

І.А. Карпюк, доц., канд. техн. наук, **В.М. Карпюк**, проф., д-р техн. наук, **А.І. Костюк**, доц., канд. техн. наук, **Р.В. Глібоцький**, асп., **О.О. Постернак**, доц., канд. техн. наук
Одеська державна академія будівництва та архітектури, м. Одеса, Україна
e-mail: irina.carpyuk@gmail.com, v.karpiuk@ukr.net, isi@ogasa.org.ua,
romich.gl@gmail.com, alex.bk@ukr.net

Несуча здатність доведених до граничного стану (ULS) пошкоджених бетонних балок з BFRP, підсилених фіброармованими пластиками (CFRP)

В статті представлені результати випробування доведених у попередніх дослідженнях до граничного (ULS) стану бетонних балок з BFRP, підсилених вуглепластиковими полотнами (CFRP) у нижніх розтягнутих зонах і вуглепластиковими сорочками на припорних ділянках.

Несучу здатність доведених до граничного стану (ULS) припорних ділянок балкових конструкцій, підсилених матеріалами FRP, слід визначати, у першу чергу, на дію згинального моменту за критичною похилою тріщиною.

розрахунок, пошкоджені бетонні конструкції, базальтопластикова арматура, підсилення, зовнішній фібропластик, перша група граничних станів, малоциклове ступенево зростаюче навантаження, згинальний момент, поперечна сила

Постановка проблеми. У процесі експлуатації, в тому числі під час бойових дій виникає необхідність відновлення або підсилення несучої будівельних конструкцій арматури і бетону чи передчасного руйнування, так із-за потреби підвищення експлуатаційних навантажень на них, сейсмостійкості будівлі чи споруди тощо.

Відомі способи підсилення за рахунок збільшення перерізів конструкцій шляхом приєднання до них додаткових елементів, бетонних або розчинних сорочок, використання затяжок і створення в них попереднього напруження [1], а також приєднання металевих пластин у зонах максимальних розтягуючих напружень мають суттєві недоліки: велику вагу конструкцій підсилення, трудомісткість виготовлення пристроїв, неможливість у деяких випадках підсилення складних поверхонь та ін.

Досить ефективним виявилось підсилення будівельних конструкцій композитними матеріалами, армованими вуглецевими, арамідними, поліефірними і скляними волокнами. Безперечними їхніми перевагами являються: висока міцність, стійкість до агресивних впливів оточуючого середовища, легкість повтореннялюбих форм конструкції, невелика трудомісткість здійснення підсилення на будівельному майданчику.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. У роботі [2] відзначено, що основною проблемою підсилення конструкцій вуглепластиком є його відшарування від поверхні бетону внаслідок низької якості її підготовки. Проведене дослідження спрямоване на експериментальну оцінку ефективності підсилення вуглепластиком у канавках тринадцяти залізобетонних балок. Відзначається, що виконане підсилення значно покращило несучу здатність балок на згин (до 95% при використанні канавок прямокутної форми 10x10x10 мм). Проте, у цій роботі не вказана ефективність вказаного підсилення пошкоджених наскрізними нормальними та похилими тріщинами

залізобетонного елемента, доведеного до руйнування у попередніх дослідженнях без його підсилення. Окрім того, ніяких пропозицій щодо розрахунку таких конструкцій в ній не наведено.

У роботі [3] досліджували вплив підвищеної температури та анкерних канавок на зсувні характеристики залізобетонних балок, підсиленних композитами із вуглепластику. Відзначається, що суттєве відновлення структурних характеристик значно пошкоджених теплом конструкційних бетонних елементів стає можливим з використанням композиційних матеріалів, армованих вуглецевим волокном (CFRP). Мета виконаних досліджень полягала у визначенні внеску смуг вуглепластику в міцність на зсув бетонного елемента до і після впливу підвищеної температури. Демонструючи видатні структурні характеристики зі значними підвищеннями граничної міцності, граничного прогину, жорсткості та ударної в'язкості, результати виконаних досліджень показують, що смуги вуглепластику можуть ефективно використовуватися у якості зовнішньої арматури на зсув у залізобетонних балках, що піддаються впливу підвищених температур. Авторами статті запропонована емпірична модель для прогнозування рівня пошкоджень та міцності на зсув нагрітих пошкоджених залізобетонних балок, армованих зовнішньою композитною вуглепластиковою арматурою, з урахуванням впливу кількості смуг, приклеєних методом канавки, та рівня підвищеної температури. Разом з тим, у даній роботі не розглядалося підсилення пошкоджених наскрізними силовими тріщинами залізобетонних елементів та відповідний його розрахунок.

У праці [4] описана поведінка залізобетонних балок, пошкоджених нагріванням і підсиленних смугами CFRP, розташованими у канавах. Двадцять залізобетонних балок (150x200x1100 мм) були виготовлені і витримані на протязі 28 діб у вологій мішковині. Потім частину балок нагрівали і витримували на протязі двох годин при температурі 250, 500 і 750 °C з використанням електричної печі. Іншу частину балок витримували у лабораторії при температурі 23 °C. Мета виконаних досліджень полягала у тому, щоб оцінити внесок смуг вуглепластику в міцність балок на згин, а також оцінити ефективність їх використання у якості основної або додаткової арматури на згин до і після впливу підвищеної температури. Окрім того, відстежували і систематизували режим розтріскування та руйнування балок. Неушкоджені і підсилені пошкоджені, а потім зміцнені вуглепластиком балки показали підвищену граничну міцність, граничний прогин, жорсткість та ударну в'язкість порівняно з контрольними балками. Зміцнення поздовжнього армування балок вуглепластиком за допомогою поперечних канавок запобігало відшаруванню ламелей (поздовжніх смуг вуглепластику) і сприяло руйнуванню балок за нормальними перерізами. Встановлено, що підвищення температури більше 500 °C виражено знижує – несучу здатність на згин, сприяє утворенню надмірних тріщин у бетоні без його сколювання. Своїх пропозицій по урахуванню впливу підвищених температур на несучу здатність звичайних та підсиленних ламелями залізобетонних балок та проектуванню вказаного підсилення.

У роботі [5] розглядається поведінка легких залізобетонних балок, підсиленних зовні листами вуглепластику і виготовлених з конструкційного легкого бетону (LWC). П'ятнадцять дослідних балок ALWC були розділені на три серії залежно від коефіцієнта їхнього армування та посилення листами вуглепластику зовні балок. Тестовими змінними були: коефіцієнти ефективного армування, кількість шарів вуглепластику та відсоток поперечного навантаження. Усі балки були випробувані на згин за чотириточковою схемою. Результати експериментів показали, що лист вуглепластику значно збільшує граничну несучу здатність попередньо навантажених та ненавантажених підсиленних зразків – балок від 28 до 102 % порівняно з непідсиленим

контрольним зразком. Граничну несучу здатність прогнозували з використанням різних стандартів проектування і порівнювали з експериментальними даними. Порівняння показало, що чинні стандарти завищують несучу здатність на згин зразків ALWC, підсилених вуглепластиковими листами. Проте, в даній роботі не наведена використана методика розрахунку підсилених елементів та не зроблені пропозиції щодо її вдосконалення.

У праці [6] описане експериментальне дослідження несучої здатності бетонних балок зі склопластиковою арматурою, підсилених зовні вуглепластиковими листами. Авторами було випробувано 18 балок завдовжки 2,4 м прямокутного перерізу 300x200 мм зі склопластиковою внутрішньою арматурою у вигляді прямолінійних стержнів та зовнішніми вуглепластиковими листами у вигляді скоб. У цьому дослідженні використовували три типи бетону: на звичайному портландцементі (ОПС); бетон, армований полімерним волокном (FRC) та геополімерний бетон (GPC). Шість балок, по дві для кожного типу бетону, були розділені як контрольні, а решта дванадцять були підсилені за допомогою U - подібних листів EB-CFRP. Листи вуглепластика розташовували зверху та між внутрішньою поперечною арматурою. Результати досліджень показали, що GFRP є спроможним армуванням для балок типу ОПС, GPC і FRC. А використання EB-CFRP є підходящим методом підсилення таких композитних систем. Приріст міцності на зсув в балках з EB – вуглепластиковим підсиленням у місці розташування внутрішніх хомутів був на 5-10 % меншим порівняно з іншим розташуванням. Проте, конкретних пропозицій щодо розрахунку за значного підсилення балочних конструкцій у роботі не наведено.

У роботі [7] представлені результати досліджень несучої здатності фібробетонних балок зі сталеву арматурою (SFRC), підсилених вуглепластиком (CFRP) з використанням різноманітних технологій, на зсув. Підсилення балок зовні здійснюється вуглепластиковим полотном (EBP), а також зовнішньою арматурою в канавках (EBROG). Шістнадцять бетонних балок шириною 110 мм, висотою 150 мм та довжиною 1300 мм були випробувані для оцінки впливу сталеві фібри та оцінки впливу методів нарізки канавок з точки зору покращення несучої здатності балок з SFRC, підсилених вуглепластиком. Балки були запроектовані так, щоби руйнування відбувалося за похилими перерізами. Використовували п'ять об'ємних часток сталеві фібри: 0,0; 0,8 % 1,5 % 1,5 % та 2,0 %. Балки випробовували за чотириточковою схемою навантаження з двома значеннями зсувного прольоту зрізу в долях до робочої висоти перерізу (a/d): 2,20 та 2,85). Результати випробувань показали, що міцність на зсув і пластичність руйнування збільшуються зі збільшенням об'ємної частки волокон, а несуча здатність балок з фібробетону збільшилася на 33-68 % порівняно з несучою здатністю контрольної балки без сталеві фібри. Окрім того, з використанням листів вуглепластика підвищується міцність та жорсткість випробуваних зразків балок. Збільшення несучої здатності балок із СФБ, підсиленої вуглепластиковим листом за методом EBR, склало 79 %, а методом EBROG - 89-110 % порівняно з контрольними зразками – балками. Відзначається вплив форми канавок на несучу здатність балок та характер їх руйнування. Проте, конкретних пропозицій щодо розрахунку зазначеного підсилення балочних конструкцій у роботі не представлено.

У праці [8] розглядається двонаправлена U – подібна система кріплення листів вуглепластику при підсиленні таврових залізобетонних балок. Експериментально встановлено, що зовнішнє армування полімерним волокном (FRP) є ефективним методом підсилення залізобетонних балок. У цьому дослідженні були виготовлені п'ять залізобетонних таврових балок, одна з яких являлась контрольним зразком. Решту чотири балки підсилили одним листом вуглепластика. Одна з них була

випробувана без анкерування, тоді як на трьох інших балках лист вуглепластика був заанкерений трьома двонаправленими U – подібними обгортками зі склопластику під кутом $\pm 45^\circ$. Експериментальна частина досліджень дозволила зробити висновок про те, що три підсилені вуглепластиком балки з анкерними пристроями показали збільшення міцності на вигин порівняно з балкою без анкерування кінців листа вуглепластика. Окрім того, балки з анкерними пристроями на кінцях листів вуглепластика показали майже однакову несучу здатність. При цьому, анкерування вуглепластику за допомогою U - подібних склопластикових накладок під кутом $\pm 45^\circ$ є більш ефективним. Проте, автори не дали відповіді: чи спрацює запропонована ними система підсилення пошкоджених силовими тріщинами або температурними впливами вказаних залізобетонних балок.

У роботі [9] розглянуті питання ремонту та підсилення матеріалів бетонних балок з використанням різних конфігурацій вуглепластикових ламінатів. Авторами було виготовлено дванадцять балок (1200x200x120 мм). Перші десять балок були піддані попередньому навантаженню на різних рівнях (45, 60, 70, 80 і 100 %) від руйнуючого навантаження контрольної балки. Попередньо навантаженні балки були відремонтовані двома різними способами з використанням листа вуглепластика U – подібної та W – подібної форми, а потім знову випробувані до повної відмови за чотириточковою схемою навантаження. Результати показали, що попереднє навантаження (а, отже, отримані пошкодження) на високих рівнях мало вплив на несучу здатність бетонних балок з дефіцитом зсуву, а з іншого боку, приклеєні листи вуглепластика допомогли відновити і, навіть, збільшити граничну несучу здатність більшості балок. Представлені експериментальні результати доводять, що ремонт раніше пошкоджених балок допомагає їм не тільки відновитися, а й значно збільшити їхню здатність чинити опір передчасному руйнуванню при зсуві. Проте, у представленій роботі відсутні дані про отримані на попередньому етапі пошкодження та характер руйнування, а також методи розрахунку та проектування підсилених елементів.

Автори [10] розглянули несучу здатність та деформативність високоміцних залізобетонних балок прямокутного поперечного перерізу, пошкоджених вогнем у зонах розтягу і стиску та відремонтованих вуглепластиковими листами. Основною метою даного дослідження було визначення залишкової міцності на згин високоміцних вільно обпертих залізобетонних балок після впливу на розтягнуті та стиснуті зони вогню, інтервалу дії вогню, а також ефект підсилення з використанням вуглепластикових ламінатів, армованих вуглецевим волокном. Десять вільно обпертих високоміцних залізобетонних балок завдовжки 2000 мм, шириною поперечного перерізу 200 мм та висотою 250 мм були випробувані до руйнування після дії стандартного вогню ISO-834 або ASTM E-119 протягом 45, 90, 120 хв та підсилення листами вуглепластику. Балки були поділені на три групи. Серію з дев'яти балок піддавали стандартному впливу вогню з різним часом на додаток до контрольних балок. Після цього армований вуглецевим волокном полімер на стелі був використаний для підсилення трьох пошкоджених вогнем балок. При цьому, впливу вогню зазнавали стислі грані трьох вказаних балок. За результатами випробувань усі зразки зруйнувалися на згин. Балка, піддана вогню на протязі двох годин, втратила 12 % свої міцності без обвалення, хоча прогин балки був майже такими ж, як і у контрольної балки. Відзначено, що використання EB-CFRP для підсилення пошкоджених вогнем балок достатньо, щоб відновити більшу частину втраченої жорсткості. Балка, піддана випалюванню протягом двох годин, мала 35 % зниження граничного навантаження. Поведінка дослідних зразків – балок, пошкоджених вогнем виявилася передбачуваною

при використанні простого аналізу плоских перерізів та застосуванні методу ізотерми при 500 °С, викладених у EN-1992-1-2(2004). Проте, у роботі нічого не сказано про те, що під впливом вогню відбувається розрихлення та зниження міцності бетону, а також про те, що у таких умовах потрібно вживати додаткових конструктивних заходів для забезпечення належного анкерування вуглепластикових ламінатів на приопорних ділянках підсилюваних балкових залізобетонних елементів.

Автори [11] представили результати експериментального дослідження несучої здатності залізобетонних балок без поперечної сталеві арматури, підсилені композиційними матеріалами. Особливістю випробувань є те, що підсилення балок здійснювалося під дією навантаження. Програма досліджень передбачала випробування серії пробних балок розмірами 2100x200x100 мм, до якої входив контрольний зразок і три балки, підсилені системою FRCM. Система FRCM складалася з двох компонентів: мінерального розчину на основі модифікованого цементу Ruredil X Mesh M750 та армуючої сітки з волокон Ruredil X Mesh Cold (Італія). Дослідження зразків-балок виконували з відносним прольотом зрізу (зсуву) $a/h=2$. Рівні попереднього навантаження складали 0,0; 0,3; 0,5 від величини поперечної сили, при якій непідсилені контрольні балки руйнувалися за похилим перерізом від зсуву. Було встановлено, що під час зміцнення конструкції похилого перерізу балок слід враховувати існуючий рівень навантаження: посилювальний ефект системи зміцнення Ruredil X Mesh Cold зменшувався в 2,8-2,9 разів при підвищенні існуючого рівня навантаження від 0 до 50 % від величини вказаної вище поперечної сили. Очевидно, отриманий результат свідчить про суттєвий перерозподіл внутрішніх сил в балках і перехід від можливого руйнування непошкоджених балок за нормальними перерізами до руйнування за похилими перерізами пошкоджених тріщинами хоча і підсилені балок.

Аналіз літературних джерел показує, що основні нормативні документи і рекомендації з розрахунку конструкцій з FRP розроблені у США, Канаді, Японії, Великобританії, Італії на протязі останніх 25 років на основі норм з розрахунку і проектування залізобетонних конструкцій зі сталеві арматурою. В Україні та Росії підготовлені, відповідно, Настанова [12] та додаток Л до СП [13], які розглядаються як проекти майбутніх нормативних документів.

У більшій степені опрацьовані питання нормування вимог до скло-, органо- та вуглепластикові арматури. Застосування базальтопластикові арматури (BFRP) недостатньо унормовано.

На основі аналізу апріорної інформації про результати досліджень хімічної стійкості, фізико-механічних властивостей та практики застосування FRP очевидно є доцільність використання BFRP у цивільному та дорожньому будівництві для гідротехнічних споруд, у хімічній промисловості, а також для медичних і воєнних об'єктів, до яких пред'являються особливі вимоги.

Агресивні умови експлуатації, незаплановане збільшення навантаження, форс-мажорні обставини, воєнні дії дуже часто призводять до часткової або повної втрати несучої здатності бетонних конструкцій з FRP, яка супроводжується надмірною шириною розкриття тріщин, деформативністю, зниженням міцнісних властивостей матеріалів тощо. Проте, аналіз останніх публікацій показав, що ні національні норми проектування, ні відомі авторські методики не містять в собі чітких вказівок по розрахунку сумісної роботи пошкоджених бетонних балкових конструкцій з FRP або залізобетонних елементів, доведених під час попередньої експлуатації до граничного стану (ULS) або руйнування, з композитними матеріалами підсилення. Тому проведення експериментально-теоретичних досліджень по вивченню несучої здатності,

деформативності та тріщиностійкості системи «Пошкоджена бетонна балка зі сталеву або неметалевою композитною арматурою – композитні матеріали її підсилення» та розробка відповідної методики розрахунку являється важливим і актуальним.

Порівняння опублікованих дослідних даних з результатами розрахунків несучої здатності як цілих, так і пошкоджених бетонних балкових конструкцій зі сталеву і неметалевою композитною арматурою, підсиленних вуглепластиковими обоями, за наявними рекомендаціями показало незадовільну їх збіжність. При цьому, публікацій по підсиленню доведених до граничного стану (ULS) або зруйнованих бетонних конструкцій з FRP композитними матеріалами та проектуванню такого підсилення у доступній авторам літературі не знайдено за виключенням [14].

Постановка завдання. Мета роботи полягає в експериментально-теоретичному вивченні несучої здатності пошкоджених у попередніх дослідженнях [15] і доведених до руйнування бетонних балок з BFRP, підсиленних вуглепластиковим полотном у нижній розтягнутій зоні та вуглепластиковими сорочками на приопорних ділянках за дії малоциклового знакоповторного поперечного навантаження високих рівнів з розробкою вихідних даних до фізичної моделі методики розрахунку міцності їхніх нормальних і похилих перерізів.

Завдання досліджень:

- підготувати поверхні пошкоджених наскрізними силовими тріщинами і доведених до руйнування за похилих тріщинами бетонних балок з BFRP [15] та здійснити їх підсилення вуглепластиковим полотном Sika®Wrap®-230C (CFRP) з використанням двокомпонентної смоли Sikadur-300 у нижніх розтягнутих зонах та на зруйнованих пропорних ділянках за встановленою технологією;

- виконати експериментальні дослідження несучої здатності підсиленних вуглепластиковим полотном (CFRP) раніше пошкоджених наскрізними нормальними і похилими тріщинами бетонних балок з BFRP за дії малоциклового знакоповторного ступенево зростаючого поперечного навантаження аж до їх руйнування:

- встановити характер деформування, тріщиноутворення та руйнування дослідних елементів і запропонувати експериментально-статистичні залежності несучої здатності підсиленних вуглепластиком (CFRP) нормальних і похилих перерізів доведених до руйнування бетонних балок з BFRP;

- оцінити вплив конструктивних чинників на несучу здатність пошкоджених базальтобетонних балок, підсиленних вуглепластиком, та розробити вихідні дані до фізичної моделі несучої здатності їхніх нормальних і похилих перерізів.

Методика проведених експериментів та обладнання.

Методика випробування непошкоджених бетонних балок з BFRP та їх конструкція представлена в [15].

Для досягнення поставленої мети раніше були реалізовані дві серії натурних дослідів [15] з однопрогінними балками, армованими BFRP, за дії статичного малоциклового повторного навантаження високих рівнів згідно держбюджетних тем 0108U000559, 0121U114597 з використанням ротатабельного плану-експерименту Бокса-Бенкіна В₃. У цих перших двох серіях у якості дослідних обрані наступні фактори (конструктивні чинники), які змінювалися на трьох рівнях (табл. 1): X_1 – відносний проліт зрізу або зсуву (віддаль від опори до зосередженої сили), $a/h_0 = 1, 2, 3$ при $h_0 = d = 175$ мм; X_2 – клас бетону С, МПа: С16/20, С30/35, С40/50; X_3 – коефіцієнт поперечного армування непошкоджених базальтобетонних балок ρ_{fw} (АКБ-800): 0,0029; 0,0065; 0,0115. Коефіцієнти верхнього і нижнього поздовжнього армування $\rho_{fl} = \rho'_{fl} = 0,0176$ з розрахунковими прольотами $L_0 = 9h_0 = 1575$ мм і шириною

$b = 100$ мм.

У першій серії дослідів непошкоджені балки були випробувані на дію ступенево зростаючого одноразового статичного (І. Karpiuk, А. Tselikova), а у другій – малоциклового повторного навантаження (І. Karpiuk, А. Khudobych).

Оскільки реальний коефіцієнт робочого армування $\rho_{fl} = 0,0176$ перевищував граничне значення $\rho_{fb} = 0,041$ $\rho_{fb} = 0,0041$; $0,0056$; $0,0085$ для трьох використаних названих класів бетону (С16/20, С30/35, С40/50), то руйнування дослідних зразків – балок відбувалося не по розтягнутій базальтопластиковій арматурі, а по стиснутій зоні бетону. Ураховуючи те, що поперечні стержні BFRP із-за високої деформативності спроможні були сприймати напруження $\sigma_{fw} = 0,1f_{fk}$ у балках з великими ($a/d=3$) прольотами зсуву і $\sigma_{fw} = 0,15f_{fk}$ у зразках із середнім ($a/d=2$) прольотами зсуву, то їх руйнування відбулося від роздроблення або зсуву стиснутої зони над вершиною небезпечної похилої тріщини (рис. 1) з надмірним їх розкриттям при навантаженнях, що перевищували експлуатаційний рівень ($\eta \geq 0,65F_{ult}$). Повна картина тріщиноутворення, деформування і дані руйнування балок з BFRP представлені в [15].

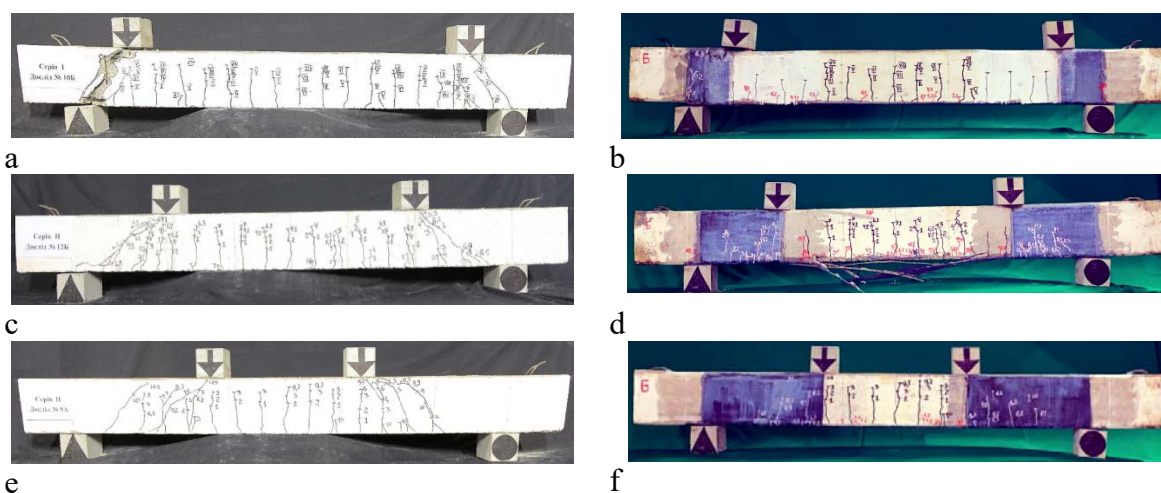


Рисунок 1 – Характер тріщиноутворення та руйнування бетонних балок з BFRP до (а, с, е) і після (b, d, f) їх підсилення вуглепластиковим полотном у нижній розтягнутій зоні та на приопорних ділянках з малим, середнім та великим прольотами зсуву

Джерело: розроблено авторами

Пошкоджені після випробувань бетонні балки з BFRP були підсилені (рис. 1) знизу у розтягнутій зоні на всю їхню довжину (1575 мм) і ширину ($b=100$ мм) та на приопорних ділянках у вигляді замкнутих сорочок довжиною, відповідно, 150, 300 і 450 мм вуглепластиковим полотном Sika®Wrap®-230C, приклеєного двокомпонентною смолою Sikadur-300 за встановленою технологією [16] з попередньою підготовкою поверхні дослідних зразків – балок і використанням дрібнозернистих полімерцементних ремонтних сумішей для зароблення вибоїн, каверн і надмірно розкритих тріщин.

Після повної полімеризації двокомпонентної смоли раніше пошкоджені, а потім підсилені вуглепластиком бетонні балки з базальтопластиковою арматурою повторно були випробувані на дію ступенево зростаючого знакопостійного малоциклового поперечного навантаження до руйнування. Кількість повторних навантажень на даній ступені, як правило, не перевищувала 10 і зростала до тих пір, поки не наставала

стабілізація деформацій у бетоні, елементах підсилення та балках, вцілому. На завершальному етапі випробувань за нестабілізованих деформацій підсиленних балок знімали з них вимірювальні прилади і доводили їх до руйнування.

Руйнування дослідних підсиленних базальтобетонних балок з великими ($a/d=3$) і середніми ($a/d=2$) прольотами зсуву відповідало напружено-деформованому стану майже збалансованого нормального поперечного перерізу, який характеризувався досягненням у зовнішньому вуглепластиковому шарі підсилення CFRP критичних деформацій і напружень розриву, а у стиснутій зоні бетону – закритичних (на низпадній ділянці діаграми « $\sigma_c - \varepsilon_c$ ») деформацій і напружень. Зазначене руйнування дослідних балок з великими і середніми прольотами зсуву починалося з розриву зовнішньої арматури CFRP і супроводжувалося різким підвищенням напружень у розтягнутій базальтопластиковій арматурі BFRP, розтріскуванням та розшаруванням захисного шару бетону і надмірним неконтрольованим збільшенням прогинів.

Руйнування балок з малими ($a/d=1$) прольотами зсуву супроводжувалося подальшим розкриттям раніше утворених похилих тріщин і розривом замкнених вуглепластикових сорочок на бічних гранях їхніх припорних ділянок та різким збільшенням прогинів, зумовлених, насамперед, деформаціями взаємного зсуву окремих частин дослідних зразків (рис. 1)

Результат і дискусії

Несуча здатність нормальних і похилих перерізів дослідних зразків-балок

Основні параметри несучої здатності дослідних елементів представлені в табл.1

Таблиця 1 – План експерименту, несуча здатність та характер руйнування еталонних базальтобетонних і підсиленних вуглепластиком (CFRP) пошкоджених балок з BFRP.

№ досліду	План експерименту						Несуча здатність нормальних і похилих перерізів підсиленних і еталонних балок							
	В кодіваних змінних			В натуральних значеннях чинників			M_{ult}^{exp} , кНм	\hat{M}_{ult} , кНм (1)	M_{ult}^{calc} , кНм	Відповідно F_{ult}^{appr} , кН	\hat{F}_{ult}^{appr} , кН (2)	\hat{V}_{ult}^{ref} , [15]	Характер руйнування балок	
	X_1	X_2	X_3	a/d	Клас бетону, С, МПа	f_{fw} BFRP-800							Підсиленних	Еталонних (ref)
1	+	+	+	3	C40/50	0,0115	27,53	26,83	26,10	52,2	52,3	31,7	⊥ M	∠ V
2	+	+	—	3	C40/50	0,0029	26,49	26,83	26,10	50,5	48,3	30,3	⊥ M	∠ V
3	+	—	+	3	C16/20	0,0115	23,02	22,03	24,02	43,9	43,5	29,3	⊥ M	∠ V
4	+	—	—	3	C16/20	0,0029	20,82	22,03	24,02	39,7	39,5	27,9	⊥ M	∠ V
5	—	+	+	1	C40/50	0,0115	27,43	26,83	25,00	156,7	152,7	122,7	∠ M	⊥ F
6	—	+	—	1	C40/50	0,0029	25,98	26,83	24,16	148,5	148,7	102,1	∠ M	⊥ F
7	—	—	+	1	C16/20	0,0115	22,39	22,03	22,12	127,8	127,1	77,9	∠ M	⊥ F
8	—	—	—	1	C16/20	0,0029	21,89	22,03	22,51	125,1	123,1	57,3	∠ M	⊥ F
9	+	0	0	3	C30/35	0,0065	25,01	24,43	24,05	47,6	45,9	37,6	⊥ M	∠ V
10	—	0	0	1	C30/35	0,0065	23,81	24,43	23,04	136,1	137,9	97,8	∠ M	∠ V
11	0	+	0	2	C40/50	0,0065	26,82	26,83	26,10	76,6	77,8	58,1	⊥ M	∠ V
12	0	—	0	2	C16/20	0,0065	22,03	22,03	24,02	62,9	60,6	34,5	⊥ M	∠ V
13	0	0	+	2	C30/35	0,0115	25,06	24,43	24,65	71,6	71,2	55,0	⊥ M	∠ V
14	0	0	—	2	C30/35	0,0029	23,80	24,43	24,65	68,0	67,2	44,0	⊥ M	∠ V
15	0	0	0	2	C30/35	0,0065	24,43	24,43	24,65	70,0	69,2	51,8	⊥ M	∠ V
$\sum (y_i - \hat{y}_i)^2$							26,20 кН ² м ²	26,417 кН ² м ²	225,53 кН ²	14756 кН ²	—	—		
$\sigma = \sqrt{\sum (y_i - \hat{y}_i)^2 / 14}$							1,37 кНм	1,374 кНм	4,01 кН	32,47 кН	—	—		
$v = (\sigma / b_0) 100, \%$							5,6 %	5,6	5,8 %	62,7 %	—	—		

Джерело: розроблено авторами

Несуча здатність еталонних базальтобетонних (індекс «ref») і підсиленних

зовнішніми вуглепластиковими (CFRP) волокнами (індекс «ftx») пошкоджених (ULS) балок з BFRP може бути представлена наступними експериментально-статистичними залежностями:

$$\hat{Y}(M_{ftx,ult}^{exp}) = 24,43 + 2,40x_2, \text{ кНм, коефіцієнт варіації } \upsilon = 2,6 \%; \quad (1)$$

$$\hat{Y}\left(\frac{M_{ftx,ult}^{exp}}{bh_0}\right) = 1396 + 137x_2, \text{ кН/м}; \quad (1,a)$$

$$\hat{Y}(F_{ftx,ult}^{appr(eidnos)}) = 69,2 - 46,0x_1 + 8,6x_2 + 2,0x_3 + 22,7x_1^2 - 4,2x_1x_2, \text{ кН, } \upsilon = 2,8 \%; \quad (2)$$

$$\hat{Y}\left(\frac{F_{ftx,ult}^{appr(eidnos)}}{bh_0}\right) = 3,95 - 2,63x_1 + 0,49x_2 + 0,11x_3 + 1,30x_1^2 - 0,24x_1x_2, \text{ МПа}; \quad (2,a)$$

$$\hat{Y}(V_{f_1,ult}^{ref}) = 51,8 - 30,1x_1 + 11,8x_2 + 5,5x_3 + 15,9x_1^2 - 5,5x_2^2 - 2,3x_3^2 - 4,8x_1x_3, \text{ кН, } \upsilon = 5 \% \quad \text{за архівними даними [15].} \quad (3)$$

Коефіцієнт зміцнення пошкоджених (ULS) бетонних балок з BFRP, підсилених одношаровим вуглепластиковим полотном (CFRP) у нижній розтягнутій зоні та вуглепластиковими сорочками на приопорних ділянках $k_{ftx/f}^{amp} = F_{ftx,ult}^{appr} / V_{f_1,ult}^{ref}$ характеризується виразом:

$$\hat{Y}(k_{ftx/f}^{amp}) = 1,35 - 0,05x_1 - 0,12x_2 - 0,06x_3 - 0,04x_1^2 + 0,20x_2^2 + 0,06x_3^2 + 0,18x_1x_2 + 0,06x_1x_3 + 0,04x_2x_3, \upsilon = 5,02 \%. \quad (4)$$

де $M_{ftx,ult}^{exp}$ і $F_{ftx,ult}^{appr}$ – несуча здатність підсилених зовнішнім вуглепластиком (CFRP) нормальних і похилих перерізів пошкоджених силовими тріщинами бетонних балок з BFRP на дію згинального моменту і відповідне йому зовнішнє зосереджене навантаження в кінці прольоту зсуву перед їхнім руйнуванням ($\eta_2 = 0,95F_{ult}$);

$V_{f_1,ult}^{ref}$ – несуча здатність похилих перерізів еталонних бетонних балок серії 1 з BFRP перед руйнуванням їхніх приопорних ділянок.

Аналіз залежності (1) показує, що несуча здатність нормальних перерізів підсилених вуглепластиковим полотном пошкоджених бетонних балок, як і слід було очікувати, залежить тільки від класу використаного бетону при незмінній кількості поздовжньої робочої арматури BFRP: $\rho_{fl} = 0,0176$ (2Ø14 АКБ-800) та фіброармованого пластику у вигляді 1 шару вуглепластикового полотна Sika®Wrap®-230C (CFRP), приклеєного до їхньої поверхні після відповідної підготовки за допомогою двокомпонентної смоли Sikadur®-300 за встановленою технологією.

Зважаючи на суттєве підсилення приопорних ділянок дослідних балок вказаними вуглепластиковими одношаровими сорочками характер напружено-деформованого стану та руйнування дослідних елементів значно змінився порівняно з еталонними балками. Якщо усі еталонні балки зруйнувалися за похилими перерізами внаслідок зсуву або роздроблення бетону над вершинами небезпечних похилих тріщин із-за надлишку поздовжньої робочої арматури BFRP ($\rho_{fl} > \rho_{fb}$ для усіх використаних класів бетону), то після підсилення їхніх приопорних ділянок, особливо значущого в елементах з великими ($a/d=3$) і середніми ($a/d=2$) прольотами зсуву, напружений стан дослідних елементів в зоні «чистого згину» (між двома зовнішніми зосередженими силами) стає майже збалансованим і їхнє руйнування починається з розриву CFRP у нижній розтягнутій зоні, збільшення напружень у робочій BFRP, різкого зменшення висоти стиснутої зони бетону і її (зони) роздроблення. У підсилених залізобетонних

балкових конструкціях аналогічне руйнування, навпаки, починається з текучості нижньої робочої арматури завдяки більшому модулю пружності, а потім супроводжується розривом зовнішнього шару вуглепластика. Усі підсилені балки в граничному стані (ULS) перетворюються в умовні розпірні системи або пологі арки, а фіброармований пластик підсилення і робоча арматура перетворюються у затяжку.

Зважаючи на наявність небезпечних похилих тріщин, за якими, власне, відбувалося попереднє руйнування приопорних ділянок дослідних елементів першої серії, їхня несуча здатність визначається згинальними моментами за вказаними тріщинами відносно центрів ваги верхньої (стиснутої) арматури.

Тому в підсиленіх балках з малими прольотами зсуву ($a/d=1$) несуча здатність похилих перерізів залишається меншою від несучої здатності нормальних перерізів внаслідок відносно невеликого збільшення складових згинального момента, які сприймаються надто короткими вуглепластиковими сорочками на вказаних приопорних ділянках. Руйнування балок з $a/d=1$ починається з подальшого розкриття і розвитку наявних похилих тріщин та розриву вуглепластикових сорочок на їхніх бічних гранях.

Для зручності аналізу і порівняння з руйнуючою поперечною силою еталонних бетонних балок $V_{f_1,ult}^{ref}$ з BFRP несучу здатність $M_{f_{ix,ult}}^{exp}$ підсиленіх вуглепластиком пошкоджених елементів з відомою довжиною прольотів зсуву a привели до руйнуючих зосереджених сил $F_{f_{ix,ult}}^{appr}$: $F_{f_{ix,ult}}^{appr} = M_{f_{ix,ult}}^{exp} / a$, представлених експериментально - статистичною залежністю (2).

Аналіз експериментально - статистичних залежностей (2) і (3) показує, що вони є подібними за побудовою, а отже, однотипними за впливом конструктивних чинників на величину руйнуючих поперечних сил підсиленіх зовнішнім вуглепластиком пошкоджених і еталонних бетонних балок з BFRP. Так, $F_{f_{ix,ult}}^{appr}$ і $V_{f_1,ult}^{ref}$ збільшуються (рис. 2) порівняно зі своїми середніми значеннями 69,2кН і 51,8кН, відповідно:

- зі зменшенням відносного прольоту зсуву від $a/d=3$ до $a/d=1$ на 133 і 116 %;
- зі збільшенням класу бетону від C16/20 до C40/50 на 25 і 46 %;
- зі збільшенням кількості поперечної арматури від $\rho_{fw} = 0,0029$ до $\rho_{fw} = 0,0115$ на 6 і 21 %.

Суттєво взаємодіють між собою перший і другий, а також перший і третій чинники: при одночасному зменшенні a/d і збільшенні класу бетону C та кількості поперечної арматури ρ_{fw} збільшуються, відповідно, значення $F_{f_{ix,ult}}^{appr}$ на 6% і $V_{f_1,ult}^{ref}$ на 9%.

Наявність квадратичних ефектів при всіх дослідних чинниках зі знаками, протилежними прямому їх впливу, свідчить про те, що при подальшому збільшенні їхніх значень за межами варіювання суттєвого подальшого зниження або збільшення зазначених вихідних параметрів не відбудеться і їхня залежність від величини даних чинників носить нелінійний характер у вигляді окремих частин квадратної параболи.

Для того, щоби була можливість порівняти отримані авторами результати з даними інших авторів значення руйнуючих поперечних сил $F_{f_{ix,ult}}^{appr}$ і $V_{f_1,ult}^{ref}$ привели до ефективної площі поперечного перерізу дослідних зразків і отримали залежності (1,a), (2,a), (3).

Ефект від підсилення пошкоджених бетонних балок з BFRP зовнішніми фіброармованими пластиками (CFRP) можна представити коефіцієнтом зміцнення $k_{f_{ix}/f}^{amp}$ з виразу (4) якого видно, що прийнята конструкція підсилення (один шар

вуглепластикового полотна у нижній розтягнутій зоні + одношарові вуглепластикові сорочки на приопорних ділянках) є досить ефективною, оскільки дозволяє не тільки максимально ефективно використовувати її міцнісні властивості, а й змінювати характер руйнування підсиленних елементів (рис. 1).

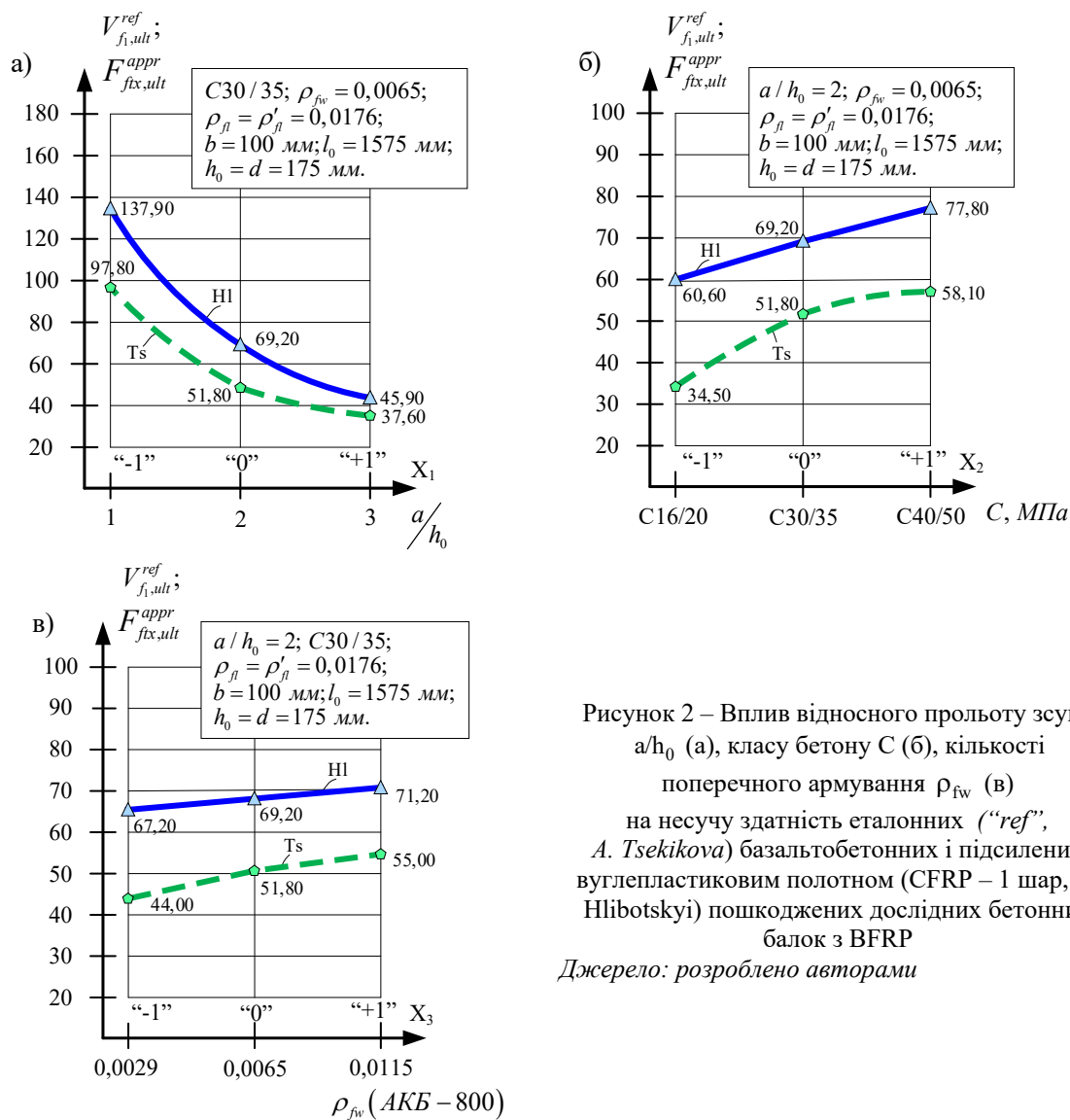


Рисунок 2 – Вплив відносного прольоту зсуву a/h_0 (а), класу бетону C (б), кількості поперечного армування ρ_{fw} (в) на несучу здатність еталонних ("ref", A. Tsekikova) базальтобетонних і підсиленних вуглепластиковим полотном (CFRP – 1 шар, R. Hlibotskyi) пошкоджених дослідних бетонних балок з BFRP
Джерело: розроблено авторами

Із аналізу виразу (4) видно, що прийнята конструкція підсилення еталонних балок дозволила зміцнити їх, в середньому, в 1,35 разів. Як видно із залежності (4), усі дослідні чинники мають нелінійний вплив на величину $k_{f_{x|f}}^{amp}$ (рис. 3). При цьому, найбільший нелінійний вплив (18%) на величину цього коефіцієнта має клас бетону. Окрім того, усі чинники взаємодіють між собою на всьому діапазоні зміни $k_{f_{x|f}}^{amp}$ від 1,26 до 2,08.

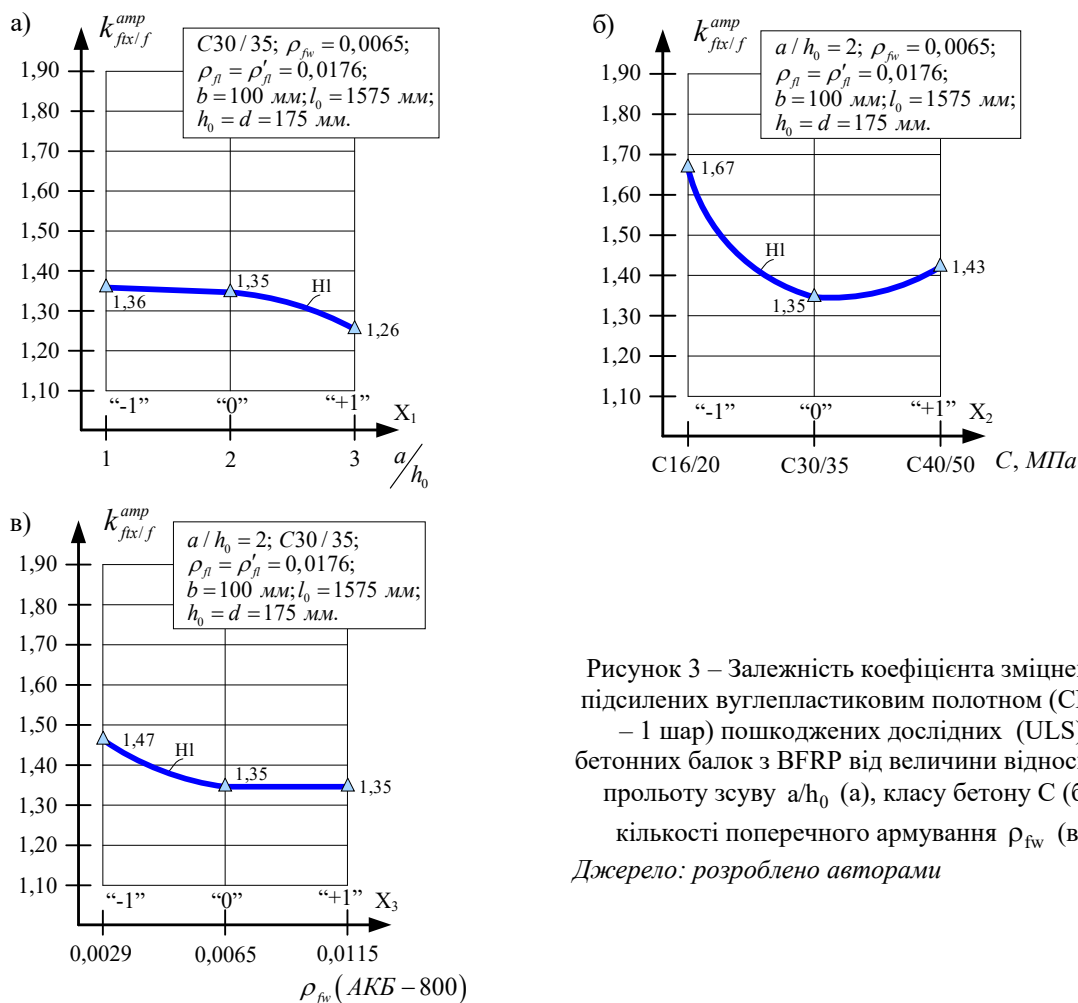


Рисунок 3 – Залежність коефіцієнта зміцнення підсиленних вуглепластиковим полотном (CFRP – 1 шар) пошкоджених дослідних (ULS) бетонних балок з BFRP від величини відносного прольоту зсуву a/h_0 (а), класу бетону C (б), кількості поперечного армування ρ_{fw} (в)

Джерело: розроблено авторами

Висновки.

1. Виконаними експериментально-теоретичними дослідженнями встановлена можливість та доцільність підсилення пошкоджених і доведених до граничного стану (ULS) бетонних конструкцій з BFRP зовнішніми фіброармованими пластиками (CFRP) при дотриманні встановленої технології. При цьому, несуча здатність підсилених вказаним способом бетонних балок з BFRP з наявними силовими пошкодженнями збільшилася до 2,0 разів порівняно з еталонними зразками.

2. Ураховуючи те, що коефіцієнт робочого армування $\rho_{fl} = 0,0176$ перевищував граничне значення $\rho_{fb} = 0,0041 - 0,0085$ для використаних класів бетону, то досягнення граничного стану у непошкоджених (еталонних) зразках — балках відбувалося не по розтягнутій базальтопластиковій арматурі, а по стиснутій зоні бетону над вершиною небезпечної похилої тріщини в елементах з великими ($a/d=3$) і середніми ($a/d=2$) прольотами зсуву або за похилою стислою смугою у балках з малими ($a/d \leq 1$) прольотами зсуву.

3. Руйнування дослідних підсилених базальтобетонних балок з великими ($a/d=3$) і середніми ($a/d=2$) прольотами зсуву відповідало напружено-деформованому стану майже збалансованого нормального перерізу який характеризувався досягненням у зовнішньому фіброармованому пластику (CFRP) граничних деформацій та напружень розриву, а у стиснутій зоні бетону – закритичних (на низпадній ділянці діаграми « $\sigma_c - \varepsilon_c$ ») деформацій та напружень і супроводжувався різким підвищенням напружень

у розтягнутій робочій арматурі BFRP, розтріскуванням та розшаруванням захисного шару бетону і надмірним збільшенням прогинів.

Руйнування балок з малими ($a/d \leq 1$) прольотами зсуву супроводжувалося подальшим розкриттям раніше утворених похилих тріщин і розривом замкнених вуглепластикових сорочок на бічних гранях їхніх приопорних ділянок.

4. Отримані експериментально-статистичні залежності дозволяють об'єктивно оцінити вплив дослідних чинників на основні параметри несучої здатності за першою (ULS) групою граничних станів як зокрема, так і у взаємодії одного з одним. Дані про руйнування дослідних зразків – балок разом з вказаними залежностями утворюють вихідні дані для фізичних і розрахункових моделей зазначених елементів.

5. Несучу здатність підсилених вуглепластиком пошкоджених бетонних балок з BFRP слід визначати тільки на дію згинальних моментів за нормальними перерізами в елементах з великими ($a/d=3$) та середніми ($a/d=2$) прольотами зсуву і за похилими перерізами в балках з малими ($a/d=1$) прольотами зсуву.

Список літератури

1. I. Karpiuk, D. Danilenko, V. Karpiuk, A. Danilenko, T. Lyashenko Bearing capacity of damaged reinforced concrete beams strengthened with metal casing. *Acta Polytechnica*. 2021. 61(6):703–721. <https://ojs.cvut.cz/ojs/index.php/ap/article/view/7020>
2. Mashrei, Mohammed. A., et al. Flexural Strengthening of Reinforced Concrete Beams Using Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP) Sheets with Grooves. *Latin American Journal of Solids and Structures*, 2019, Vol. 16, no. 4, Mar. 27.
3. Rajai Z. Al-Rousan, Impact of elevated temperature and anchored grooves on the shear behavior of reinforced concrete beams strengthened with CFRP composites. *Case Studies in Construction Materials*, 2021, Vol. 14, e00487. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2021.e00487>.
4. Rajai Z. Al-Rousan, Jameel N. Al-Muhiedat, The behavior heated-damaged reinforced concrete beams retrofitted with different CFRP strip length and number of transverse groove. *Case Studies in Construction Materials*, 2022. Vol. 16, e00896. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2022.e00896>
5. Nawaz W., Elchalakani M., Karrech A., Yehia S., Yang B., Youssf O. Flexural behavior of all lightweight reinforced concrete beams externally strengthened with CFRP sheets. *Construction and Building Materials*, 2022, Vol. 327, 126966. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.126966>
6. M Talha Junaid, Abdul Saboor Karzad, Abdalla Elbana, Salah Altoubat, Experimental study on shear response of GFRP reinforced concrete beams strengthened with externally bonded CFRP sheets, *Structures*, 2022, Vol. 35, 1295-1307. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.10.089>
7. Ouda M.A. Mashrei, Shear strength of steel fibrous concrete beams strengthened by CFRP using various techniques. *Structures*, 2022, Vol. 38, 519-535. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.02.027>
8. Hayder A. Rasheed, Mohammed A. Zaki, Andrew S. Foerster, Efficient bidirectional U-wrap system to anchor CFRP sheets bonded to reinforced concrete T-girders. *Structures*, 2022, Vol. 38, 226 – 236. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.02.004>
9. Wildan A. Obaid, Ali K. AL-asadi, Hussain Shaia, Repair and strengthening of concrete beam materials using different CFRP laminates configuration. *Materials Today: Proceedings*, 2022, Vol. 49, Part 7, 2806-2810. <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2021.09.532>
10. Hamza M.Y. Ali, M. Neaz Sheikh, Muhammad N.S. Hadi, Flexural strengthening of RC beams with NSM—GFRP technique incorporating innovative anchoring system. *Structures*, 2022, Vol. 38, 251-264. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.01.088>
11. Blikharskyi Z., Khmil R., and Vegera P., Shear strength of reinforced concrete beams strengthened by P.B.O. fiber mesh under loading, in MATEC Web of Conferences, 2017, vol. 116, <https://doi.org/10.1051/mateconf/201711602006>
12. Government Standards of Ukraine N B V.2.6 – 185:2012 of 1 April 2013 on the design and manufacture of concrete structures with non-metallic composite reinforcement based on basalt and glassware. Kyiv: Ministry of Regional Development, Construction and Housing and Communal Services of Ukraine [online]. 2012. https://dbn.co.ua/load/normativy/dstu/dstu_n_b_v_2_6_185/5—1—0—1173
13. Concrete and reinforced concrete structures. The main provisions. Set of rules: СП63.13330.2012 / ТК 465 “Building” of 01.01.2013 in Building regulations 52-01-2003 – М:2012. [online]. 2013, [accessed (25.10.2019)]. https://jes.utm.md/wp-content/uploads/sites/20/2020/09/JES-2020-3_186-202.pdf

14. K. V. Karpiuk, Yu. Syomina., D. Antonova Calculation Models of the Bearing Capacity of Span Reinforced Concrete Structures Support Zones. *Actual Problems of Engineering Mechanics: Materials Science Forum*, 2019, Vol. 968, 209–226. <https://www.scientific.net/MSF.968.209>
15. Karpiuk V., Tselikova A., Khudobych A., Karpiuk I., Kostyuk A. Study of strength, deformability property and crack resistance of beams with BFRP. *Eastern-European journal of enterprise technologies*. Харків, 2020, Vol. 4/7 (106), 42–53. <http://journals.urau.ua/eejet/article/view/209378/211998>
16. Organization Standard. Reinforcement of reinforced concrete structures with Sika® composite materials. STO13613997-001-2011. Moscow: TsNIIPromzdaniy OJSC, Zika LLC, 2011, 61p.

Irina Karpiuk, Assoc. Prof., PhD tech. sci., **Vasily Karpiuk**, Prof., DSc. **Anatoly Kostyuk**, Assoc. Prof., PhD tech. sci., **Roman Hlibotskyi**, post-graduate, **Oleksandr Posternak**, Assoc. Prof., PhD tech. sci.
Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture, Odessa, Ukraine

Load-bearing Capacity of Bringing to the Boundary Camp (ULS) Low-Density Concrete Beams with BFRP Reinforced with Fiber-reinforced Plastics (CFRP)

The aim of this article is to familiarize with the experimental and theoretical study of the load-bearing capacity of BFRP concrete beams damaged in previous studies and brought to failure, reinforced with carbon-plastic fabric in the lower stretched zone and carbon-plastic jackets in the supporting areas under the action of low-cycle sign-repeated transverse loading of high levels with the development of initial data for the physical model of the methodology for calculating the strength of their normal and inclined sections.

The article presents the results of testing concrete beams reinforced with BFRP, strengthened with carbon fiber reinforced polymer (CFRP) strips in the lower tensile zones and carbon fiber reinforced polymer jackets at support sections, previously tested to ultimate limit state (ULS). The load-carrying capacity of the reinforced FRP support sections of beam structures, brought to the ultimate limit state (ULS), should be determined primarily under the action of bending moment through the critical inclined crack.

The performed experimental and theoretical studies have established the possibility and feasibility of strengthening damaged and brought to the boundary state (ULS) concrete structures with BFRP external fiber-reinforced plastics (CFRP) while observing the established technology. The bearing capacity of CFRP-reinforced damaged concrete beams with BFRP should only be determined for the action of bending moments along normal sections in elements with large ($a/d = 3$) and medium ($a/d = 2$) shear spans and along inclined sections in beams with small ($a/d=1$) shear spans.

calculation, damaged concrete structures, basalt-reinforced plastic reinforcement, reinforcement, external fiber plastic, the first group of limit states, low-cycle gradually increasing load, bending moment, transverse force

Одержано (Received) 15.11.2022

Прорецензовано (Reviewed) 16.12.2022

Прийнято до друку (Approved) 29.12.2022