

БУДІВНИЦТВО ТА ЦИВІЛЬНА ІНЖЕНЕРІЯ

УДК 624.21.012.35

DOI: 10.30977/BUL.2219-5548.2019.86.1.121

ОБВАЛЕННЯ РОЗШИРЕНОГО ЗБІРНО-МОНОЛІТНОЮ НАКЛАДНОЮ ПЛИТОЮ ПРОЛЬОТУ МОСТА ПІСЛЯ 30 РОКІВ ЕКСПЛУАТАЦІЇ

Кваша В. Г.¹, Салійчук Л. В.¹, Стечишин С. М.¹,
¹ Національний університет «Львівська політехніка»

Анотація. *Описане конструктивне рішення реконструкції залізобетонного балкового моста, побудованого в 60-х роках минулого сторіччя за схемою 3×22,2 м, з розширенням прольотної будови з габариту Г-7+2×0,75 м до габариту Г-10+2×1,5 м збірною-монолітною ребристою накладною плитою з консольними звисями, що виступають. Сформульовані причини аварії моста як результат збігу несприятливих факторів: неліквідовані дефекти накладної плити і мостового полотна, помилка проєктантів, порушення правил експлуатації моста.*

Ключові слова: наявний міст, реконструкція, технічний стан, міцність бетону, аварія, обрушення балок, перевірочні розрахунки, причини аварії.

Вступ та аналіз публікацій

Будь-яка будівельна аварія – подія надзвичайна з тяжкими наслідками, зазвичай пов'язана з неможливістю подальшої експлуатації споруди, необхідністю проведення досить складних і відповідальних ремонтних або відновлювальних робіт [2, 3, 15...20]. Серед різноманітних аварій особливе місце посідають аварії мостів, до яких приковується увага не лише фахівців, а і громадянського суспільства, яка є значно більшою, ніж до аварій інших будов суспільного вжитку [15...20]. Звичайного пересічного споживача мало цікавлять розташовані на дорогах малі і середні мости, які автомобіль долає за лічені секунди, а їх експлуатаційний стан задовільний і не впливає на швидкість, комфортність та безпеку руху. Але як тільки обмежується рух мостом, його закривають для пересування або він взагалі перестає існувати і постає необхідність зміни напрямків транспортних потоків і багатокілометрових об'їздів, реакція громадянського суспільства миттєва і досить гостра. Тому забезпечення працездатності мостової споруди під час експлуатації та усвідомлення особливо тяжких матеріальних і моральних наслідків аварій – важлива ланка виробничої діяльності власників мостів. Від інженера-мостовика вимагається відповідальність, сумлінне виконання всіх функцій, систематичний контроль стану елементів і конструкцій споруди, дотримання норм і технічних умов, а у сумнівних випадках необхідність звертатись до спеціалістів. Тільки таке виконання професійних обов'язків є запорукою і гарантією успіху.

Дослідження обставин і причин аварії тягне за собою певні санкції, тому, певна річ, будуть незадоволені. А це в свою чергу вимагає від усіх учасників надзвичайно виваженої лінії поведінки і дій без тенденційних, необдуманих (упереджених) і безвідповідальних заяв та провокативних висловлювань. Об'єктивність і безумовна порядність, лише фаховість і професіоналізм – необхідна норма поведінки всіх учасників, залучених до виявлення причин аварії.

Мета і постановка завдання

З метою ілюстрації широкому загалу фахівців обставин, які, не маючи на перший погляд прямого стосунку до аварії, стали найважливішою ланкою у встановленні її причин, у цій роботі подана обґрунтована версія аварії прольотної будови реконструйованого залізобетонного моста після 30-ти років його експлуатації, причиною якої були не недоліки конструктивних рішень чи недостатні знання, а елементарна людська легковажність і неретельність, якої можна було уникнути, а отже, і уникнути аварії.

Наявний міст, реконструкція, технічний стан, аварія

У лютому 2019 р. сталось обвалення залізобетонної прольотної будови моста через р. Серет на автодорозі регіонального значення Р-24 біля с. Лисівці (Тернопільська обл (рис. 1)). Міст збудований в 60-ті роки минулого століття за конструктивною схемою 3×22,2 м з габаритом Г-7+2×0,75 м (рис. 2). Прольотні будови розрізні з балок за ТП вип.

56 [14] (під навантаження Н-18 і НК-80). Через відсутність збірних балок прольотні будови всіх прольотів зроблені в монолітному залізобетоні зі збереженням геометричних розмірів і армування за типовим збірним варіантом. Проміжні опори моста масивні, бетонні з фундаментами на природній основі, складеній гравійно-піщаними ґрунтами і підстилаючими скелястими. Берегові опори зроблені паль є дворядними з монолітною залізобетонною насадкою і шафовою стінкою [4, 5, 6, 8, 9, 12, 13, 14].



Рис. 1. Загальний вигляд обваленого прольоту моста (вид на опору №3)

Ще до початку робіт з обстеження і випробування моста та розроблення проекту його реконструкції міст був проблемним. Першою проблемою була проміжна опора №3 (рис. 2,а), що в процесі експлуатації внаслідок підмивань підшви під фундаментом з верхового боку отрималаа односторонній крен поперек моста, який дорівнював 30 см. Одночасно зсунулись у бік рухомі опорні частини. У зв'язку з нерівномірним осіданням цієї опори і практичною неможливістю прогнозування її поведінки в майбутньому міст визнаний аварійним.

Друга проблема полягала у значно меншій від проектної міцності бетону плити мостового полотна і балок середнього руслового прольоту (за тогочасною класифікацією – проектна марка М300). За свідченням очевидців, під час його бетонування в дерев'яній

опалубці на суцільних дерев'яних риштуваннях під вагою укладеного бетону деформувались риштування та опалубка зі свіжоукладеним бетоном. Це вимагало термінового відновлення положення риштувань і опалубки, що тривало декілька годин. За цей час для збереження вкладальності приготовленої до бетонування бетонної суміші її перемішували з додаванням води, що призвело до збільшення В/Ц, а отже, і до зменшення міцності бетону. Крім того, прискорене бетонування після ремонту опалубки не забезпечувало якісного ущільнення, а фактична товщина плити не за всією площею бетонування відповідала проектній та дорівнювала 10 см. На окремих ділянках вона була ще меншою – до 8 см. Таким чином, фактична міцність бетону не досягала М200 (М150–М180).

Під час аналізу можливих варіантів вирішення цієї проблеми першою пропозицією було видалення слабого бетону плити мостового полотна та її повторне бетонування, залишивши раніше забетоновані ребра балок і діафрагми. Однак ця пропозиція не була прийнята через негативний суспільний резонанс, а також в умовах командно-адміністративної репресивної системи господарювання тягнула за собою серйозні санкції для керівників і виконавців робіт як за неякісне бетонування, так і за використання монолітного залізобетону, оскільки будівельна галузь орієнтувалась на масове застосування збірного залізобетону.

Було прийняте інше рішення: у зв'язку з передбачуваною реконструкцією цього моста, проект якої розробляли в НДЛ-23 при кафедрі будівельних конструкцій Львівського політехнічного інституту, запропоновано використовувати для розширення прольотної будови і одночасного підсилення балок нову на той час науково-технічну розробку ЛПІ – збірно-монолітну ребристу накладну плиту з консолями [1, 4, 5, 6, 8, 9], яку саме в той час згідно з рішенням Науково-технічної ради Міндорбуду України (тепер корпорація “Укравтодор”) (протокол № 1 від 01.07.1985 р.) впроваджували для розширення габариту наявних на той час мостів на стадії експериментального будівництва [4, 5, 6, 8, 9, 12, 13]. Таким чином, цей міст з усіма його проблемами потрапив до числа узгоджених з Міндорбудом 8...10 об'єктів експериментального будівництва.

Ребриста накладна плита, висотою 30–40 см, на відміну від плоскої, має істотні пе-

реваги. За приблизно однакової зведеної товщини з плоскою (15...18 см) включення її у спільну роботу з наявними балками значно збільшує робочу висоту останніх, їхню жорсткість і несучу здатність, компенсуючи збі-

льшення зусиль від власної ваги плит нової схеми невідгідного розташування нормованих тимчасових навантажень на розширеній прольотній будові.

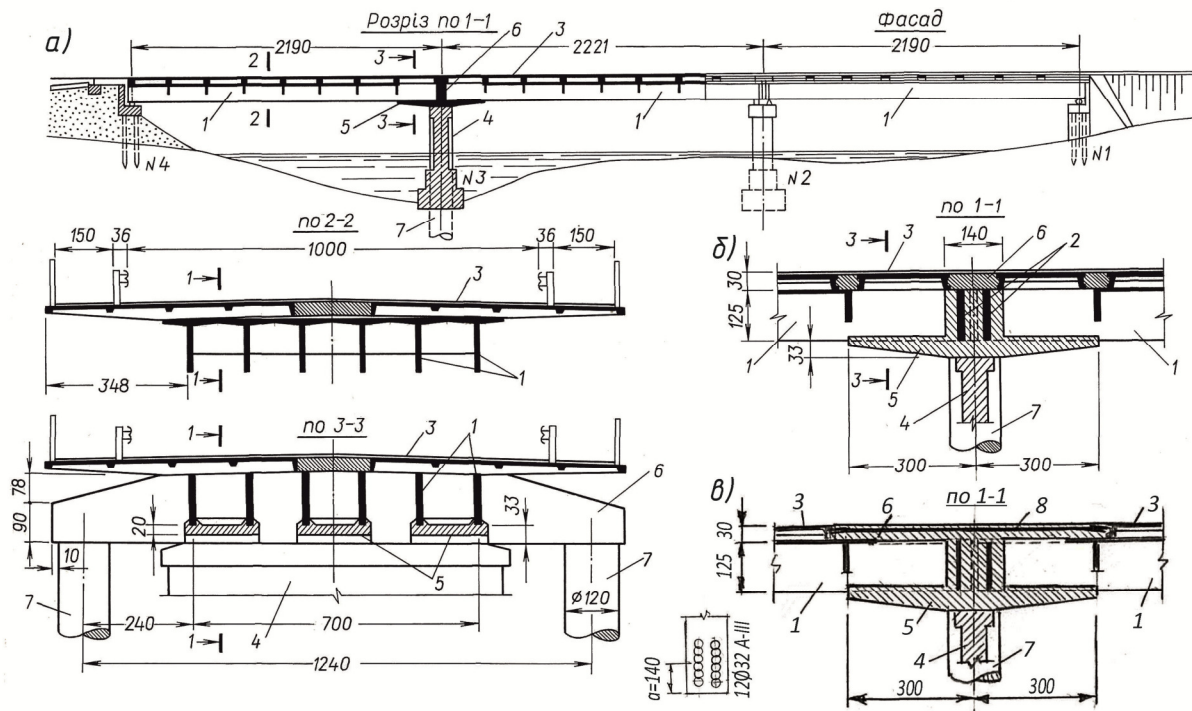


Рис. 2. Розширення прольотної будови за ТП вип. 56 моста в с. Лисівці Тернопільської області залізобетонною ребристою накладною плитою з підсиленням проміжної опори № 3: 1 – ребро наявних балок; 2 – опорні діафрагми; 3 – ребристі накладні плити; 4 – опора, що потребує підсилення; 5 – нижня добетонувана плита; 6 – добетонований ригель у межах висоти наявної балки та накладної плити (монолітна вставка); 7 – буронабивний стовп; 8 – відсутня в проекті надопорна арматура.

Розміщені поперек балок прольотної будови ребра накладних плит разом з армованими швами замоноличення функціонують як додаткові діафрагми, збільшуючи поперечну жорсткість наявної прольотної будови, що сприяє більш рівномірному розподілу тимчасових навантажень між балками.

Як і більшість залізобетонних конструкцій, основою яких є збірні елементи, збірно-монолітна накладна плита має недоліки, характерні для збірних залізобетонних конструкцій, а саме: тонкостінні перерізи з умов обмеження ваги, наявність значної кількості стиків і монолітних вставок, які внаслідок неякісного облаштування мають найбільше дефектів [10, 11], зокрема нижчу за проектну міцність монолітного бетону, недостатнє його ущільнення, наявність раковин і нещільних швів на контактні між монолітними ділянками і збірними плитами. Через недовговічну і неякісну гідроізоляцію, для

влаштування якої застосовували недовговічний руберойд, після 5–6 років експлуатації реконструйованих прольотних будов ці ділянки періодично намокали та протікали з усіма негативними наслідками від цього. Залишались незахищеними також зовнішні торці консольних ділянок накладних плит, через які здійснювали водовідведення з мостового полотна, в яких внаслідок періодичного замочування-висихання, замерзання-розмерзання виникала деструкція, інтенсивна корозія і руйнування бетону консольних торців плит.

Наявність певних конструктивних недоліків, які призвели до виникнення дефектів після нетривалого періоду експлуатації декількох перших реконструйованих за цією розробкою мостів, стало підставою для загального висновку про “негативний щодо довготривалості” досвід використання збірно-монолітної ребристої накладної плити для

розширення мостів [10, 11]. У цьому висновку сумнівною є коректність оцінки довготривалості за результатами нетривалої експлуатації декількох реконструйованих мостів. Більш логічною була б рекомендація про відновлення на цих мостах гідроізоляції, термін експлуатації якої за тогочасними нормативами був досить обмеженим і становив лише 5–7 років, а також дотримання норм правил експлуатації. Це б вирішило всі проблеми забезпечення довготривалості реконструйованих мостів.

Наявна прольотна будова розширена до габариту $G-10+2 \times 1,5$ м збірно-монолітною ребристою накладною плитою з одночасним підсиленням опори № 3 (рис. 2, а). Розширення проведено, як і у випадку з іншими прольотними будовами експериментального будівництва, збірними накладними плитами з розмірами $6,06 \times 2,3$ м і висотою контурних ребер 30 см з замоноліченими поперечними швами, шириною 40 см, і середньою монолітною поздовжньою вставкою, шириною 1,98 м (рис. 2, а).

Опора № 3 підсилена (рис. 2, а) облаштуванням з обох її боків буронабивних стовпів 7, діаметром 1,2 м, обпертих підошвою на скелясту основу і з'єднаних зверху між собою монолітним залізобетонним ригелем 6, забетонованим у межах висоти наявних балок і накладної плити таким чином, що ребра балок 1 суміжних прольотів вмонолічені в ригель і жорстко защемлені в ньому. У результаті замонолічення вузла на середній опорі № 3 з двох суміжних прольотів і стовпів опори утворилась нова рамна система з жорстким вузлом всередині, здатним сприймати опорні згинальні моменти і внаслідок цього розвантажувати балки в обох суміжних прольотах, що було б додатковим ефектом їх підсилення.

Для підсилення стиснутої зони балок, якою у новоствореній рамно-нерозрізній системі на приопорній ділянці була нижня частина ребер наявних балок, поперечний переріз прольотної будови перетворений на коробчастий (переріз 3-3 на рис. 2, а) добетонуванням нижньої плити 5 і об'єднанням її з ребрами наявних балок.

Однак саме тут в проекті реконструкції моста допущена груба помилка: в жорсткому рамному вузлі не передбачена верхня надпорна арматура, тому нерозрізність над опорою № 3, яка мала бути додатковим в запас несучої здатності фактором підсилення суміжних з цією опорою балок, виявилась

фіктивною. Необхідно було замість двох приопорних збірних плит (рис. 2, б) влаштувати монолітну вставку з розміщеною в ній надпорною арматурою (рис. 2, в).

Для нормальної роботи створеної системи на обох протилежних опорах установлювали нові рухомі каткові опорні частини. На береговій опорі наявні валкові опорні частини, які мали руйнування залізобетонних валків від корозії арматури, також замінили на нові каткові.

Прольотні будови крайніх прольотів випробували до та після розширення (рис. 4, а, б). У випадку однакових схем навантаження (рис. 4, б) після розширення прогин крайньої балки зменшився в 1,37 раз, що відображає ефект підсилення наявних балок включенням у спільну роботу з ними накладної плити. У разі використання нової та найбільш невідповідної схеми навантаження розширеної прольотної будови (рис. 4, а) максимальний прогин цієї ж балки перевищував його величину до розширення лише в 1,12 раз (рис. 4, а, б). Наведене порівняння дає підставу вважати, що реконструкція моста з розширенням габариту проїзду ребристими накладними плитами і одночасним підсиленням опори підтвердила ефективність прийнятих конструктивних рішень, технологічність і відносну простоту проведення робіт з реконструкції, а також економічну ефективність.

Останній огляд моста (саме огляд, а не обстеження) був проведений у червні 2012 р. у присутності повноважного представника (заступника начальника з експлуатації) Служби автомобільних доріг у Тернопільській області та генерального директора ТзОВ "Містшляхбуд". На час огляду в одній з накладних плит у середній частині середнього (руслового) прольоту була повністю зруйнована (провалена) секція полиці між двома поперечними підсилювальними ребрами, розташована над двома крайніми балками (рис. 3). Зона руйнування була огорожена кольоровою стрічкою, а дві смуги руху автомобільного транспорту, шириною по $3,5 \dots 3,75$ м, зокрема смуга безпеки з протилежного від провалювання боку, на цій ділянці прольотної будови були зміщені на її неушкоджену частину (рис. 3).

За результатами огляду після попереднього аналізу впливу зруйнованої ділянки плити на несучу здатність наявних балок, які ще під час будівництва мали нижчу від проектною міцність бетону та втрачений ефект підси-

лення внаслідок відсутності над ними основного підсилювального елемента – полиці накладної плити, було рекомендовано як надійний варіант уникнення аварії тимчасове закриття руху автотранспорту до ліквідації

ушкоджень накладної плити, а у разі неможливості закриття необхідно було запропоновано одну смугу руху з регулюванням черговості проїзду і обмеженням ваги та швидкості транспортних засобів.

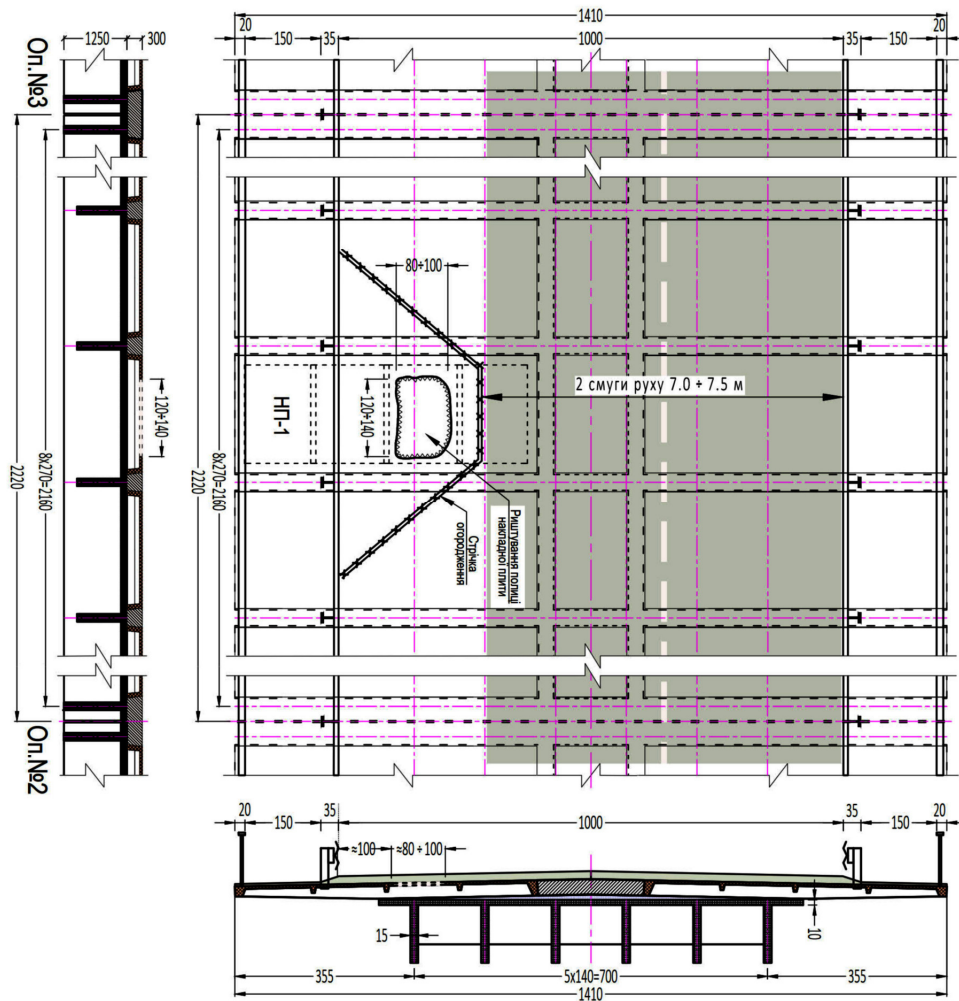


Рис. 3. Схема розташування провалювання полиці накладної плити розширеної прольотної будови середнього прольоту моста

Додатковим негативним фактором, який спонукав до прийняття саме таких рішень, був вкрай незадовільний стан асфальтобетонного покриття їздового полотна прольотних будов з великою кількістю вибоїн і ям, завглибшки 5...8 см, нерівностей і хвиль, які створювали значну динамічну дію від рухомого складу, зокрема на наявні балки зі втраченим ефектом підсилення і низькою міцністю бетону. Загалом стан прольотної будови оцінювали як близький до аварійного, тому обов'язковою умовою його ліквідації було невідкладне проведення робіт з кваліфікованого детального обстеження експлуатаційного стану моста, а у разі необхідності проведення повторних випробувань

прольотних будов та розроблення проектно-кошторисної документації капітального ремонту моста.

Присутній під час огляду повноважний представник Служби доріг у Тернопільській області запевнив, що проведення комплексу обстежувальних і проектних робіт на господарних засадах буде доручено ГНДЛІ-88 НУ "Львівська політехніка", а здійснювати роботи з капітального ремонту моста буде ТЗОВ "Містшляхбуд". Однак з невідомих причин обіцяне продовження робіт з виведення моста з аварійного стану не відбулось, а рекомендації з тимчасового обмеження руху мостом залишились поза увагою. Оскільки міст був важливим об'єктом транспортної

інфраструктури регіону, він продовжував експлуатуватись у звичайному режимі без будь-яких обмежень.

Причини провалювання полиці накладної плити на стадії огляду не аналізували та не досліджували. Вони мали бути встановлені під час наступного детального обстеження, яке не відбулось. Тому з часу огляду і до руйнування протягом майже семи років міст продовжував експлуатуватись з неліквідованим дефектом накладної плити при двох смугах руху і практично без обмеження ваги транспортних засобів, хоча формально через певний час рух аварійною ділянкою мосту був обмежений, але “місяцями водії великовантажного транспорту ігнорували знаки обмеження руху аварійною ділянкою мосту. Щодня тони матеріалів перевозили фури з кар’єрів з істотним порушенням норм перевезення вантажу. Аварійний міст було внесено до перелік об’єктів, які підлягають ремонту лише 2019 р.” [інформація з інтернету]. Тобто протягом майже семи років (2012–2019) міст експлуатувався у вкрай несприятливих умовах навантаження великоваговими автомобілями з відкритою непровітрюваною пахухою в провалі накладної плити, через яку до незахищеної ділянки наявної плити мостового полотна під провалюванням, яка одночасно є стиснутою полицею балок, легко потрапляли практично всі можливі компоненти агресивного середовища, створюючи ідеальні умови для деструкції і корозії бетону саме на цій ділянці плити мостового полотна. Серед таких умов можна назвати багаторічне періодичне замочування дощовою водою та водою від танення снігу, яка є майже дистильованою, тобто найбільш агресивною до бетону, сезонне замерзання-розморожування, а також дія несприятливих кліматичних факторів, агресивних речовин в атмосфері, окремих складників повітря, автомобільних викидів, бруду і стоків з поверхні їздового полотна тощо.

Посилена динамічна дія тимчасового навантаження через незадовільний стан покриття також інтенсифікувала процеси деструкції та зменшення міцності бетону, яка ще під час введення споруди в експлуатацію була меншою від проектної.

За таких умов з втраченим ефектом підсилення балок накладною плитою та локальним дефектом їх стиснутої полиці, що прогрмує, міст прослужив ще майже сім років, поки внаслідок корозії поступове зменшення міцності бетону ділянки двох крайніх балок

під провалюванням полиці накладної плити не досягло критичної величини, що і спричинило їх руйнування внаслідок практично миттєвого роздавлювання стиснутої зони без текучості поздовжньої робочої арматури. Такий характер руйнування балок підтверджують обставини аварії, її раптовість та відсутність будь-яких характерних візуально попереджувальних ознак, пов’язаних з текучістю арматури: значних прогинів (провисання) балок та значного у декілька мм розкриття нормальних тріщин. Необхідно також звернути увагу і на те, що безпосередньо перед руйнуванням у межах прольотної будови перебував лише один легковий автомобіль, одразу після проїзду якого балки обвалились під дією постійного значно меншого, ніж експлуатаційне, навантаження на прольотну будову.

Розрахунковий аналіз обставин аварії

За описаними вище обставинами сформульована робоча гіпотеза причин аварії прольотної будови як результат збігу ряду пов’язаних між собою несприятливих факторів:

- руйнування полиці накладної плити над двома крайніми балками і втрата ними ефекту підсилення нарощуванням перерізу зверху;

- помилка в проектному рішенні заново створеного для підсилення опори №3 жорсткого вузла з нерозрізністю балок обох прилеглих прольотів (рис. 2, б, в). Через відсутність надпорної робочої арматури (рис. 2, в) передбачена проектом нерозрізність виявилась фіктивною і не забезпечила розвантаження балок в прольоті, тобто ефект їх додаткового підсилення за рахунок зміни статичної схеми був відсутній;

- незадовільна, а точніше, взагалі відсутня експлуатація, наслідком чого був багаторічний вільний доступ до ділянки стиснутої полиці двох наявних крайніх балок під провалюванням всіх реагентів корозії бетону, що поступово зменшувало його міцність до критичної величини, досягнення якої спричинило миттєве руйнування стиснутої зони і обвалення балок до текучості арматури лише під дією постійних навантажень, значно менших від проектних.

Для підтвердження або спростування впливу факторів робочої гіпотези на можливість аварії здійснено два варіанти перевірочних розрахунків.

Перший варіант – розрахунки несучої здатності запроєктованих конструкцій з метою перевірки правильності проектних рішень обвалених конструкцій і достатності їх несучої здатності за умов дії проектних навантажень. Розрахункові схеми цих розрахунків подані на рис. 4, а. Розраховували поперечний переріз в середині прольоту. У розрахунки введені всі проектні дані реконструйованого моста: поперечний переріз розширеної прольотної будови, бетон накладної плити проектного класу В25 (згідно зі СНиП, 2.05.03-84), бетон наявних балок (за класифікацією періоду їх проектування) марки М300 (що відповідає класу В≈25); поздовжня робоча арматура наявних балок за класифікацією періоду їх проектування – періодичного профілю марки сталі Ст 5 за ГОСТ 5781-53 з браковочним мінімумом межі текучості $\bar{R}_s=3500 \text{ кг/см}^2$ (340 МПа) (за класифікацією СНиП 2.05.03-84 класу А-II з розрахунковим опором $R_s=2700 \text{ кг/см}^2$ (205 МПа); статична схема балок прольотної будови – вільнообперта розрізна з розрахунковим прольотом $l_0=2,7 \times 8+0,1=21,7 \text{ м}$.

Тимчасове навантаження на період проектування реконструкції за СНиП 2.05.03-84 є характеристичним (нормативним) А11 і НК-80 з відповідними розрахунковими коефіцієнтами. Ці розрахунки проведені також на нормовані тимчасові навантаження чинних норм ДБН В.1.2-15:2009 – А15 і НК-100 з відповідними розрахунковими коефіцієнтами з метою перевірки можливості використання незруйнованих прольотних будов для подальшої експлуатації після відновлення зруйнованого прольоту в тому стані, в якому він знаходиться, або у разі необхідності їх додаткового підсилення.

Постійні навантаження в цих розрахунках прийняті з коефіцієнтами надійності за навантаженням γ_f за чинними на час проектування реконструкції нормами СНиП 2.05.03-84.

Другий варіант – в стані прольотної будови на момент руйнування. Він містить розрахунки фактичних граничних станів поперечних перерізів балок на фактично наявні на момент руйнування навантаження з врахуванням всіх інших факторів впливу на несучу здатність балок. Було проведено розрахування граничного стану (несучої здатності) балки за розрахунковими опорами бетону і арматури, а також фактичного граничного стану (руйнівне зусилля в розраховуваному перерізі) за фактичною тимчасовою межею міцності бетону і арматури. Розраховували

поперечний переріз балки в межах провалювання полиці накладної плити ($x=9,5 \text{ м}$) (рис. 3).

У цих розрахунках силову дію тимчасового навантаження від реальних великовагових транспортних засобів приймали еквівалентною нормованому тимчасовому навантаженню за ДБН В.1.2-15:2009 А15 з близькими до реальних схемам його розташування на робочій частині поперечника прольотної будови (рис. 4, б). Постійні навантаження приймали аналогічно, як і в попередніх розрахунках за першим варіантом.

В обох варіантах розрахунків використовувалась однакова методика визначення зусиль у розрахункових поперечних перерізах балок.

Постійні навантаження рівномірно розподіляються між балками, згинальні моменти від них розраховують простими методами.

Для розрахунку згинальних моментів від тимчасових навантажень використано відомий з початку минулого сторіліття і надійно перевірений практикою проектування метод коефіцієнта поперечного розподілу (КПР) [7]. Максимальні значення КПР для крайньої балки прольотної будови визначали за методом позацентрового стиску, який передбачає найпростіший лінійний закон розподілу тимчасового навантаження між балками і, як відомо з досвіду його застосування, дає задовільні результати під час розрахунків вузьких прольотних будов зі співвідношенням довжини L до ширини B $L/B \geq 2$, що має місце у цьому випадку $L/B=21,7/7=3,1 > 2,0$.

Згинальні моменти від тимчасових навантажень у зруйнованих балках визначали за експериментальними КПР, знайденими за випробуваннями крайніх прольотів наявної і розширеної прольотної будови [12], приймаючи їх пропорційними прогинам з врахуванням кількості колон випробувального навантаження за рекомендаціями [7]. Теоретичні і експериментальні КПР мали цілком задовільну збіжність. Наприклад, для проектних схем навантаження нормованими тимчасовими навантаженнями А11 (А15) (рис. 4, а) розрахований КПР становив $\text{КПР}_r=0,7422$, а аналогічний експериментальний за найбільш невідповідною схемою навантаження, близькою до схеми А11 (А15) (двома колонами випробувального навантаження, максимально наближеними до бар'єрного огороження (рис. 4,а)) $\text{КПР}_e=0,772$.

Різниця між ними складає лише 2,8 %, знаходиться в межах точності розрахунків і є свідченням можливості застосування методу позacentрового стиску для розрахунку зусиль у балках прольотної будови від нормованих тимчасових навантажень.

Для крайньої балки над зруйнованою ділянкою накладної плити для подальших розрахунків прийнято максимальне значення експериментального КПр згідно з [7] з врахуванням двох колон випробувального навантаження $KPr_e = 0,213$.

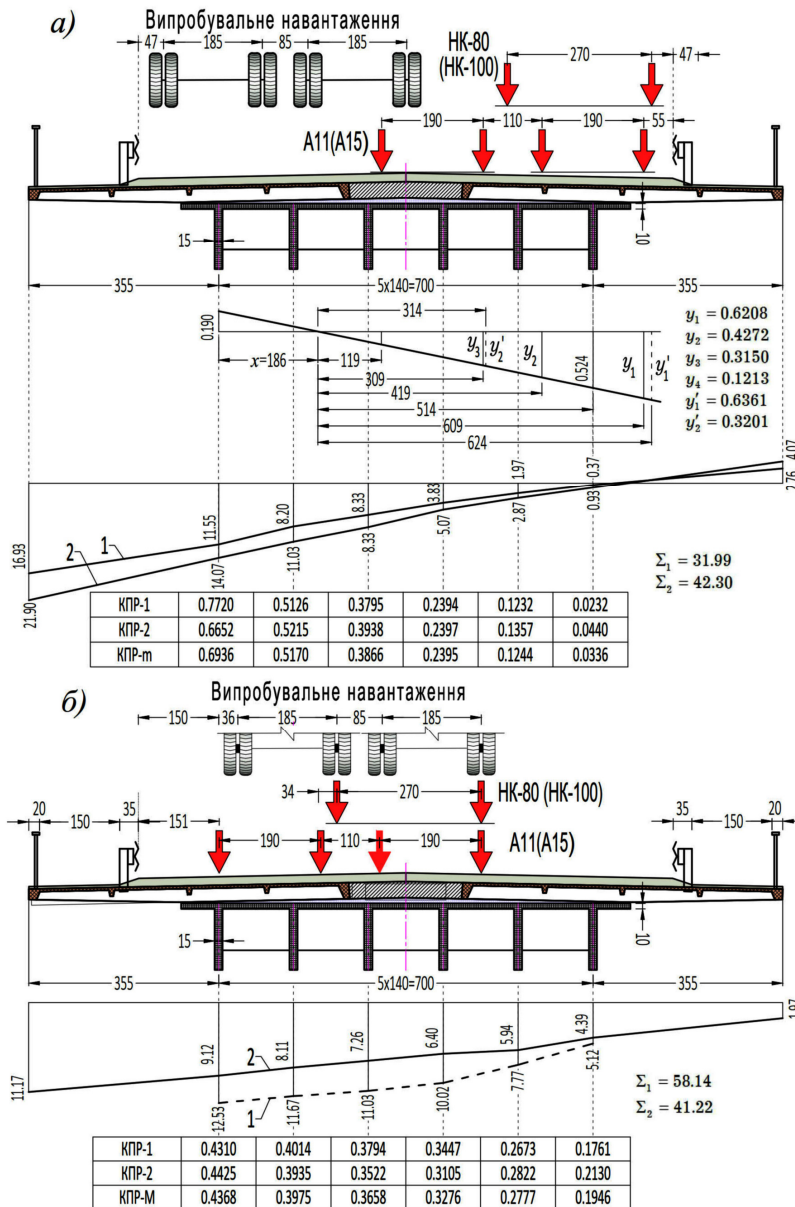


Рис. 4. Схеми випробувань прольотної будови після (а, б) та до (б) розширення (б) та розрахункові схеми розширеної прольотної будови (а, б)

Результати розрахунку згинальних моментів у перерізах крайньої балки за видами навантажень розміщені в табл. 1, а результати розрахунків їх комбінацій подані в табл. 2.

Оцінка несучої здатності розраховуваних перерізів

Для встановлення можливих причин руйнування балок максимальні згинальні момен-

ти від відповідних комбінацій навантажень, що були прийняті під час проектування реконструкції (А11, НК-80, постійне – згідно зі СНиП 2.05.03-84) та аналогічних навантажень за чинними на сьогодні нормами проектування нових мостів (А15, НК-100, постійне – згідно з ДБН В.1.2-15:2009), порівнювали з несучою здатністю перерізів балки. За

цих умов було розглянуто два варіанти розрахунків:

1) розрахунок за розрахунковим граничним станом для визначення проектної несучої здатності перерізів за прийнятими в проекті реконструкції [13] розрахунковими фізико-механічними характеристиками бетону і арматури. За цим розрахунком перевіряли достовірність прийнятих проектних рішень реконструкції;

2) розрахунок за дійсним граничним станом на межі вичерпання несучої здатності, тобто розрахунок руйнівного згинального моменту для кожного з перерізів за відповідною тимчасовою межею міцності бетону і арматури. За цим розрахунком встановлювали ймовірну причину руйнування балок.

У цих розрахункових моделях приймали дійсні робочі перерізи балки (рис. 5):

- в середині прольоту – складений переріз, який містив переріз наявної балки, підсилений включенням у спільну роботу з ним накладної плити, тобто підсиленням наявної балки нарощуванням перерізу зверху (рис. 5,а). Випробування балок таврового перерізу, об'єднаних з П-подібною накладною плитою, продемонстрували, що у разі їх надійного об'єднання робота складеного перерізу в граничному стані за міцністю близька до роботи суцільного перерізу [4, 6, 9]. Після включення в роботу полиці накладної плити полиця наявної балки в зоні максимальних згинальних моментів виключається з роботи

на стиск і стиснутою зоною складеного перерізу аж до руйнування є лише полиця накладної плити ($x = h_{f1}$);

- у перерізі балки під ділянкою зруйнованої полиці накладної плити за робочий приймали лише переріз наявної балки, цілком логічно вважаючи, що в межах зруйнованої частини полиці накладної плити ефект підсилення наявної балки втрачений і вона працює лише за допомогою власного перерізу (рис. 5, б).

Результати розрахунку несучої здатності за розрахунковими (M_u) і характеристичними (M_{ch}) міцнісними характеристиками бетону та арматури наведені в табл. 3. Там же наведено порівняння максимальних згинальних моментів від найбільш невідгідних комбінацій нормованих навантажень (M) з розрахованою несучою здатністю відповідних поперечних перерізів, з якого можна зробити такі висновки:

згинальний момент від найбільш невідгідної схеми проектних навантажень (A11+постійне) не перевищує розрахункової несучої здатності складеного поперечного перерізу балки (M_u) і на 29,5% є меншим від характеристичного (руйнівного M_{ch}) згинального моменту, отже, проектна несуча здатність нормального перерізу балки, підсиленого включенням у спільну роботу з ним накладної плити, забезпечена;

Таблиця 1 – Згинальні моменти в розраховуваних перерізах за видами навантаження

Навант.	Постійне, кН·м		A11, кН·м		A15, кН·м		НК-80, кН·м		НК-100, кН·м	
	Норм.	Розр.	Норм.	Розр.	Норм.	Розр.	Норм.	Розр.	Норм.	Розр.
$x=l_0/2$	1506,80	1789,40	1248,08	1850,57	1701,93	3058,69	1845,47	2030,02	2306,83	2306,83
$x=9,5$ м	1483,50	1761,70	370,67	549,27	505,95	902,31	650,63	715,69	823,29	823,29

Таблиця 2 – Згинальні моменти в розраховуваних перерізах від комбінацій навантажень

Навант.	Постійне+A11, кН·м		Постійне+A15, кН·м		Постійне+НК-80, кН·м		Постійне+НК-100, кН·м	
	Норм.	Розр.	Норм.	Розр.	Норм.	Розр.	Норм.	Розр.
$x=l_0/2$	2754,88	3640,97	3208,73	4848,09	3352,27	3819,42	3813,63	4096,23
$x=9,5$ м	1854,17	2310,97	1988,95	2664,01	2134,13	2477,39	2306,79	2584,99

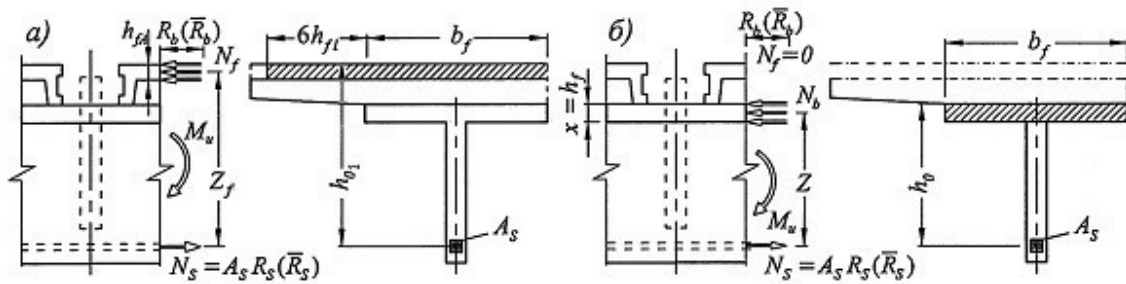


Рис. 5. Розрахункові схеми поперечного перерізу крайньої балки за умов спільної роботи з накладною плитою (а) та у разі виключення її з роботи внаслідок провалювання (б).

Таблиця 3 – Порівняння результатів розрахунку

Переріз	Комбінація навантаження	M, кН·м	Несуча здатність перерізів		Різниця $\Delta = \frac{M - M_u}{M_u} \cdot 100\%$		Схема поперечного перерізу
			M_u	$\overline{M_u}$	$\Delta, \%$	$\overline{\Delta}, \%$	
$x=l/2$	A11+постійне	3641,0	3672	5168	-0,8	-29,5	
	A15+постійне	4848,0			+32,0	-6,2	
$x=9,5$ м (M300)	A11+ постійне	2311,0	2599	3452	-11,0	-33,0	
	A15+ постійне	2664,0			+2,5	-22,8	
$x=9,5$ м (M200)	A11+ постійне	2311	-	1677	-	+37,8	
	A15+ постійне	2662			-	+58,7	

- максимальний розрахунковий згинальний момент від комбінації чинного на цей час нормованого навантаження (ДБН В.1.2-15:2009) A15+постійне на 32 % перевищує несучу здатність поперечного перерізу, тобто різниця є недопустимо великою, тому розрахункова несуча здатність нормального підсиленого накладною плитою перерізу балки на нормоване чинними нормами проектування мостів ДБН В.1.2-15:2009 тимчасове навантаження A15 (НК-100) не забезпечена, тому під час подальшої експлуатації незруйнованих прольотних будов моста необхідне їх додаткове підсилення, зокрема за допомогою створення дійсної, а не фіктивної нерозрізності над проміжними опорами.

- під час проектної міцності бетону наявної балки (M300) згинальний момент від найбільш не вигідної комбінації навантажень (A15+постійне) на 22,8 % менший, ніж руйнівний для цього поперечного перерізу. Тому під час проїзду прольотною будовою реальних великовагових транспортних засобів не відбувається її руйнування;

- за умов меншого від проектної міцності бетону (M200 і менше) розраховуваний поперечний переріз наявної балки переармований, тому його руйнування можливе лише

за стиснутою зоною до текучості поздовжньої робочої арматури. За цих умов згинальний момент від розглянутих комбінацій нормованих навантажень на 37,8 % і 58,7 % перевищує характеристичну несучу здатність поперечного перерізу балки за стиснутою зоною, що підтверджує можливість її руйнування в перерізі під зруйнованою полицею накладної плити. У натурі міцність бетону балок була значно меншою від M200, тому і настало їх миттєве руйнування від роздавлювання стиснутої зони до текучості розтягнутої арматури у випадку дії лише постійних навантажень, менших від прийнятих у зроблених розрахунках.

Висновки

Руйнування балок з обвалюванням прольотної будови є результатом збігу несприятливих обставин, у виникненні яких вирішальну роль зіграв фактор людської недбалості і неретельності: наявність неліквідованого дефекту – провалювання полиці накладної плити, помилка проєктантів, відсутність нормального догляду протягом тривалого періоду експлуатації.

Література

1. А. С. 1147809, СССР, МКИЕ01D7/02. Конструкция уширения проезжей части пролетного строения моста. / В.Г. Кваша, И.Г. Романский, П.М. Коваль. // Бюл. №12. Открытия. Изобретения. – М., 1985.- №12. – с. 110.
2. Беляев Б.И. Причины аварий стальных конструкций и способы их устранения. / Б. И. Беляев, В.С. Корниенко // М.: Стройиздат, 1968. – 206 с.
3. Десов А. Е. Аварии железобетонных конструкций, вызванные недостаточным контролем качества бетона / А.Е. Десов // Сб. Анализ причин аварий и повреждений строительных конструкций. – М.: Стройиздат, 1964. – С. 121–136.
4. Кваша В. Г. Уширение железобетонных балочных автодорожных мостов накладной плитой / В.Г. Кваша // Новые материалы и технологии в промышленном и дорожном строительстве (учебное пособие) – К.: Вышш. шк., 1990. – С. 109–166.
5. Кваша В. Г. Ефективні конструктивно-технологічні рішення поширення і посилення автодорожніх мостів залізобетонною накладною плитою / В. Г. Кваша, П. М. Коваль, Ю. М. Собко // Зб. матеріалів конф. “Проблеми теорії та практики будівництва”. – Львів: НУ ЛП, 1994. – С. 119–130.
6. Кваша В. Г. Ефективні системи розширення і підсилення залізобетонних балкових прольотних будов автодорожніх мостів / В.Г. Кваша // Автореферат дисертації доктора технічних наук. – К.: КНУБА, 2002. – 33 с.
7. Кваша В. Г. Аналіз розподілу тимчасового навантаження між балками прольотної будови за результатами натурних випробувань / В. Г. Кваша, В. С. Рачкевич // Вісник “Теорія і практика будівництва”. – Львів: НУ ЛП, 2008. – С. 122–128.
8. Кваша В. Г. Мости та шляхопроводи, реконструйовані за проектами Галузевої науково-дослідної лабораторії №88 (ГНДЛ-88) Національного університету “Львівська політехніка”. Каталог / В. Г. Кваша // Львів: НУ ЛП, 2017. – 53 с.
9. Коваль П. Н. Разработка, экспериментальное исследование и опытное применение эффективных конструкций уширения автодорожных мостов / П. Н. Коваль // Автореферат дисертації кандидата технічних наук. – Днепропетровск: ДИИТ, 1987. – 23 с.
10. Коваль П. М. Діагностика стану залізобетонних мостів поширених накладною плитою. / П. М. Коваль // Зб. “Будівельні конструкції”. – К.: НДІБК, 1999. -Вип. 50. – с. 493–494.
11. Коваль П. М. Проблеми діагностики технічного стану залізобетонних мостів та оцінки їх довговічності. / П. М. Коваль, П. М. Сташук, О. Є. Лисак // Зб. “Будівельні конструкції”. – К.: НДІБК, 1999. -Вип. 51. – с. 221-226.
12. Отчёт по научно-исследовательской работе 0.56.11.P.04.02.03. Уширение и усиление пролетных строений автодорожных мостов (Промежуточный) // Львов: ЛПИ, 1989. – 64 с.
13. Проект капитального ремонта и уширения мостового перехода через р. Серет в с. Лисовцы на автомобильной дороге Могилев Подольский-Коломыя-Делятин, км 204+757. Том I. Пояснительная записка. Рабочие чертежи. // Львов: ЛПИ, 1987. – 24 с.
14. Типовые проекты сооружений на автомобильных дорогах. Пролетные строения железобетонные сборные с каркасной арматурой периодического профиля. Вып. 56. – М.: Союздорпроект, 1958. – 56 с.
15. Шкинев А. Н. Аварии на строительных объектах, их причины и способы предупреждения и ликвидации / А.Н. Шкинев // М.: Госстройиздат, 1966. – 307 с.
16. Шишкин А. А. Учет и изучение технических причин аварий и повреждений строительных конструкций. / А.А. Шишкин // Сб. “Анализ причин аварий и повреждений строительных конструкций”. – М.: Стройиздат, 1964. – С. 6-22.
17. Biliszczuk J. O katastrofie wiaduktu Polcevera w Genui, we Wloszech / J.Biliszczuk, M.Teichgraeberg // Inżynieria i Budownictwo. – Warszawa, 2018.- №11. – s. 578–582.
18. Jarominiak A. Katastrofy i awarie mostów/ A. Jarominiak, A. Rosset // – Warszawa: Wydawn. Komunikacji i Łączności, 1986. – 163 s.
19. Szer J. O katastrofach budowlanych w Polsce w ostatnich 20 latach / I. Szer, J. Szer // Inzynieria i budownictwo.- Warszawa: PZITB, 2016.– №5. – s. 292–255.
20. Szer J. Katastrofy budowlane / J. Szer // - Warszawa: Wudawnictwo naukowe PWN, 2018. – 206 s.

Кваша Віктор Григорович¹, д.т.н., проф. каф. автомобільних доріг та мостів, vgvkvasha@gmail.com, тел. +38 096-460-07-34

Салійчук Любов Володимирівна¹, к.т.н., с.н.с., завідувач ГНДЛ-88, lubovsalijcuk@gmail.com, тел. +38 067-718-22-06

Стечишин Степан Михайлович¹, ст. викл. каф. автомобільних доріг та мостів, budtestcentre@ukr.net, тел. +38 067-172-57-41,

¹Національний університет «Львівська політехніка», 79013, Україна, м. Львів, вул. Степана Бандери, 12.

Обрушение уширенного сборно-монолитной накладной плитой пролета моста после 30 лет эксплуатации

Анотація. Описано конструктивное решение реконструкции балочного железобетонного моста по схеме 3×22,2 м постройки 60-х годов прошлого столетия по ТП вып. 56, а также обстоятельства и причины его аварии после 30-ти лет

эксплуатации с обрушением балок среднего (руслового) пролета.

Ключевые слова: существующий мост, реконструкция, техническое состояние, прочность бетона, авария, обрушение балок, проверочные расчеты, причины аварии.

Кваша Виктор Григорьевич¹, д.т.н., проф. каф. автомобильных дорог и мостов, vgvkvasha@gmail.com, тел. +38 096-460-07-34

Салийчук Любовь Владимировна¹, к.т.н., с.н.с., заведующая ГНДЛ-88, lubovsalijcuk@gmail.com, тел. +38 067-718-22-06

Стечишин Степан Михайлович¹, ст. препод. каф. автомобильных дорог и мостов, budtestcentre@ukr.net, тел. +38 067-172-57-41,

¹Национальный университет “Львовская политехника”, 79013, Украина, г. Львов, ул. Степана Бандеры, 12.

Collapse of the bridge span extended by prefabricated-monolithic plate after 30 years of operation

Abstract. The structural solution of reconstruction of reinforced concrete bridge, built in 60th of the last century according to the scheme $3 \times 22,2$ m, with widening of the span structure from the $G-7+2 \times 0,75$ m to $G-10+2 \times 1,5$ m by precast-monolithic ribbed plate with cantilever overhangs is considered. The main advantages and disadvantages of this structural solution, which during the reconstruction of the bridge was a new scientific and technical development of the Lviv Polytechnic Institute and under the decision of the Scientific and Technical Council of the Ministry of Construction of Ukraine, were implemented in the reconstruction of bridges at the stage of experimental construction.

During the reconstruction, the strengthening of the intermediate support was carried out, which, due to the erosion of the base under the foundation, had a one-sided inclination up to 30 cm. The strengthening is arranged on both sides of the existing support of 1,2 m diameter concrete pillars, supported on a rocky base, and united above by a monolithic reinforced concrete crossbar located within the height of the existing beams and the paving slab. Thus, for the two adjacent to this support spans, the static scheme was changed from a simply supported section to a frame-non-slit with a rigid knot above the support capable of perceiving the bending moment and thereby reducing the bending moment in the span,

that is, to strengthen the beams. However, due to the mistake made in the bridge reconstruction project – the lack of a pressure longitudinal working armature in a rigid frame assembly, the statically indeterminateness over the support was fictitious and did not provide strengthening of the beams in adjacent spans.

The circumstances of the accident of the reconstructed bridge after 30 years of its operation with the destruction and collapse of the beams of medium (channel) span are described. Inspection and analysis of the operating conditions revealed significant violations of the normative rules for maintaining the bridge and the presence of non-liquidated defects of the paving slab and the bridge web, which in time caused the corrosion and destruction of concrete shelves (compressed zone) of existing beams, as well as a significant reduction in their strength and destruction from the crush of the compressed zone without any warning signs to the fluidity of the longitudinal working armature.

Checking calculations of the extended span structure for the load normalized at the time of designing are performed in order to check the correctness of the made design decisions of reconstruction, as well as the actual operating loads at the time of destruction of the span structure. These calculations confirmed the possibility of the destruction of the beams due to the decrease of concrete strength.

In the conclusion, the causes of the bridge accident are formulated as a result of a coincidence of adverse factors: unpatched defects of the plate and bridge pavement, designers' error, violation of the rules of bridge operation.

Key words: existing bridge, reconstruction, technical condition, concrete strength, accident, collapse of beams, checking calculations, causes of accident.

Kvascha Viktor¹, Doctor of Technical Sciences, prof. cath. highways and bridges, vgvkvasha@gmail.com, tel. +38 096-460-07-34,

Saliyчук Lyubov¹, Candidate of Technical Sciences, PhD, Head of GNDL-88, lubovsalijcuk@gmail.com, tel. +38 067-718-22-06,

Stechyshyn Stepan¹, Senior Lecturer of cath. highways and bridges, budtestcentre@ukr.net, tel. +38 067-172-57-41,

¹National University “Lviv Polytechnic”, Ukraine, 79013, Lviv, st. Stepan Bandera, 12.