

Висновки. На основі результатів експериментальних досліджень можна стверджувати, що:

- запропонований спосіб армування залізобетонних колон просторовими арматурними каркасами, виготовленими із високоміцної арматури в комбінації з арматурою із сталі низьких класів, дає змогу використовувати характеристики їх міцності незалежно від величини граничної деформативності бетону за стиску;
- з цією метою просторовий арматурний каркас перед бетонуванням піддається попередньому напруженню, тобто стрижні низьких класів розтягуються, а стрижні високоміцної арматури попередньо стискаються, утворюється взаємно зрівноважена система – реактивні сили від обтиску високоміцної арматури сприймаються арматурою низьких класів, за рахунок чого вони і розтягуються;
- величина попереднього обтиску високоміцних стрижнів та площа поперечного перерізу арматури низьких класів визначається залежно від величини граничної деформативності бетону, з якого буде виготовлений елемент, і розрахункової характеристики міцності цієї арматури за формулою $N_0 = R_{sp} \cdot E_{sp} \cdot \epsilon_b$;
- запропонований спосіб армування стиснутих елементів дає можливість цілком використовувати характеристики міцності високоміцної арматури і тим самим підвищити несучу здатність колон, не збільшуючи відсотка їх армування, що підтверджено під час випробувань.

1. Машиянд Р., Мединский В.Л., Азизова Г. Повышение эффективности использования высокопрочной стержневой арматуры в сжатых железобетонных элементах // Новые виды арматуры и ее сварка. – М., 1982. – С. 279–282. 2. Лукьяненко Б.А. Работа внецентренно сжатых железобетонных элементов из высокопрочных материалов // Автореф. дисс... канд. техн. наук. – М., 1987. – 24 с. 3. Ониськів Б.М., Холод П.Ф. Залізобетонні колони для каркасних багатопверхових будинків // Перша Всеукраїнська науково-технічна конференція “Науково-практичні проблеми сучасного залізобетону”: Збірник тез. – К., 1996. – С. 330–333. 4. Холод П.Ф., Гнатюк О.Т. Стиснуті сталобетонні елементи з арматурою високої міцності: Збірник матеріалів конференції, присвяченої 25-річчю сталобетонних конструкцій із зовнішнім армуванням. – Львів, 1996. – С. 87–89.

УДК 624.004:0125

С.В. Цепков, В.Г. Кваша

Національний університет “Львівська політехніка”,
кафедра мостів і будівельної механіки

ОЦІНКА ТЕХНІЧНОГО СТАНУ ТА НОМЕНКЛАТУРА ТИПОВИХ ДЕФЕКТІВ СТРУНОБЕТОННИХ ПРОЛЬОТНИХ БУДОВ

© Цепков С.В., Кваша В.Г., 2009

Описано технічний стан струнобетонних прольотних будов та проаналізовано типові експлуатаційні дефекти.

Technical state string reinforcement concrete span structures and analysis of typical exploitations defects are described.

Вступ. Постановка питання. У мостобудівництві України особливе місце посідають прогресивні для свого часу конструкції прольотних будов із збірних попередньо напружених струнобетонних балок стенового виготовлення, масове застосування яких почалося у 60-х роках минулого сторіччя після введення в експлуатацію шести струнопакетних стелів (Київ, Львів, Суми) [1–9].

Типовий проект цих прольотних будов з прольотами в світлі 10, 15, 20 м і габаритами Г-6, Г-7, Г-8 розроблений мостовим відділом УкрдортрансНДІ(тепер УкрдерждорНДІ) у 1961 р. [8], а в 1962 р. після введення в дію нових норм проектування мостів СН 200-62 конструкції струнобе-

тонних балок завдовжки 11,36; 16,76 і 22,16 м були перепроєктовані під нормовані тимчасові навантаження Н-30 і НК-80 [8, 9].

Перші три мости із струнобетонних двотаврових балок завдовжки 11,36 м були побудовані в 1959 р. А вже у 1961 р. після освоєння масового випуску балок завдовжки 16,76 м на полігонах ДБУ № 3 тресту Укрдорбуд (Чапаська) і НБУ-2 Ушосдору побудовано 18 прольотних будов з цих балок [6].

Широкому впровадженню струнобетонних балок сприяла їх висока техніко-економічна ефективність, зокрема значна економія поздовжньої робочої арматури. Так, для балки завдовжки 16,76 м площа попередньо напруженої арматури з високоміцного дроту В-II становила $16,29 \text{ см}^2$, а для аналогічної балки за типовим проектом вип. 56, армованої стрижневою арматурою класу А-II (під нормовані тимчасові навантаження Н 18 і НК-80), становила $72,34 \text{ см}^2$, тобто була більшою у 4,44 раза.

Сьогодні в окремих регіонах України кількість мостів з прольотними будовами із струнобетонних балок становить 20...30 % і більше. Після впровадження в дію норм проектування СНіП 2.05.03-84 радикально змінилися нормовані вимоги до габаритів мостів, до їх складу введені смуги безпеки. Тому за цим показником усі мости із струнобетонних балок, збудовані до 1984 р., через відсутність смуг безпеки перестали задовольняти експлуатаційним показникам за пропускною здатністю і безпекою руху. Крім того, через незадовільну експлуатацію переважна більшість прольотних будов має значні дефекти, зокрема розриви частини струн попередньо напруженої арматури, в зв'язку з чим і є незадовільний або аварійний стан [2, 3, 5].

Зважаючи на значну кількість, їх відновлення до вимог чинних норм проектування нових мостів переростає в серйозну науково-технічну проблему загальнодержавного значення, вирішення якої є складним і полягає в об'єктивній оцінці реального технічного стану та розробці ефективних способів ремонту, підсилення і реконструкції з обов'язковим розширенням габариту та забезпеченням гарантованого терміну подальшої експлуатації, не меншого, ніж для нових мостів.

Мета роботи – узагальнити результати обстежень значної кількості прольотних будов цього типу, проаналізувати наявні дефекти, визначити їх негативний вплив на експлуатаційні показники та встановлення придатності для ремонту і реконструкції з доведенням їх технічних показників до рівня нових мостів згідно з вимогами чинних норм проектування.

Конструктивні рішення струнобетонних балок та компоновання прольотних будов. Для експериментального будівництва розроблено кілька типів струнобетонних конструкцій [6, 7, 9] (рис. 1): плита завдовжки 5,4 м (рис. 1, а), балки двотаврового перерізу – завдовжки 11,36 м (рис. 1, б) і 16,76 м (рис. 1, в) і двопустотна балка завдовжки 16,76 м (рис. 1, г). В типовому проекті ВТП-15 [8] розроблені конструктивні рішення струнобетонних балок для перекриття прольотів у світлі 10, 15, 20 м за повної довжини балок відповідно 11,36, 16,76 і 22,16 м і заввишки 75 см, 90 см, 120 см. Основна поздовжня робоча попередньо напружена арматура балок з високоміцного дроту В-II діаметром 3...5 мм за ГОСТ 8480-57 у вигляді пакетів з 50...90 дротів з одночасним їх натягом до бетонування на упори силового станда. Поперечний переріз балок двотавровий з різною шириною верхньої і нижньої полиці (рис. 1, б, в). Бетон балок марки 400.

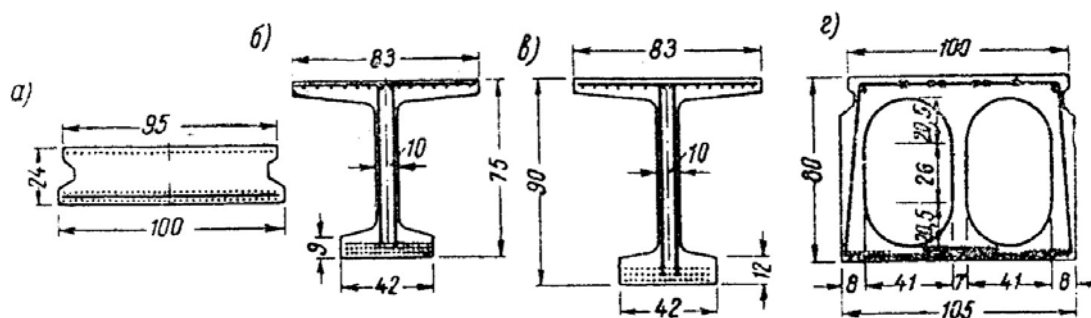


Рис. 1. Поперечний переріз попередньо напружених струнобетонних балок

З балок завдовжки 11,36 і 16,76 м скомпоновано три типи поперечних перерізів (рис. 2): Г-7+2×1,0 з 11 балок; Г-8+2×1,0 з 12 балок і Г-8+2×1,5 м з 13 балок, з балок завдовжки 22,16 м типовим проектом передбачено Г-7+2×1,0 з семи балок, Г-7+2×1,5 м і Г-8+2×1,0 з восьми балок і Г-8+2×1,5 м з десяти балок з кроком 124-126 см (рис. 3).

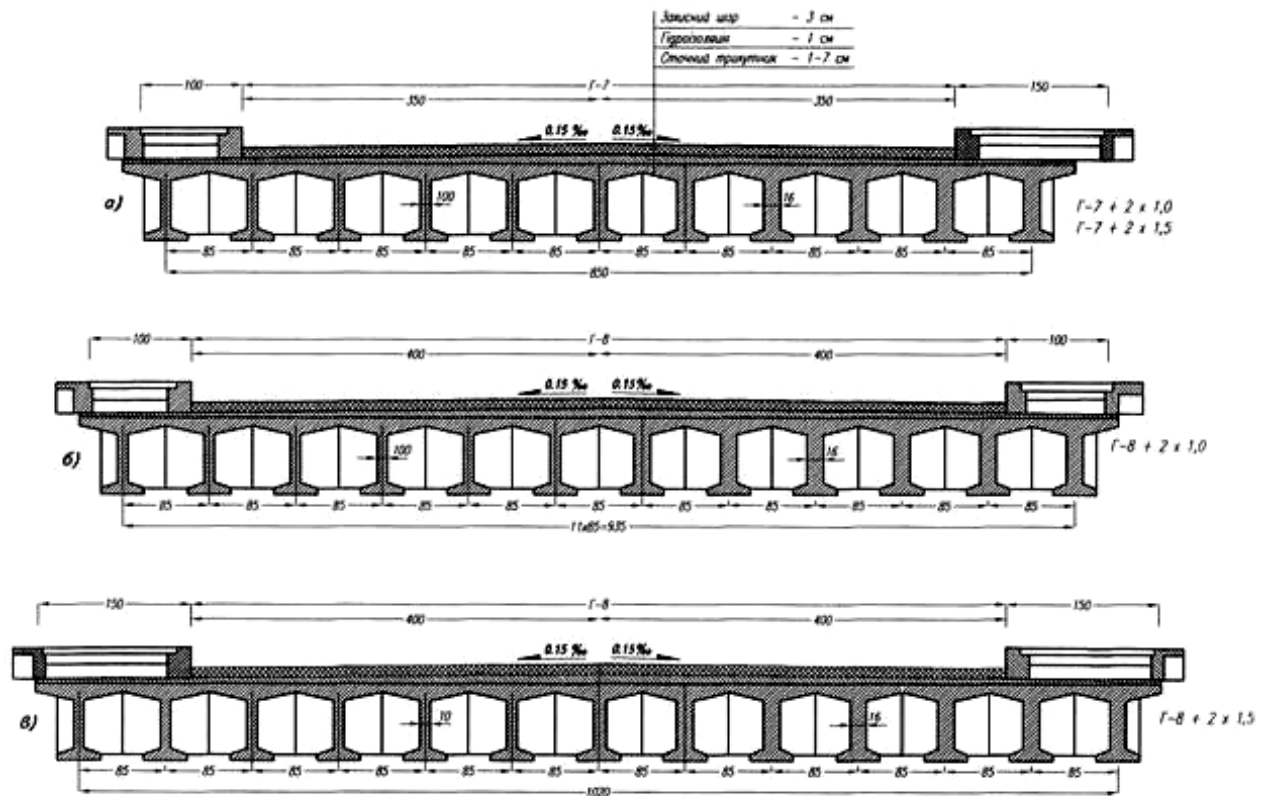


Рис. 2. Типові поперечні перерізи струнобетонних прольотних будов $l=11,36$ і $16,76$ м

Поперек прольоту для усіх типів прольотних будов балки об'єднані в просторову систему прольотної будови за допомогою поперечних діафрагм з кроком вздовж прольоту 2,7 м (для балок завдовжки 11,36 і 16,76 м) і 3,6 м (для балок завдовжки 22,16 м). Передбачено два варіанти об'єднання діафрагм суміжних балок: за допомогою зварювання верхніх і нижніх закладних деталей металевими накладками і поперечним натягом дротяних арматурних пучків з високоміцного дроту або стрижневої попередньо напруженої арматури [6, 8].

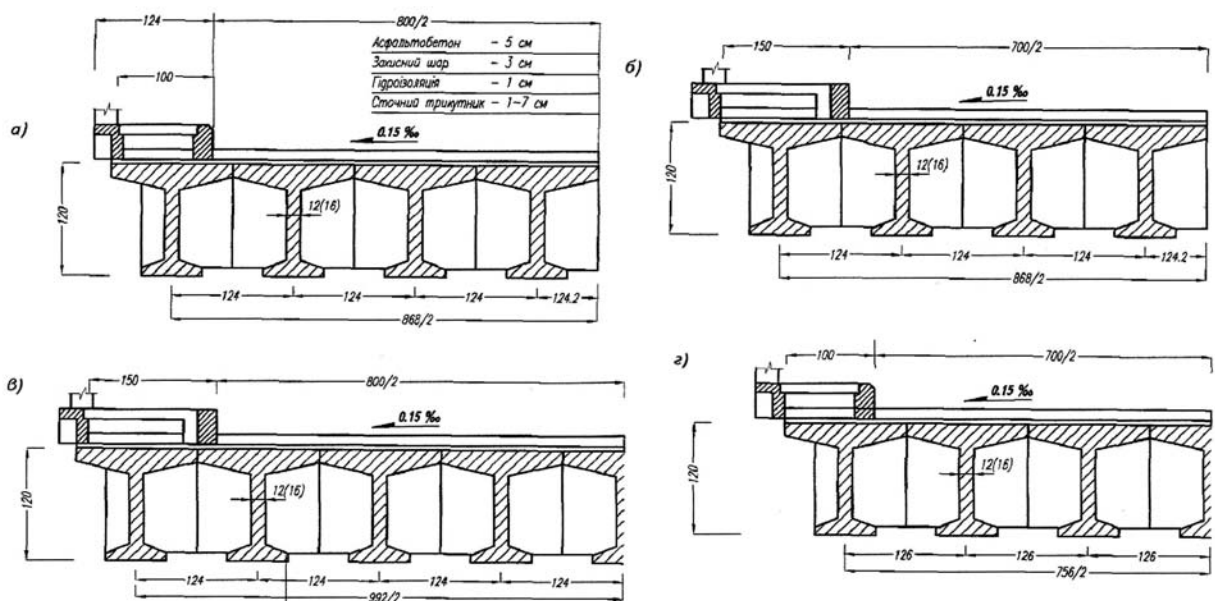


Рис. 3. Типові поперечні перерізи струнобетонних прольотних будов $l=22,16$ м

Експериментальні дослідження струнобетонних балок і прольотних будов (огляд). Експериментальні дослідження струнобетонних конструкцій проведені в обмеженому об'ємі в двох напрямках: натурні випробування окремих балок короткочасним і тривалим навантаженням на етапі освоєння їх виробництва і натурні випробування прольотних будов із струнобетонних балок перед здачею в експлуатацію закінчених мостів або після тривалого періоду їх експлуатації.

Мета експериментальних досліджень балок. Виявлення деформативності цих конструкцій в часі і визначення втрат попереднього напруження від усадження і повзучості бетону [6, 7, 9]. Одну двопустотну балку завдовжки 16,76 м (рис. 1, 2) випробовували короткочасним навантаженням до руйнування. Одержані показники деформативності, тріщиностійкості і міцності, а також анкетування попередньо напружених струн. Проковзування струн не виявлено.

Тривалим навантаженням випробовували струнобетонну плиту завдовжки 5,4 м (рис. 1, а), дві двотаврові балки – завдовжки 11,36 м (рис. 1, б), одна з яких була навантажена на 47 % розрахункового навантаження, а друга залишилась незавантаженою, по одній тавровій і двопустотній балках завдовжки 16,76 м (рис. 1, в, г). В процесі випробувань протягом близько трьох років (1959–1961) періодично вимірювали прогини, переміщення торців балок, деформації арматури. Це дало можливість уточнити прийняті в розрахунках втрати попереднього напруження та визначити фактичні прогини балок [6, 9].

Результатом експериментальних досліджень було розроблення тимчасових вказівок з конструювання, виготовлення і монтажу струнобетонних конструкцій мостів [1].

У процесі будівництва проведені випробування прольотних будов з балок завдовжки 16,76 м, які об'єднували в просторову систему прольотної будови двома способами: зварюванням верхніх і нижніх закладних деталей металевими накладками за різної кількості об'єднаних діафрагм і з'єднання поперечним натягом дротяних арматурних пучків з високоміцного дроту, розміщених в закритих каналах півдіафрагм [6, 7]. Останній спосіб був застосований в Україні вперше. Випробуваннями цих прольотних будов доведено значну перевагу способу об'єднання балок напруженою арматурою, за якого досягається висока поперечна жорсткість конструкції.

Статичними випробуваннями струнобетонної прольотної будови з балок завдовжки 16,76 м після більше ніж 30-річного періоду експлуатації встановлено, що закон розподілу прогинів між балками поперек прольоту має криволінійний характер [3]. Це свідчить, що випробувана прольотна будова, балки якої об'єднані між собою верхніми і нижніми стиками на металевих накладках, є доволі гнучкою і належить до типу прольотних будов з деформованим зовнішнім контуром, для розрахунку яких необхідно використовувати відповідні методи, які враховують дійсний деформований стан системи.

Динамічні випробування показали, що в діапазоні швидкостей транспорту 25...40 км/год, що відповідає реальній експлуатаційній швидкості для вузьких мостів, є збіжність частот власних і вимушених коливань [3, 5]. Тобто коливання балок відбувається у резонансному режимі за близьких до максимальних амплітуд і динамічних коефіцієнтів. Наявність дефектів покриття (вибоїн, нерівностей, напливів асфальтобетону) призводить до різкого зростання амплітуд коливань і динамічних коефіцієнтів. Так, для крайньої балки під час проїзду випробувального автомобіля через поріг-дошку завтовшки 60 мм з середньою швидкістю 30 км/год порівняно з проїздом покриттям нормальної рівності амплітуда коливань зросла з 0,69 до 0,806 мм (у 4,27 раза), а динамічний коефіцієнт з 1,313 до 2,492 (в 1,9 раза). Таке значне зростання динамічного коефіцієнта пояснюють як впливом дефектів покриття, так і малою масою попередньо напружених струнобетонних прольотних будов.

Експлуатаційний стан і типові дефекти та пошкодження струнобетонних прольотних будов. Загальною невідповідністю вимогам чинних норм проектування нових мостів для струнобетонних прольотних будов є недостатній габарит проїзної частини і тротуарів. За цим показником вони не задовольняють нормованим споживчим властивостям за пропускною здатністю і безпекою руху та потребують розширення відповідно до перспективної категорії дороги [2–5].

Струнобетонні прольотні будови мають багато конструктивних особливостей, які впливають на їх експлуатаційний стан після тривалого періоду експлуатації. Насамперед це прийнятий спосіб армування пакетом струн з високоміцного дроту діаметром 3...5 мм з одночасним його натягом на упори стенда. При зміщенні в процесі натягу пакета струн в бік одного з бортів опалубки товщина захисного шару зменшується до 10...12 мм, тобто зовнішні ряди струн потрапляють в зону карбонізації бетону і інтенсивно кородують. Супровідними причинами корозії може бути недостатня щільність захисного шару, а також ніздрюватість і раковини за порушення технології бетонування нижньої полиці балки, насиченої струнами напруженої арматури. Слід також мати на увазі, що корозійна стійкість високоміцного дроту діаметром 3...5 мм є низькою внаслідок чутливості цього виду арматури навіть до точкової корозії. Тому корозія натягнутих струн проходить доволі інтенсивно і, як правило, закінчується їх розривом [3, 5].

Істотно на технічний стан струнобетонних балок впливає величина початкового контрольованого зусилля натягу арматури. Одночасний натяг пакета струн за відсутності надійного контролю зусилля натягу призводить до недостатньої його величини або надлишкових втрат в процесі експлуатації. За зменшення напружень в арматурі в умовах дії багаторазових навантажень зменшується коефіцієнт асиметрії циклу напруження в арматурі, а відповідно і межа її витривалості.

При виникненні тріщин в стиках діафрагм або розривах стикових накладок значно зменшується поперечна жорсткість прольотної будови, що, своєю чергою, призводить до порушення проектного розподілу тимчасових навантажень між балками і до значного перевантаження окремих з них. Цей дефект необхідно враховувати під час перерахунків прольотних будов в процесі експлуатації.

Переважає більшість струнобетонних прольотних будов має різного типу дефекти і пошкодження допущені при виготовленні балок і будівництві, а також, які виникли в процесі тривалої експлуатації. Систематизація типових дефектів і аналіз їх від'ємного впливу на експлуатаційні показники та спосіб врахування під час визначення технічного стану елементів прольотної будови наведені в таблиці.

Номенклатура типових дефектів струнобетонних прольотних будов (дискретні стани елементів прольотних будов)

№ з/п	Дефекти конструкцій	Негативний вплив на технічний стан і вантажопідйомність	Спосіб врахування під час аналізу технічного стану і вантажопідйомності
1	2	3	4
Мостове полотно			
1	Нарощування шарів покриття до товщини 25–30 см, замість прийнятої в проекті 12–15 см	Збільшується постійне навантаження	1. Враховується при визначенні зусиль від постійних навантажень 2. Негативний вплив ліквідується заміною покриття
2	Нерівності, тріщини, напливи асфальту, вибоїни завглибшки 5–10 см, утворення колій на проїзній частині	Збільшуються коефіцієнти динамічності в 1,5...2.0 рази порівняно з розрахунковим значенням	1. Враховується під час визначення зусиль від тимчасових навантажень 2. Ліквідується під час ремонту покриття
3	Незадовільний стан і розриви гідроізоляції	Протікання води до поверхні стиснутої полиці балок і фільтрація через неї, замочування відкритих поверхонь балок, внаслідок цього корозія бетону і арматури плити. Зменшення розрахункового опору бетону плити і площі робочої арматури. Відшарування бетону плити. Зменшення робочої висоти балок	1. Враховується під час визначення несучої здатності плити і балок за згинальним моментом і поперечною силою 2. Ліквідується під час ремонту гідроізоляції і заміні шару кородованого бетону

1	2	3	4
4	Руйнування покриття над деформаційними швами, розгерметизація деформаційних швів, потрапляння вологи і бруду на торці балок, корозія бетону і арматури торців балок в зоні обпирання опорних частин і підферменників. Дефекти опорних частин	Зменшення міцності бетону в зоні розташування опорних частин. Збільшення динамічної дії тимчасового навантаження на торцеві ділянки балок, можливість їх руйнування над опорними частинами. Руйнування підферменників і опорних частин	1. Враховується під час розрахунку міцності торців балок на місцеве навантаження 2. Ліквідується за заміни деформаційних швів і ремонту торців балок
5	Зміщення (незбіг в плані) півдіафрагм суміжних балок зі згином металевих стикових накладок	Зміщення діафрагм до 15 мм не впливає на поперечну жорсткість прольотної будови і сумісну роботу балок. Зміщення діафрагм від 15 до 50 мм зменшує поперечну жорсткість пропорційно до ступеня зменшення несучої здатності з'єднання. Зміщення півдіафрагм більше ніж на 50 мм – не забезпечує жорсткого об'єднання балок впоперек прольоту і є адекватним до розриву накладки	1. За зміщення до 15 мм в розрахунках зусиль не враховують 2. За зміщення від 15 до 50 мм – дію тимчасового навантаження на балку в розрахунках збільшують на 25 % (КПР – збільшують на 1,25) 3. За зміщення більше ніж на 50 мм в розрахунках приймають шарнірне з'єднання між балками. У сумнівних випадках вплив зміщення півдіафрагм на розподіл зусиль між балками необхідно визначати за результатами випробувань або за спеціальними методиками розрахунку
6	Оголення і корозія металу нижніх стикових накладок діафрагм, тріщини в стикових накладках і їх розриви – найчастіше між крайньою і суміжною балками або по осі прольотної будови між середніми балками	Порушення просторової роботи прольотної будови (сумісної роботи балок в її складі); непроектний розподіл тимчасових навантажень між балками, порушення початкової розрахункової схеми, перевантаження окремих балок	1. Враховується під час визначення зусиль в балках. В перерізах з розірваними нижніми накладками об'єднання балок впоперек прольоту приймають шарнірним 2. Розподіл тимчасового навантаження визначається за результатами випробувань 3. Ліквідується під час відновлення жорстких поперечних зв'язків між балками
7	Недостатня довжина водовідвідних трубок	Потрапляння води на поверхню ребер та нижні пояси балок, що викликає їх корозію	1. Враховується під час перерахунку тріщиностійкості балок 2. Ліквідується під час відновлення поверхонь оштукатурюванням
8	Наноси ґрунту і бруду смугами вздовж підвищених тротуарів. Засмічення водовідвідних трубок	Застій води на прольотній будові. Просочування її через покриття до поверхні стиснутої полиці балок. Замокання балок	Ліквідується під час догляду за покриттям і його ремонті
9	Перекося поперечного профілю, недостатні поперечні ухили покриття	Утруднене відведення води з покриття. Руйнування асфальтобетонного покриття	Ліквідується під час ремонту покриття
Балки прольотних будов			
1	Деструкція (корозія, вилугування) бетону стиснутої полиці внаслідок просочування води через плиту, дії хлоридів та інших чинників агресивного середовища. Зовнішні ознаки: білий наліт на нижній поверхні плити, сталактити. Сколи, раковини, каверни	1. Зменшення міцності бетону стиснутої зони балок 2. За відшарування бетону з боку верхньої площини полиці балок – зменшення робочої висоти балок 3. Зменшення стійкості проти хімічної агресії. Інтенсифікація процесу корозії бетону	1. Враховується в розрахунку несучої здатності нормальних і похилих перерізів 2. Виконання хімічних аналізів пошкодженого бетону для встановлення причин корозії 3. Ліквідація – видалення слабого бетону і бетонування нової полиці

1	2	3	4
2	Корозія попередньо напружених струн з подальшим їх крихким розривом	1. Втрати площі поперечного перерізу арматури 2. Зменшення несучої здатності балок за згинальним моментом	1. Враховується під час визначення несучої здатності балок за згинальним моментом 2. Ліквідується під час підсилення балок
3	Корозія бетону і арматури торців балок і приопорних ділянок над опорними частинами внаслідок розгерметизації деформаційних швів, протікання через них води і змочування бетонних поверхонь	Зменшення міцності опорних ділянок ребер балок на місцеве змінання над опорними частинами	1. Враховується під час розрахунку опорних ділянок балок на місцеве змінання 2. Ліквідується під час ремонту балок видаленням прокородованого бетону і повторним бетонуванням з відновленням втрат площі арматури
4	Пошкодження відкритих поверхонь балок внаслідок періодичного замокання-висихання, заморожування-розморожування (вилуговування, раковини, відшарування захисного шару)	1. Зменшення площі поперечного перерізу балок 2. Зменшення тріщиностійкості і жорсткості	1. Враховується за перевіркових розрахунків тріщиностійкості і прогинів 2. Ліквідується під час ремонту балок
5	Асиметричне обпирання балок прольотної будови	1. Зменшення глибини обпирання балок 2. Зменшення міцності опорних ділянок балок	1. Враховується під час розрахунку міцності опорних ділянок балок на місцеве змінання 2. Ліквідується під час підсилення балок
6	Недостатнє попереднє напруження арматури	Зменшення тріщиностійкості і збільшення прогинів балок	1. Враховується за перерахунку балок за 2-ю групою граничних станів 2. Ліквідується за підсилення балок
7	Механічні пошкодження (розриви) арматури внаслідок ударів	Зменшення несучої здатності балки за згинальним моментом	1. Враховується під час перерахунку несучої здатності балок 2. Ліквідується за підсилення балок
8	Тріщиноутворення різного виду і за різних причин	1. Можливе зменшення або навіть повне вичерпання несучої здатності балок 2. В усіх випадках зменшення жорсткості балок 3. Негативний вплив тріщин визначається за критерієм дефектності залежно від їх характеру, причин виникнення, нормованих категорій вимог до тріщиностійкості (див. п. 4.5)	1. Враховується під час визначення несучої здатності балок 2. Фактична жорсткість балок з врахуванням тріщиноутворення враховується в просторових розрахунках прольотних будов на основі сучасних розрахункових комплексів з врахуванням нелінійного деформування залізобетону і наявності тріщин 3. Ліквідація – за критеріями дефектності

Висновки: 1. Прольотні будови із попередньо напружених струнобетонних балок, побудовані у великій кількості у 60–70 рр. минулого сторіччя, незважаючи на наявність численних експлуатаційних дефектів загалом мають задовільний стан і можуть бути використані для подальшої експлуатації і реконструкції.

2. Ефективна подальша експлуатація струнобетонних прольотних будов можлива за умови їхньої реконструкції з розширенням габариту проїзної частини, підсилення пошкоджених балок і захисту відкритих поверхонь від негативного впливу зовнішнього середовища.

1. *Временные указания по конструированию, изготовлению и монтажу струнобетонных конструкций мостов.* – К., 1961. 2. *Кваша В.Г. Реконструкция аварийного моста с расширением прольотной будови, підсиленням струнобетонних балок та ригелів проміжних опор // Зб. “Сучасні проблеми проектування, будівництва та експлуатації споруд на шляхах сполучення”.* – К., 2000. –

С. 64–69. 3. Кваша В.Г. Обстеження та випробування автодорожніх мостів. – Львів: Вид-во НУ «Львівська політехніка», 2002. – 105 с. 4. Кваша В.Г., Салійчук Л.В. Розширення струнобетонної прольотної будови монолітною залізобетонною плитою з підсиленням балок і аварійних проміжних опор // Зб. “Автомобільні дороги і дорожнє будівництво”. – К., 2006. – Вип. 73. – С. 116–120. 5. Кваша В.Г., Салійчук Л.В., Собко Ю.М. Експлуатаційний стан струнобетонних прольотних будов та ефективні способи їх розширення і підсилення // Зб. “Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди”. – Рівне: НУВГП, 2008. – Вип. 16, Ч. 1. – С. 351–362. 6. Научно-технический отчёт УкрдортрансНДИ «Предварительно напряжённые пролётные строения пролётом 10–30 м» / Отчёт по теме № 06-61. – К., 1961. 7. Научно-технический отчёт УкрдортрансНДИ «Предварительно напряжённые пролётные строения пролётом 15–40 м» / Отчёт по теме № 06-62. – К., 1962. 8. Сборник проектов струнобетонных пролётных строений. ВТП-15. Раздел II. – К., 1963. 9. Штильман Б.Н., Корсунский В.С. Предварительно напряжённые мостовые конструкции с проволочным армированием // Бетон и железобетон. – М., 1962. – № 10. – С. 466–469.

УДК 697.329

С.П. Шаповал, О.Т. Возняк, О.С. Дацько*

Національний університет “Львівська політехніка”,
кафедра теплогазопостачання і вентиляції,
*кафедра техногенно-екологічної безпеки

ЕФЕКТИВНІСТЬ СИСТЕМИ ТЕПЛОПОСТАЧАННЯ НА ОСНОВІ СОНЯЧНОГО КОЛЕКТОРА ЗА ЗМІНИ КУТА НАДХОДЖЕННЯ ТЕПЛООВОГО ПОТОКУ

© Шаповал С.П., Возняк О.Т., Дацько О.С., 2009

Описано результати досліджень надходження радіації на сонячний колектор. Встановлено залежності ефективності сонячного колектора від кута падіння теплового потоку. Подано результати досліджень за різних кутів падіння теплового потоку.

This article covers the results of investigation of radiation incoming on the solar collector. Dependence between orientations of the solar collector and efficiency of work of its system has been established. The results of the experimental researches of variable orientations of the collector on the heat rays are given.

Постановка проблеми. Впродовж останніх десятиліть у період зростаючого дефіциту енергії та екологічних проблем, зменшення запасів вугілля, нафти та газу актуальним стає використання альтернативних джерел енергії. Щоденно на землю падає така кількість енергії від сонячних променів, яку 6 мільярдів жителів планети можуть використовувати протягом 27 років. Кількість сонячної енергії в Україні, що надходить на одиницю площі протягом року, становить 1000–1350 кВт·год/м². За підрахунками фахівців, на території України річні потенційні енергетичні ресурси Сонця для забезпечення гарячого водопостачання й опалення можуть становити до 28 кВт·год/м² теплової енергії. Реалізація такого потенціалу могла б заощадити 3,4 млн. т умовного палива на рік.

Фактично в усіх геліосистемах обов’язковою є наявність трьох основних елементів: енергосприймального вузла (сонячного колектора), енергопереносного середовища (теплоносія) і енергоспоживчого вузла.

Основним елементом установки, в якій сонячна енергія трансформується в теплову, є сонячний колектор.