

ПОСИЛЕННЯ МОНОЛІТНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД ТРИВАЛОЇ ЕКСПЛУАТАЦІЇ КОМПОЗИТНИМИ МАТЕРІАЛАМИ

Лучко Й.Й.

Державний дорожній науково-дослідний інститут ім. М.П. Шульгіна

Назаревич Б.Л.

Іваник І.Г.

Парнета Б.З.

Національний університет “Львівська політехніка”

Об’єкти дослідження: Залізобетонна рама будівлі готелю «Дністер», який розташований по вул. Матейка у Львові та залізобетонні конструкції басейну готелю „Прикарпаття” у Трускавці. Будівля готелю „Дністер” запроектована Львівським філіалом проектного інституту «Діпромід» Держбуду УРСР в 1969 році (об’єкт 2535-01). За початковим проектом триярусна залізобетонна рама будівлі прольотом $l = 10,0$ м з консолями ригелів 2 і 3 ярусів мала виконуватись у монолітному залізобетоні відповідно креслень АС 39-41, але пізніше проект було перероблено і монолітним виконано тільки ригель 3 ярусу, розташований в межах технічного поверху. Стояки і нижні ригелі виконані в збірному залізобетоні [1, 2].

Проблема та її актуальність. В процесі будівництва (на незавершеній стадії будівництва) в ригелях рам (рис. 1, 2) на позначці +8,630 в 1975 р., після спорудження коробки будівлі та влаштування перегородок і основи під підлоги на всіх поверхах, тобто при неповному експлуатаційному навантаженні були виявлені тріщини.

Аналіз результатів технічного обстеження будівлі готелю “Дністер” попередніх років описано у працях [3, 4], де подано конструктивну схему та конструкції поперечної монолітної залізобетонної рами. Також подано схеми посилення поперечних перерізів та посилення консолей ригелів системою підкосів і тяжів, армування ригеля та розміщення характерних тріщин. Тут наведено схеми завантаження балок технічного поверху [3, 4] з побудованими епюрами моментів і поперечних сил.

Результати технічного дослідження, дані про проектування і будівництво та експлуатацію басейну готелю “Прикарпаття” наведені у працях [5, 6, 7, 9], які виконано за методикою [8].

У цій роботі автори продовжують дослідження технології посилення залізобетонних конструкцій композитними матеріалами і склеювання тріщин методом ін’єкції та аналізують помилки і недоліки проектування, зведення та експлуатації, а також дають пропозиції щодо усунення цих недоліків на об’єктах дослідження.

Основні результати технічного обстеження та посилення будівлі готелю “Дністер”. На основі технічного обстеження будівлі готелю “Дністер” можна зробити такі висновки і пропозиції про напружено-деформований стан конструкцій і посилення залізобетонного монолітного ригеля (рис. 1) щодо подальшої безпечної експлуатації, а саме:

- згідно з результатами досліджень фізико-механічних властивостей ґрунтів на майданчику будівлі під фундаментами основи, в основному, мають достатню несну здатність і відповідають проектним: основою фундаментів згідно з проектом служать мергелі сірі, тріщинуваті, середньої міцності з нормативним опором до 4-ох кг/см²;

- основними дефектами та пошкодженнями кам'яних конструкцій будинку є: тріщини і розшарування, а також несанкціоновано влаштовані пройоми [2]. В самонесних стінах на рівні першого поверху виявлено тріщини, які носять осадочний характер. На рівні четвертого...восьмого поверхів несні стіни влаштовано по числових осях, товщина яких становить 380 мм. Дефектів і пошкоджень крім несанкціоновано влаштованих проїомів в окремих місцях не виявлено. Дефекти у вигляді тріщин і замокання виявлено в цегляних несних стінах на рівні II технічного поверху, зокрема по осі 1...4. Причиною виникнення тріщин на цих ділянках стін є нерівномірний розподіл навантаження від вище влаштованого каркасу та відсутністю монолітного залізобетонного поясу. В усіх ригелях рам на рівні третього поверху мають місце вертикальні тріщини з розкриттям 0,05-1,3мм, деякі з них показано на рис. 2, *a,b,c* (допустима ширина розкриття тріщин для конструкцій такого типу – 0.3 мм). За останні роки розкриття тріщин збільшилось, зросла також і кількість нових тріщин в приопорній зоні балок як зі сторони консолі, так і в прольотній частині [2].

Зовнішнім оглядом ригелів за допомогою неруйнівних методів встановлено, що в межах кожного ригеля бетон однорідний і добре ущільнений при бетонуванні. Міцність бетону в ригелях рам визначалась за допомогою молотка Шмідта з подальшим статистичним аналізом на ЕОМ.

Виконані посилення балок та ригеля монолітної рами (рис. 1), які передбачали розширення колони на рівні другого поверху і влаштування затяжок в межах консолей на рівні третього поверху, не забезпечили надійної експлуатації балок. Це підтверджують гіпсові маяки, нанесені на тріщинах в балках в 1975 і 2003 роках, на яких виявлено тріщини. Просторовий арматурний каркас за висотою балок в межах монолітної колони є перерваним, і в зоні дії максимальної поперечної сили товщина стінки є недостатньою. Влаштування посилення лише в зоні консолі не ліквідує цих помилок проектування. В зоні дії максимального згинального моменту над опорою зі сторони прольоту в балках [2] виявлено недостатню кількість робочої арматури як для сприйняття згинальних моментів, так і поперечних сил.

Аналіз зйомки тріщин за 1975 і 2006 роки показав, що у всіх прольотах ригелів мають місце характерні наскрізні похилі тріщини в зонах максимальної поперечної сили, і ширина розкриття цих тріщин (до 1,3 мм) значно перевищує допустиму величину за чинними нормами проектування для стадії експлуатації [10].

Враховуючи дані і результати випробовування кубиків, можна прийняти при перевірочних розрахунках міцність бетону, рівну 30 МПа. Посилення залізобетонних балок, виконане в 1976 році, станом на сьогоднішній день в цілому не забезпечує надійної експлуатації будівлі, а в окремих балках посилення не виконано взагалі.

З проведених перевірочних розрахунків видно, що несна здатність на дію згинального моменту від повного розрахункового навантаження ні в одному перерізі не забезпечена (рис. 1). В каркасах балки необхідна арматура ($84,7 \text{ см}^2$), яка значно перевищує прийняту у проєкті. Несна здатність на дію згинального моменту у похилому перерізі від грані колони до зосередженого навантаження (при $C_0=910\text{мм}$) не забезпечена на дію повного розрахункового навантаження – $M_{\text{розр}} = 1776 \text{ кНм} < M = 4724 \text{ кНм}$; у похилому перерізі від грані колони до перерізу по грані отвору у ригелі ($C_0=2200\text{мм}$) несна здатність від дії повного розрахункового навантаження не забезпечена – $M_{\text{розр}} = 3280 \text{ кНм} < M = 5839 \text{ кНм}$ (рама) $< M = 7199 \text{ кНм}$ (балка). З умови міцності за похилою стиснутою смугою на ділянці ригеля, де утворилися похилі тріщини, при фактичних навантаженнях несна здатність не забезпечена.

Всі сучасні методики розрахунку як класичні, так і з використанням ЕОМ (програмні комплекси «SCAD», «Мономах») вказують на недостатні опалубні параметри та фактичне армування балок у зоні дії максимальних згинальних моментів і поперечних сил.

У проекті до нульової точки доведено тільки 2Ø32А-Ш, а за нульову точку моментів стержні заведені тільки на довжину 290 мм; тобто вони не мають надійного анкерування. За розрахунком для забезпечення міцності від повного розрахункового навантаження необхідно було 6Ø36А-Ш завести на довжину $20d = 720\text{мм}$ за точку нульового моменту; тобто пропустити через весь переріз колони. Для цього необхідно разом зі збільшенням перерізу балки застосувати додаткову арматуру з композитних матеріалів як в зоні дії максимальних додатних, так і від'ємних згинальних моментів. На ділянці ригеля від грані колони до зосередженого навантаження слід виконати наклеювання матів з композитних матеріалів (рис.1).

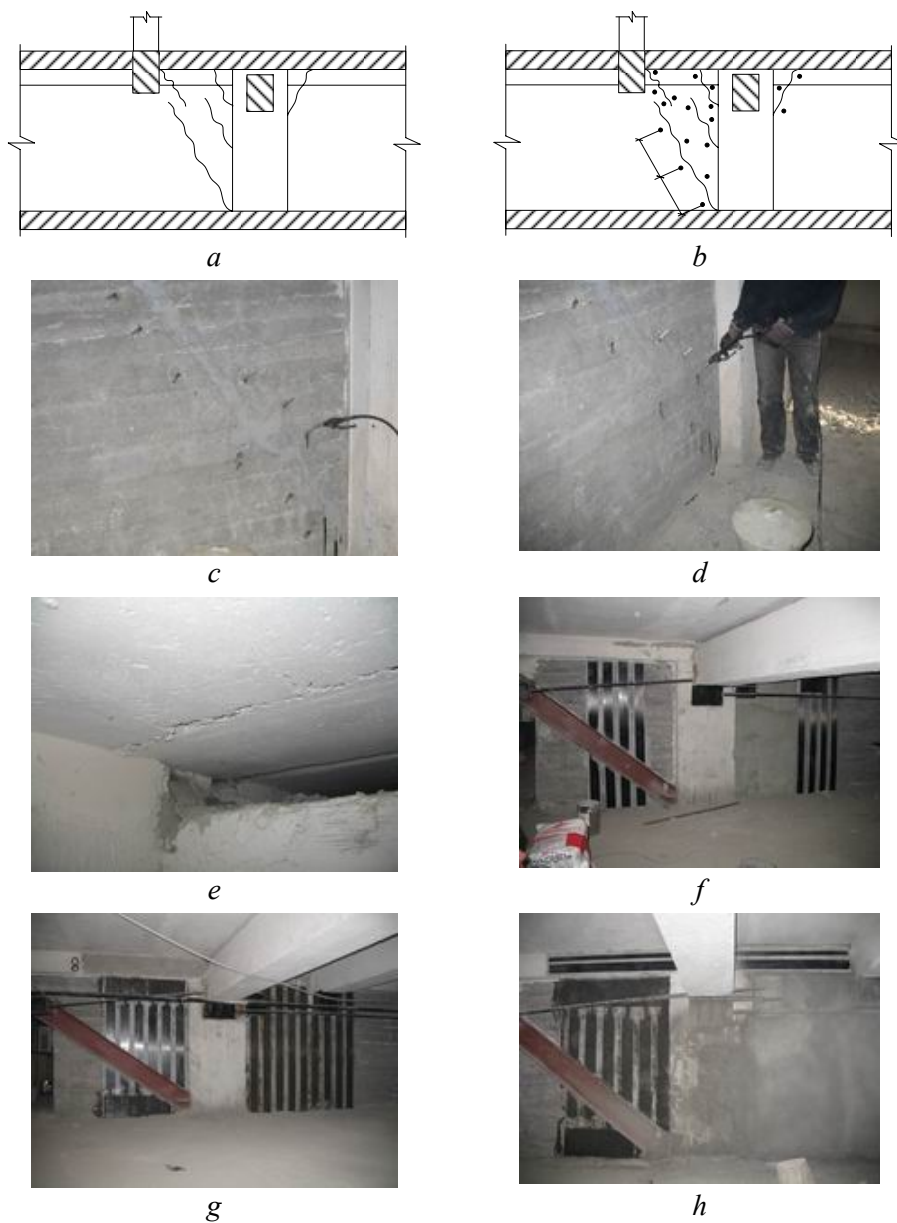
При обстеженні конструкцій рами проектною організацією виявлено суттєві відхилення від проекту у стиках збірних колон, і тому проектом передбачалось комплексне посилення колон і ригелів шляхом виконання залізобетонних обойм постійного перерізу для колон у межах підвалу і першого поверху, а у межах другого поверху у вигляді обойм змінного перерізу з розширенням під ригелями так, щоб більшу частину зосередженого навантаження передати безпосередньо на колони і обойми, а також зменшити прольот ригеля, щоб забезпечити несну здатність вертикальних перерізів при існуючій поздовжній арматурі [1, 2]. Консолі ригеля у межах технічного поверху посилено металевими підкосами. На жаль, дане посилення не виконує в достатній мірі поставлених задач. Вважаємо за необхідне виконати додаткове посилення залізобетонного ригеля підкосами з боку консольних ділянок з безпосереднім обетонуванням металевих обойм.

Пропозиції щодо посилення колон і ригелів будівлі готелю “Дністер” зводяться до наступного:

Влаштування металевих підкосів зі сторони консолей на відстані 1 м від початку (кінця) балки і зі сторони виконаного в 1976 році посилення на рівні другого поверху, а металеві підкоси включаються в спільну роботу за допомогою горизонтальних затяжок та об'єднуються в спільну роботу за допомогою металевих горизонтальних пластин і подальшого обетонування. Зчеплення нового і старого бетону забезпечується використанням сучасних матеріалів.

Розширити товщину стінки балки в зоні максимальної поперечної сили по бетону та наклеїти додатково композитні стрічки і мати для сприйняття реальних існуючих моментів і поперечних сил. Склеювання тріщин виконати методом ін'єктування (рис. 2).

Виконане посилення забезпечить нормальну подальшу експлуатацію балок і будівлю в цілому. При виконанні посилення вважаємо недоцільним створювати антизусилля зі сторони підкосів. Мета посилення – влаштування додаткових опор, які б не змінили існуючої розрахункової схеми роботи залізобетонного ригеля. При включенні в повну роботу елементів посилення зменшуються опорні згинальні моменти. Додатково влаштована арматура і мати забезпечують несну здатність конструкції.



a, b – типове розташування тріщин та шпурів у вузлі балок; c, d – процес виконання ін'єкції тріщин; e – раковини у вузлі з'єднання балки ПР-1 та основної балки Б-9; f, g, h – процес посилення балок композитними стрічками та матами.

Рис. 2. Схема дефектів та виконання ін'єкції типових тріщин та посилення балок композитними стрічками та матами на технічному поверсі готелю "Дністер" у Львові

В ході часткового ремонту будівлі готелю в 2003 році на передньому фасаді влаштовано навіси, які прикріплено до і так аварійних конструкцій балок. Враховуючи додаткове збільшення навантаження (власна вага навісу, снігове навантаження, пульсації вітру), консолі балок зазнають додаткового впливу. Цим можна також пояснити і подальший розвиток тріщин в надпорних зонах балок. При можливій реконструкції будівлі проектом реконструкції доцільно передбачити зміну роботи навісів.

Основні результати технічного обстеження та посилення залізобетонних конструкцій басейну готелю “Прикарпаття”.

Закриття (склеювання) силових тріщин. З технічних міркувань для силового склеювання тріщин було запропоновано використати двокомпонентну поліуританову композицію KOSTER KB-PUR IN III (Німеччина) завдяки її здатностям сприймати значні зусилля на стиск ($> 60 \text{ Н/мм}^2$) забезпечуючи при цьому адгезію до бетону ($> 2,5 \text{ Н/мм}^2$). Запресовку матеріалу рекомендується проводити методом ін'єкції під тиском за допомогою спеціальних бурових штуцерів (пакерів, рис.3), та за допомогою ручного поршневого насосу Desoi “HP-30LD” [7, 8].

Виходячи з цих параметрів, визначали загальний об'єм тріщин (порожнин). Розрахункова витрата матеріалу KOSTER KB-PUR IN III (див. технічну інструкцію від 15.05.2004 р.) становить близько 1,1 кг/л порожнини.

З економічних міркувань було застосовано для силового склеювання тріщин поліуретановий ін'єктор, так як більшість тріщин має розкриття до 3 мм. В випадках появи тріщин з розкриттям більше 6 мм, ін'єктор слід видозмінити (додати мінеральний заповнювач) хоча цей же заповнювач (тіксотропний) іноді доводиться використовувати і при тріщинах шириною розкриття більш ніж 0,3 мм, в тих випадках, коли тріщини розташовані строго перпендикулярно або в яких ін'єктор може витікати з тріщини (верхня полицка балки). Аналізуючи наявні на ринку сучасні матеріали для вирішення такого типу задач, рекомендується прийняти композити поліуретанові, які в останній час дають добрий ефект і все частіше використовується при силовій склейці тріщин конструкцій, так як вони мають кращі показники щодо penetрації і кристалізуються у вологому середовищі, еластичні і часто являються обов'язковими, особливо при склейці тріщин з малим розкриттям ($< 0,1 \text{ мм}$). Істотними вважаємо розкриття тріщини і його зміну по довжині (тріщинорухомі), а також ступінь зволоження. Керуючись цими умовами, кожний випадок (тріщину) потрібно оцінювати окремо. При конкретному виборі матеріалу слід звернути увагу на тип і характер тріщин, причини їх появи, постійне або змінне розкриття тріщини, ступінь зволоження. На спосіб виконання ін'єкції особливий вплив має: одно- або різносторонній доступ до тріщин, умови вологісно-термічні, а також відповідно добраний тиск для запресування ін'єктора. Ін'єктор повинен характеризуватися наступними властивостями: добра текучість та penetрація без створення заторів (корків), зволоженість та причепність (адгезія до бетонної поверхні та стінок тріщини). Основними характеристиками для ін'єктора на предмет його придатності для вирішення такого типу задач є наступні: густина, яка повинна бути малою для кращої penetрації в глибину тріщини при малих опорах просочення. Отримання доброго показника в цьому випадку за допомогою розчинників вважається недопустимою, так як втрачаються міцнісні характеристики матеріалу, поверхнєве напруження ін'єктора повинне бути незначним, щоб отримати відповідну значну зволоженість бетонних поверхонь. Особливо це стосується зволожених тріщин, де ін'єктор, що надходить, повинен створювати «вгнутий» меніск. Час обробки повинен бути таким, щоб кристалізація матеріалу не відбувалася перед заповненням ним всього об'єму тріщин. З іншої сторони, знову ж видовжений час кристалізації може призводити до витікання ін'єктора з деяких капілярів, створюючи при цьому повітряні мішки (корки) особливо в тих випадках, коли маємо обмежену можливість поверхнєво закритих тріщин. Усадка ін'єктора повинна бути найменшою, щоб не зменшувати адгезію і тим самим уникати місцевих нещільностей і небажаної появи напружень в ін'єкторі під час його кристалізації. Навпаки, корисним є незначне набухання ін'єктора [7, 8].

Ін'єктор, що заповнює тріщину, буде корисним тільки тоді, якщо забезпечуватиметься відповідна адгезія до бетону та арматури, а також відповідна міцність. Стосується це перш за все міцності склеювання та ущільнення тріщин в бетоні зі змінною шириною розкриття

по довжині. Зазвичай приймаємо, що адгезія до бетону ін'єктора повинна бути більшою ніж 1,5 МПа. Критичним параметром є еластичність ін'єктора до руху тріщини, тобто придатність до відшарування. Згідно з німецькими нормами "ZTV-Riss-93" для тріщин з розкриттям більше 0,3 мм, заповнених поліуретановими ін'єкторами зміни розкриття тріщин можуть досягати 5 %, а при розкритті тріщини більше 5 мм навіть до 10 %. Для тріщин з розкриттям вище 0,1 мм, заповнюваних епоксидними композиціями, допускається зміна розкриття тріщини за її довжиною, що не більше 0,03 мм. Це і є основна умова, в зв'язку з якою приймаються поліуретанові ін'єктори. При влаштуванні силового склеювання залізобетонної конструкції методом ін'єкції з поліуретанової композиції необхідно створювати тиск при заpresовці $p > 0,8$ МПа.

При висвердлюванні шпурів слід звертати увагу на те, щоб не пошкодити існуючу арматуру ремонтної конструкції. Висвердлені отвори потрібно почистити від пилу методом висмоктування (пилососом). Часто застосовуване обдування конструкції стиснутим повітрям може призвести до закриття тріщин. В залежності від типу тріщини і виду ін'єкційного матеріалу тріщину закриваємо поверхнево або залишаємо відкритою. Поверхнєве закриття здійснюємо епоксидною шпатлівкою або полімерно-цементною, щоб уникнути втрат ін'єктора під час його заpresовки під тиском [5].

Технологія посилення несних залізобетонних конструкцій композитними матеріалами.



Рис. 3. Тріщини в монолітних залізобетонних балках та плитах перекриття та покриття і порядок склеювання тріщин

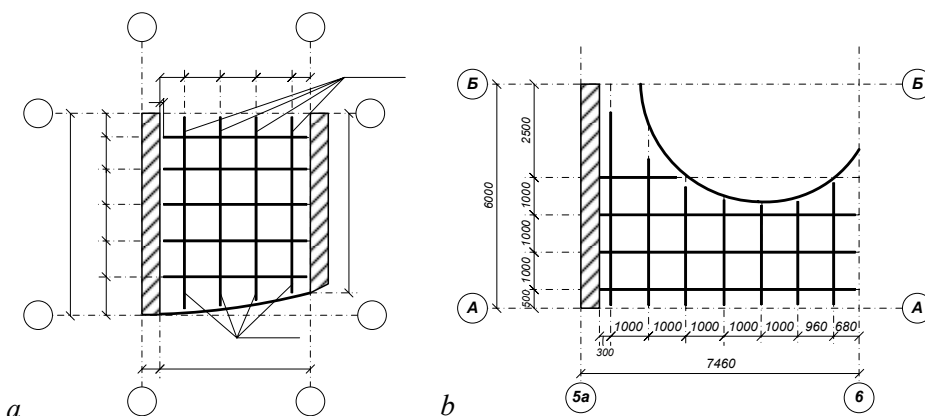


Рис. 4. Схеми розташування посилення плит перекриття а та покриття б басейну композитними стрічками S&P CFK – Lamellen Sheet готелю "Прикарпаття" у м. Трускавець

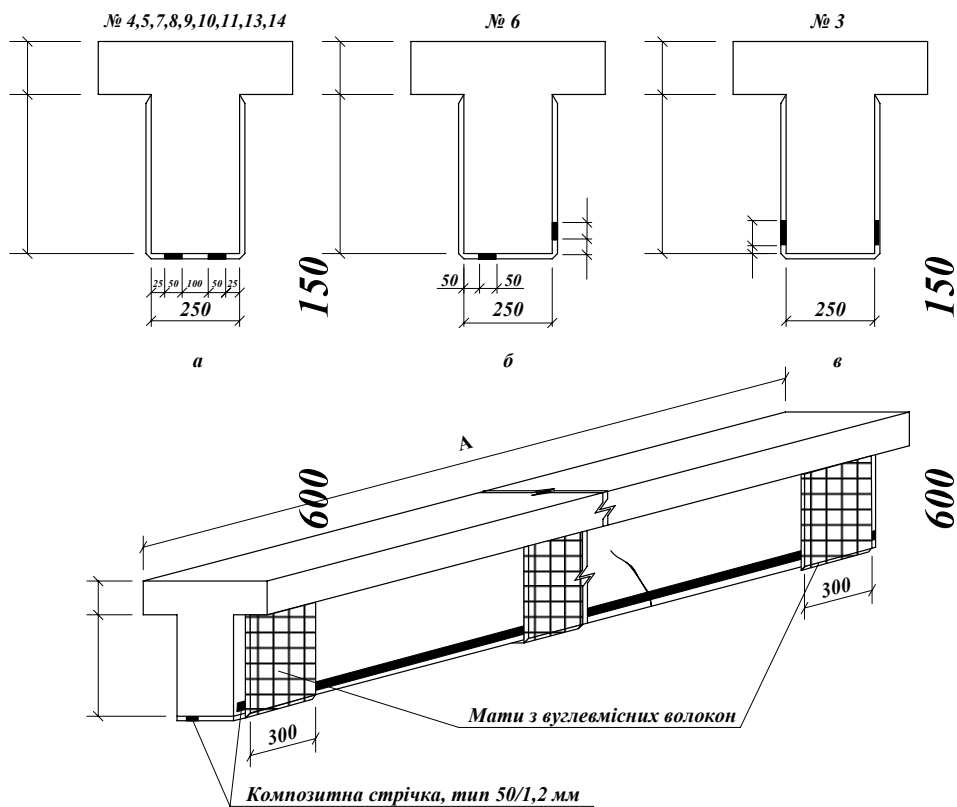


Рис. 5. Схема влаштування посилення композитними стрічками S&P CFK – Lamellen Sheet

Для посилення використовувалися композитні стрічки на основі епоксидних смол з вуглеводневими волокнами типу S&P CFK-Lamellen 120/1,4 мм (150/2000) та типу S&P CFK-Lamellen 100/1,4 мм (150/2000), які фіксувалися на двокомпонентному епоксидному клею Resin 220. При посиленні балок кінці стрічок анкерувалися за допомогою композитних матів із вуглецевого волокна S&P C Sheet 240 (200 г/м²) за допомогою епоксидного клею Resin 55 (рис. 4, 5) [5].

Паралельно з дослідженнями загального стану конструкцій будівлі басейну виконувалися заміри по визначенню внутрішньої і зовнішньої зволоженості та засоленості залізобетонних стін та перекриття за методикою, яка описана в [11]. За результатами вимірювання було встановлено середнє значення зволоженості $W=8,6\% < 10\%$. Тому для ремонтно-відновлювальних робіт використовували ін'єкційний метод запресовування матеріалів під тиском (виконання гідроізоляції та ремонт тріщин) (рис. 3). Технологія проведення ремонтних робіт (підготовка поверхні стін в зоні влаштування шпурів, встановлення анкерів, робота з пістолета для ін'єкцій, заповнення шпурів ремонтним матеріалом та посилення вуглецевими стрічками ригелів та конструкцій перекриття) детально описано авторами в [6].

Висновки

1. Із наведеного аналізу результатів досліджень різних об'єктів, зокрема готелю „Дністер” та басейну готелю „Прикарпаття” ми бачимо, що, не дивлячись на незначний термін експлуатації, допущені помилки при проектуванні, дефекти будівництва та недоліки експлуатації призводять до необхідності проведення капітальних ремонтів, що у свою чергу спричиняє значні фінансові витрати.

2. Ремонт об'єктів, що описані в даній роботі, пов'язаний з певними технічними труднощами (особливо якщо відсутня виконавча технічна документація), бо з початку проектування немає ясності з багатьох питань, наприклад: яке має бути армування залізобетонних конструкцій, як були виконані технологічні перерви при бетонуванні, який клас бетону і ін.
3. Отже, запропоновані ремонтні системи і матеріали, апробовано авторами на багатьох об'єктах, де в подібних випадках одержано добрий результат. Зокрема, басейн готелю „Прикарпаття”, зданий в експлуатацію 05.08.2006 р., в якому на даний час результати візуальних спостережень показують, що відсутні будь-які наявні дефекти (мікротріщини) в зонах посилення несних залізобетонних конструкцій. Отже, можна стверджувати, що правильне застосування композитних матеріалів при посиленні несних залізобетонних конструкцій дає добрий прогнозований результат.

Література

1. Іваник І.Г., Віхоть С., Попович Б.С. Дослідження монолітних конструкцій готелю “Дністер” у м. Львові / Зб. наук. пр. Діагностика, довговічність та реконструкція мостів та будівельних конструкцій. Львів: Каменяр, 2008. – Вип.10. – С. 35-41.
2. Звіт на тему “Розробка проектно-технологічних рішень з посилення і реконструкції будівлі туристично-готельного комплексу “Дністер”(конструктивно-будівельна частина)” Львів: НДЛ-19, НУ “Львівська політехніка”. – 2006. – 45 с.
3. Дорошкевич Л.О., Максимович С.Б., Максимович Б.Ю. Аналіз причин аварійного стану залізобетонних ригелів рам готелю «Дністер» в м. Львові // Проблеми теорії і практики будівництва. – т.4. – ДУ «ЛП», 1997. – С. 34-39.
4. Дорошкевич Л.О., Максимович С.Б., Максимович Б.Ю. Аналіз причин аварійного стану залізобетонних двоконсольних ригелів рам будинку готелю // Будівельні конструкції. – вип. 51. – К.:НДІБК, 1999. – С. 95-102.
5. Лучко И.И., Иваник И.Г., Назаревич Б.Л., Бартосик Т. Капитальный ремонт бассейна гостиницы „Rixos” расположенной в г. Трускавец, Львовской обл. / Materiały konferencji naukowej "Trwałość i skuteczność napraw obiektów budowlanych". Poznań, 27-28 listopada 2006. – S.20
6. Лучко Й.Й., Парнета Б.З. Дослідження конструкцій готелю “Прикарпаття” та пропозиції відновлення експлуатаційних характеристик споруди. Зб. наук. пр. Діагностика, довговічність та реконструкція мостів та будівельних конструкцій. Львів: Каменяр, 2006. – Вип. 8. – С. 59-69.
7. Звіт на тему “Обстеження конструкцій басейну будівлі готелю “Прикарпаття” в м. Трускавець і розробка технічної документації на предмет подальшої безпечної експлуатації”. Львів: НДЛ-19, НУ “Львівська політехніка” – 2006. – 230 с.
8. Методика обстеження залізобетонних конструкцій, зб. вип. 21. НДІЗБ. М.: Стройиздат, 1975. – С. 5-34.
9. Іваник І.Г., Каганов В.О. Назаревич Б.Л. Досвід підвищення надійності експлуатації гідротехнічної споруди на прикладі капітального ремонту басейна. /Зб.наук.праць „Шляхи підвищення надійності проектування, будівництва та експлуатації гідротехнічних споруд меліорації”. Матеріали VI науково-практичного семінару. Київ, 2007. – С. 181–192.
10. СНиП 2.03.01-84 Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. М.: Стройиздат, 1985 г.
11. Парнета Б.З., Лучко Й.Й. результати експериментальних досліджень зволоженості бетонних стін// Дороги і мости. – Київ. – 2006. – Вип. 6. – С. 267–277.