Zhang, J., Peng, H., & Cai, C. S. (2013). Destructive testing of a decommissioned reinforced concrete bridge. Journal of Bridge Engineering, 18(6), 564-569.
128. Zhang, L. F., & Ai, J. (2009). Method for Bridge Bearing Capacity Assessment Based on Analytic Hierarchy Process. Transactions of Nanjing University of Aeronautics & Astronautics, 26(3), 236-241.
129. Zhang L., & Wang Q. (2011). Dài tiāo liáng de zhěngtǐ qiáo miànbǎn tàkuān tí zài jìshù yánjiū yǔ yìngyòng [Research and Application of Integral Bridge Deck Widening and Increasing Load Technology with Cantilevered Beams]. Shanxi Architecture, 37(13), 173-175.
130. Zhang X., Liu G., Ma J., Wu H., Fu B., & Gao Y. (2016). Zhōngguó qiáoliáng jìshù de xiànzhuàng yǔ zhǎnwàng [Status and prospect of technical development for bridges in China]. Science Bulletin, (4), 415-425.
131. Zhao Y., & Zhang K. (2003). Jì yǒu qiáoliáng tàkuān hòu chéngzài qiánli yánjiū [Load carrying capacity of broadened existing bridge]. Journal of Chang'an University: Natural Science Edition, 23(1), 51-53.
132. Zhou Y. (1985). Qiáoliáng yǒujī bōlí móxíng shìyàn de jǐ gè jìshù wèntí

[Some Technical Problems in Bridge Plexiglass Model Test]. Central-Southern Highway Engineering.

133. Zong Z., Ren W., & Zheng Z. (2005). Jìyǒu qiáoliáng chéngzài nénglì pínggū fāngfǎ [Evaluation method of existing bridge bearing capacity]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 25(5), 147-152.

134. Донченко, В. Г. (1953). Пространственный расчет балочных автодорожных мостов. М.: Автотрансиздат. 324.

135. Еремеев В.П., Мусохранов В.В. (1990) Усиление и комплексная реконструкция балочных мостов. Доклады и сообщения всесоюзной научно-техн. конф. Проблемы эксплуатации автодорожных мостов – Часть II. - М., 24-25.

136. Зайцев, Л. Н. (1965). Влияние распора на распределение усилий, несущую способность и деформативность статически неопределимых железобетонных балок. Трещиностойкость и деформативность обычных и предварительно напряженных железобетонных конструкций. -М.: Стройиздат. 137 - 168.

137. Зайцев, Л. Н. (1966). Влияние распора на несущую способность железобетонных конструкций. Новое в технологии и конструировании бетонных и железобетонных конструкций. М.: Стройиздат, 131-136.

138. Залесов, А. С., Маилян, Р. Л., & Шеина, С. Г. (1989). Влияние продольных сжимающих сил на прочность сжато-изогнутых элементов по наклонным сечениям. Бетон и железобетон, (2), 35-36.

139. Золотов П.В., Пастушенко А.Г. (1985). Экспериментальные исследования железобетонного пролетного строения до и после реконструкции на модели. /П.В. Золотов, А.Г. Пастушенко// Строительство и эксплуатация автомобильных дорог и мостов. – Минск: БелдорНИИ.154-176.

140. Инструкция по уширению автодорожных мостов и путепроводов ВСН 51-88. (1990). – М.: Транспорт, 128.

141. Коковин, О. А. (1965). Учёт неупругой работы материалов при расчёте

балок с распором. Новое в технологии и конструировании бетонных и железобетонных конструкций. - М.: Стройиздат, 121-125.

142. Лопатто А. (1969). Артур Фердинандович Лолейт. К истории отечественного железобетона. - М.: Стройиздат, 104.

143. Матаров, И. А., Смирнова, Л. С., & Шилина, А. Л. (1959). Сборные железобетонные мосты с многорядной сварной арматурой. М.: Автотрансиздат. 186.

144. Онуфриев, Н. М. (1965). Усиление железобетонных конструкций промышленных зданий и сооружений. Ленинград. – Л.: Стройиздат, 342.

145. Поливанов Н.И. (1965). Железобетонные мосты на автомобильных дорогах. -М.: Автотрансиздат, 624.

146. Российский В.А. Назаренко, Б. П., & Словинский, Н. А. (1970). Примеры проектирования сборных железобетонных мостов: Учеб. пособие для автомобильно-дорожных вузов. Высшая школа. -М.:Высшая школа, 520 .

147. Словинский Н.А., Балабанов Е.А., Копалейшвили Г.Т., Робиташвили Г.В. (1951). Мосты малых отверстий с облегченными опорами. -М.: Дориздат, 1951.

148. Страхова Н.Е. Исследования работы реконструируемых автодорожных железобетонных балочных мостов. (1978). Автореферат дис... канд. техн. наук: 05.23.15 – М: МАДИ, 18 - 21.

149. Типовые проекты сооружений на автомобильных дорогах. Выпуск 56. (1958). Пролётные строения железобетонные сборные с каркасной арматурой периодического профиля. - М.: Стройиздат, 56.

150. Штильман. Е.И., Оныськив Б.Н., & Джигит С. Г. (1980). Проблемы реконструкции железобетонных автодорожных мостов. Экспресс-информация Строительство и Эксплуатация автомобильных дорог. - М.: ЦБНТИ, (19), 12-22

151. Hütte. (1935). Справочник в 5 томах. ОНТИ НКТП СССР. М. -Л.: т.2. Сопротивление материалов, 62-64

ДОДАТКИ

СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗДОБУВАЧА ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ

1. Кваша В.Г., Сінь, Я. (2021). Експлуатаційний стан та реконструкція малого залізобетонного чотиришарнірного моста. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди, (39), 254-267.
2. Кваша В.Г., Сінь, Я., Салійчук Л.В. (2021). Прольотні будови залізобетонних мостів з поліфункціональними консольними зв'язами. Ресурсоекономічні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. (39), 177-187.
3. Сінь, Я., Салійчук, Л. В., & Кваша, В. Г. (2021). Експериментальні дослідження просторової роботи перехресно-ребристої прольотної будови на великорозмірній залізобетонній моделі. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди, (40), 224-233.
4. Сінь, Я., Юпин, М., Салійчук, Л., & Кваша, В. (2021). Оптимальне конструктивно-технологічне вирішення реконструкції міського шляхопроводу та результати його випробувань. Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика, (20), 92-107.
5. Сінь, Я., Юпин, М. З., Салійчук, Л. В., & Кваша, В. Г. (2021). Реконструкція міського шляхопроводу та результати його натурних випробувань. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди, (40), 267-279.
6. Сінь, Я., Шуляр, Р. А., Салійчук, Л. В., & Кваша, В. Г. (2022). Сучасний стан проблеми реконструкції автодорожніх мостів. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди, (42), 315-329.
7. Xin, Y. (2022). New prospects for designing bridge superstructure reinforcements: Structural aspects. In Structures (45), 1-8.
8. Xin, Y., Kvasha, V. (2023). Test results of reinforced concrete cross-ribbed model of span structure of the bridge and their analysis. In Theory and Building Practice. 5 (2), 1-11.



Львівська міська рада

**Департамент житлового господарства та
інфраструктури**

Україна, 79 006, Львів, пл. Ринок, 1, тел.: 38 (032) 297 59 14, факс: 38 (032) 235 59 60, e-mail: dzhi@lvivcity.gov.ua

№ _____

на № _____ від _____

ДОВІДКА**Про впровадження результатів дисертаційної роботи**

Результати дисертаційної роботи Яо Сіня на тему «Просторова робота, міцність і деформативність реконструйованих залізобетонних балкових прольотних будов, підсиляних зміною статичної схеми» було використано під час проектування реконструкції міського шляхопроводу по вул. Городоцький, 166 у м. Львові.

Під час проектування реконструкції було прийнято рішення розширення прольотної будови до чотирьох смуг руху (з наявного габариту Г-10,5+2×0,9м до нового Г-16,5+2×1,5м), і забезпечення вантажопідйомності на нормовані чинними нормами проектування нових мостів ДБН В.1.2-14:2009 тимчасові навантаження А15 і НК-100, та випробувань прольотної будови використовували тимчасове рухоме навантаження з колон навантажених великовагових автомобілів-самоскидів марки МАЗ по два автомобілі в колоні. Для проектування розширення, підсилення та випробувань прольотної будови було використано рекомендації, які представлені у дисертаційному дослідженні Яо Сіня.

В.о. заступника директора департаменту,
начальника управління інженерного господарства

Іван МАТКІВСЬКИЙ

СЕД Львівської міської ради IT-Enterprise
№2502-вих-133187 від 27.10.2023
Підписувач МАТКІВСЬКИЙ ІВАН ПЕТРОВИЧ