

ОСОБЛИВОСТІ ДЕФОРМУВАННЯ, РУЙНУВАННЯ ТА РОЗРАХУНКУ ПОШКОДЖЕНИХ БАЗАЛЬТОБЕТОННИХ БАЛОК, ПІДСИЛЕНИХ ВУГЛЕПЛАСТИКОВИМ ПОЛОТНОМ

¹Карпюк І.А., к.т.н., доцент,

irina.carpuyuk@gmail.com, ORCID: 0000—0003—3437—5882

¹Одеська державна академія будівництва та архітектури

вул. Дідріхсона, 4, м. Одеса, 65029, Україна

Анотація. В статті представлені результати випробування доведених у попередніх дослідженнях до граничного (ULS) стану бетонних балок з базальтопластиковою арматурою (BFRP), підсилені вуглепластиковими полотнами (CFRP). Встановлений характер їх деформування, розвитку тріщин та руйнування, яке у балках з великим ($a/d=3$) і середнім ($a/d=2$) прольотами зсуву відповідало напружено — деформованому стану майже збалансованого нормального поперечного перерізу. Воно характеризувалося досягненням у зовнішньому вуглепластиковому шарі підсилення граничних деформацій і напружень розриву, а у стиснутій зоні бетону – закритичних (на низпадній ділянці діаграми « σ_c — ϵ_c ») напружень та деформацій.

Руйнування балок з малими ($a/d=1$) прольотами зсуву супроводжувалось подальшим розкриттям раніше утворених похилих тріщин і розривом замкнених вуглепластикових сорочок на бічних гранях.

Підсилення нормальних перерізів рекомендується проектувати на випадки досягнення характеристичних напружень у розтягнутій стержневій арматурі з наступним розривом зовнішньої арматури ФАП—FRP без і з руйнуванням стиснутої зони бетону.

Методика визначення несучої здатності похилих перерізів непідсилені бетонних балок, армованих НКА—FRP, описана в раніше опублікованих працях авторів.

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

Ключові слова: розрахунок пошкоджених бетонних конструкцій з неметалевою композитною арматурою, підсилені зовнішніми фіброармованими пластиками, за першою групою граничних станів, за дії малоциклового ступеневозростаючого навантаження.

Вступ У процесі експлуатації виникає необхідність відновлення або підсилення несучої здатності бетонних балок з FRP як внаслідок корозії арматури і бетону чи передчасного руйнування, так і з—за потреби підвищення експлуатаційних навантажень на них, сейсмостійкості будівлі тощо.

Відомі способи підсилення за рахунок збільшення перерізів конструкцій шляхом приєднання до них додаткових елементів мають суттєві недоліки: велику вагу конструкцій підсилення, трудомісткість виготовлення 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 повторення любих форм конструкції, невелика трудомісткість здійснення підсилення на будівельному майданчику.

Огляд останніх джерел і публікацій Проведене дослідження [1] спрямоване на експериментальну оцінку ефективності підсилення вуглепластиком у канавках залізобетонних балок. Відзначається, що виконане підсилення значно покращило несучу здатність балок за згин. Проте, у цій роботі не вказана ефективність вказаного підсилення пошкоджених наскрізними нормальними та похилими тріщинами залізобетонного елемента, доведеного до руйнування.

У праці [2] розглянута поведінка залізобетонних балок, підсилені вуглепластиковими

волокнами. Міцність на згин і жорсткість дослідних зразків, підсилених методами EBR або EBROG збільшилися в порівнянні з контрольною непідсиленою балкою, відповідно, на 25—48% і 32—77%. При цьому, режим руйнування балок у цих методах змінювався з відшарування вуглепластика у методі EBR до його розриву у методі EBROG.

У роботі [3] досліджували вплив підвищеної температури та анкерних канавок на зсувні характеристики залізобетонних балок, підсилених 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).

У праці [4] описана поведінка залізобетонних балок, пошкоджених нагріванням і підсилених смугами CFRP, розташованими у канавках. Встановлено, що підвищення температури більше 500°C виражено знижує їхню несучу здатність на згин.

В дослідженні [5] розглядається підсилення на вигин пошкоджених вогнем бетонних балок вуглепластиковими листами. Результати випробування показали, що підсилення балок на вигин з використанням листів вуглепластика покращило несучу здатність дослідних зразків – балок за згин і це покращення вказаних характеристик стало більш помітним зі збільшенням температурного впливу.

У роботі [6] розглядається поведінка легких залізобетонних балок, підсилених зовні листами вуглепластику і виготовлених з конструкційного легкого бетону (LWC). Результати експериментів показали, що лист вуглепластику значно збільшує граничну несучу здатність попередньо навантажених та ненавантажених підсиленних зразків – балок від 28 до 102%.

У праці [7] описане експериментальне дослідження несучої здатності бетонних балок зі склопластиковою арматурою, підсиленних зовні вуглепластиковими листами. Результати досліджень показали, що GFRP є спроможним армуванням для балок типу OPC, GPC і FRC. А використання EB—CFRP є підходящим методом підсилення таких композитних систем.

У роботі [8] наведені результати досліджень несучої здатності фібробетонних балок зі сталеву арматурою (SFRC), підсиленних вуглепластиком (CFRP) з використанням різноманітних технологій, на зсув. Підсилення балок зовні здійснюється вуглепластиковим полотном (EBP), а також зовнішньою арматурою в канавках (EBROG). Результати випробувань показали, що міцність на зсув і пластичність руйнування збільшуються зі збільшенням об'ємної частки волокон.

У праці [9] експериментально встановлено, що зовнішнє армування полімерним волокном (FRP) є ефективним методом підсилення залізобетонних балок.

У роботі [10] розглянуті питання ремонту та підсилення матеріалів бетонних балок з використанням різних конфігурацій вуглепластикових ламінатів. Представлені експериментальні результати доводять, що ремонт раніше пошкоджених балок допомога їм не тільки відновитися, а й значно збільшити їхню здатність чинити опір передчасному руйнуванню при зсуві.

Автори [11] досліджували несучу здатність залізобетонних балок різної висоти на зсув, підсиленних гібридними смугами вуглепластику та сталевими хомутами. Був здійснений нелінійний скінчено—елементний аналіз поведінки при зсуві вказаних балок. Порівняння результатів показало, що внутрішньо інтегровані смуги вуглепластику призводять до більшого підвищення міцності на зсув залізобетонних балок, ніж зовнішнє підсилення вуглепластиковими композитами.

У роботі [12] розглянуті зв'язувальні властивості поверхні CFRP — бетон при комбінованому тривалому навантаженні та сульфатній ерозії за допомогою індуктивного аналізу отриманих даних для вказаних умов роботи була запропонована модель «зчеплення — ковзання» межі розділу, що ураховує комбінований ефект зазначених чинників та адекватно її відображає.

В праці [13] описана поведінка залізобетонних балок, підсиленних на згин алюмінієвими пластинами, приклеєними зовні. В ній вказано, що композитні матеріали, які використовуються для підсилення балкових конструкцій, мають також деякі недоліки. Основним недоліком композитів FRP, на думку авторів, є те, що вони являються крихкими

матеріалами А пластини з алюмінієвого сплаву (АА) є пластичними матеріалами, що є бажаним для підсилення залізобетонних балок.

У роботі [14] розглядаються динамічні та статичні міжфазні сполучні властивості вуглепластику та бетону при циклічному заморожуванні – відтаванні. Подальший аналіз показав, що динамічні властивості інтерфейсу CFRP – бетон знижуються зі збільшенням кількості циклів заморожування – відтавання.

Автори [15] здійснили нелінійне скінчено—елементне моделювання залізобетонних плит, підсиленних смугами вуглепластику, за дії ударного навантаження (підданих вибуховим навантаженням) для оцінки ефективності використання смуг вуглепластика (CFRP) у якості зовнішньої арматури (EBR) для захисту вказаних плит від вибуху.

У статті [16] описується запропонована авторами інноваційна система анкерування NSM для підсилення залізобетонних балок, яка включає L—подібний анкер зі склопластику (L—анкер), U—подібні смуги з вуглепластику (U—смуга) та подвійну пластину (DP—анкер). Розроблена авторами методика зміцнення називається NLUD. Проте, у даній праці не наведено конкретних пропозицій щодо проектування зазначеної системи NLUD.

Автори [17] розглянули несучу здатність та деформативність високоміцних залізобетонних балок прямокутного поперечного перерізу, пошкоджених вогнем у зонах розтягу і стиску та відремонтованих вуглепластиковими листами.

У статті [18] автори вважають, що найбільш важливим параметром граничного стану (SLS) працездатності залізобетонних (RC) балок являється їхня тріщиностійкість. В указаній статті описані нові дані про тріщиностійкість балок (RC) прямокутного перерізу.

У роботі [19] автори пропонують використовувати армовані вуглецевим волокном полімери (FRP) для зміцнення залізобетонних конструкцій. Аналіз результатів показав, що найбільшу несучу здатність мали зразки, підсилені без початкового навантаження, яка, в середньому, перевищувала несучу здатність контрольних зразків в 1,5 разів. Несуча здатність зміцнених при навантаженні колон збільшилася в 1,3 рази за рахунок тристороннього обтиснення.

Автори [20] 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. Було встановлено, що під час зміцнення конструкції похилого перерізу балок слід урахувати 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.

Визначення раніше не розв’язаних частин загальної проблеми Основні нормативні документи і рекомендації з розрахунку конструкцій з НКА—FRP розроблені у США, Канаді, Японії, Великобританії, Італії. В Україні та Росії підготовлені, відповідно, Настанова [21 та додаток Л до СП [22] які розглядаються як проекти майбутніх нормативних документів.

Основні принципи розрахунку бетонних конструкцій з НКА—FRP збережені такими ж, як і для залізобетонних елементів з урахуванням лінійної роботи арматури. Специфіка роботи конструкцій з FRP урахується введенням спеціальних понижуючих коефіцієнтів умов роботи і нормуванням характеристик матеріалів. Застосування базальтопластикової арматури (BFRP) недостатньо унормовано.

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 [23].

Мета роботи полягає в експериментально—теоретичному вивченні несучої здатності пошкоджених у попередніх дослідженнях [24] і доведених до руйнування бетонних балок з BFRP, підсилені вуглепластиковим полотном у нижній розтягнутій зоні і вуглепластиковими сорочками — на приопорних ділянках, за дії малоциклового

знакоповторного поперечного навантаження високих рівнів з розробкою інженерних методик розрахунку міцності їхніх нормальних і похилих перерізів.

Завдання досліджень:

— підготувати поверхні пошкоджених наскрізними силовими тріщинами і доведених до руйнування за похилими тріщинами бетонних балок з BFRP [24] та здійснити їх підсилення вуглепластиковим полотном Sika®Wrap®—230C (CFRP) з використанням двокомпонентної смоли Sikadur —300 у нижніх розтягнутих зонах та на зруйнованих приопорних ділянках за встановленою технологією;

— виконати експериментальні дослідження несучої здатності підсилених 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;

— експериментально встановити характер тріщиноутворення та руйнування дослідних елементів і запропонувати методики розрахунку несучої здатності підсилених вуглепластиком (CFRP) нормальних і похилих перерізів доведених до руйнування бетонних балок з BFRP;

— перевірити адекватність запропонованих методик розрахунку несучої здатності пошкоджених базальтобетонних балок, підсилених вуглепластиком, за наявними експериментальними даними.

Методика проведених експериментів та обладнання Методика випробування непошкоджених бетонних балок з BFRP та їх конструкція представлена в [24]. У першій серії дослідів непошкоджені балки були випробувані на дію ступенево зростаючого одноразового статичного (І. Карпюк, А. Tselikova), а у другій – малоциклового повторного (І. Карпюк, А. Khudobych) навантаження (рис.1, табл.1).

Пошкоджені після випробувань бетонні балки з BFRP були підсилені (рис. 1) знизу у розтягнутій зоні на всю їхню довжину (1575мм) і ширину ($b=100\text{мм}$) та на приопорних ділянках у вигляді замкнутих сорочок довжиною, відповідно, 150, 300 і 450мм із вуглепластикового полотна Sika®Wrap®—230C, приклеєного двокомпонентною смолою Sikadur – 300 за встановленою технологією з попередньою підготовкою поверхні дослідних зразків – балок і використанням дрібнозернистих 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 малоциклового навантаження.

Руйнування дослідних підсилених 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 ФАП—CFRP граничних деформацій і напружень розриву, а у стиснутій зоні бетону – закритичних (на низпадній ділянці діаграми « σ_c — ϵ_c ») деформацій і напружень. Зазначене руйнування дослідних балок з великими і середніми прольотами зсуву починалося з розриву зовнішньої арматури ФАП—CFRP і супроводжувалося різким підвищенням напружень у розтягнутій базальтопластиковій арматурі BFRP, розтріскуванням та розшаруванням захисного шару бетону і надмірним неконтрольованим збільшенням прогинів.

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

Результати дослідження Розрахунок за граничними станами першої групи. Розрахунок міцності нормальних (рис. 2) перерізів елементів, що згинаються.

Розрахунок конструкцій прямокутного, таврового і двотаврового перерізів доцільно виконувати на основі умов рівноваги зусиль в граничному стані.

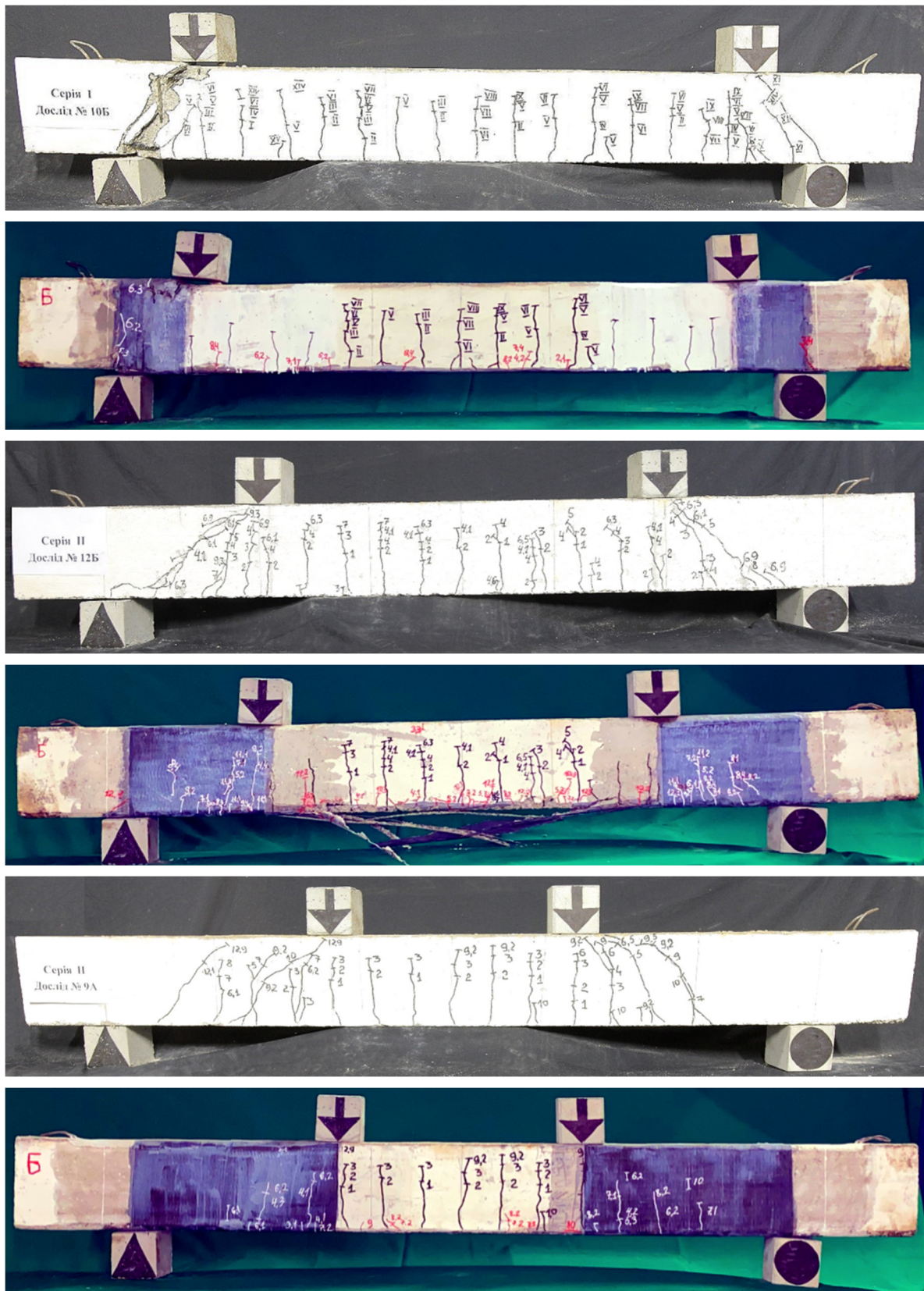


Рис. 1 Характер тріщиноутворення та руйнування бетонних балок з BFRP до і після їх підсилення вуглепластиковим полотном у нижній розтягнутій зоні та на припорних ділянках з малим, середнім та великим прольотами зсуву

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

№ досліду	План експерименту						Несуча здатність нормальних і похилих перерізів підсилених і еталонних балок							Характер руйнування балок	
	В кодованих змінних			В натуральних значеннях чинників			M_{ult}^{exp} , кНм	\hat{M}_{ult} , кНм	M_{ult}^{calc} , кНм	Відпо-відно F_{ult}^{appr} , кН	\hat{F}_{ult}^{appr} , кН	\hat{V}_{ult}^{ref} , [24]	Підси-лених		
	X_1	X_2	X_3	a/d	Клас бетону, С, МПа	f_{fw} BFRP —800									
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	—	—			
$\nu = (\sigma / b_0) 100, \%$							5,6 %	5,6	5,8 %	62,7 %	—	—			

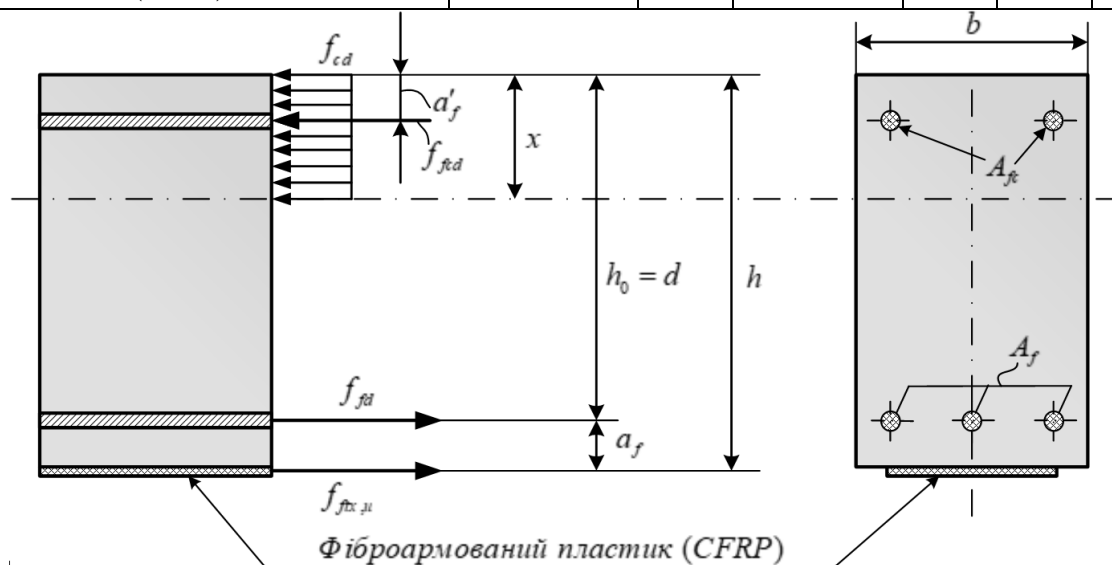


Рис. 2. Розрахункова схема внутрішніх зусиль у підсиленому вуглепластиковим полотном поперечному перерізі балки

Розрахунок передбачає наступні види граничних станів:

а) руйнування стиснутої зони бетону до досягнення характеристичних напружень в стержневій розтягнутій арматурі (текучості у сталевій). При цьому, напруження в ФАП—FRP є значно меншими від розрахункових (переармована розтягнута зона);

б) досягнення характеристичних напружень у розтягнутій стержневій арматурі (текучості у сталевій) з наступним розривом зовнішньої арматури ФАП—FRP без руйнування стиснутої зони бетону;

в) досягнення характеристичних напружень у розтягнутій стержневій арматурі (текучості у сталевій) з наступним розривом зовнішньої арматури ФАП—FRP і руйнуванням стиснутої зони бетону;

г) руйнування від відшарування елементів ФАП—FRP.

Визначення площі перерізу зовнішньої композитної арматури здійснюється методом ітерацій (послідовних наближень).

Зусилля у ФАП—FRP визначаються по величині напружень σ_{ftx} , які можуть дорівнювати або бути меншими від її розрахункової міцності на розтяг.

Підсилення згинальних елементів рекомендується проектувати на випадки руйнування «δ» і «в».

Для попередження відшарування ФАП—FRP необхідно обмежити рівень її деформації. Емпіричні вирази для оцінки коефіцієнтів умов роботи ФАП—FRP, які залежать від жорсткості елементів підсилення, мають вигляд:

$$k_m = \frac{1}{60 \cdot \varepsilon_{ftx,t}} \left(1 - \frac{n \cdot E_{ftx,t} \cdot t_{ftx}}{360000} \right) \leq 0,9 \text{ при } n \cdot E_{ftx,t} \cdot t_{ftx} \leq 180000, \quad (1)$$

$$k_m = \frac{1}{60 \cdot \varepsilon_{ftx,t}} \left(1 - \frac{90000}{n \cdot E_{ftx,t} \cdot t_{ftx}} \right) \leq 0,9 \text{ при } n \cdot E_{ftx,t} \cdot t_{ftx} > 180000,$$

де t_{ftx} — розрахункова товщина моношару ФАП—FRP;

n — кількість моношарів ФАП—FRP.

Коефіцієнтом k_m обмежується гранично допустиме зусилля, яке виникає в арматурі ФАП—FRP.

Допустимі граничні розрахункові деформації ФАП—FRP визначаються:

$$\varepsilon_{ftx,u} \leq k_m \cdot \varepsilon_{ftx,t}. \quad (2)$$

Величина максимальних деформацій у зовнішньому армуванні ФАП—FRP:

$$\varepsilon_{ftx,u} = \varepsilon_{cu} \left(\frac{h-x}{x} \right) - \varepsilon_{ci} \leq k_m \cdot \varepsilon_{ftx,t}, \quad (3)$$

де ε_{cu} — гранична деформація стиснутого волокна бетону до підсилення;

ε_{ci} — початкова деформація розтягнутого волокна бетону до підсилення.

Допустимий рівень напружень в ФАП—FRP визначається за законом Гука:

$$\sigma_{ftx,u} \leq E_{ftx,t} \cdot \varepsilon_{ftx,u}, \quad (4)$$

Розрахункова міцність зовнішнього армування ФАП—FRP $f_{ftx,u}$ приймається рівною значенню $\sigma_{ftx,u}$ за виразом:

$$f_{ftx,u} = \sigma_{ftx,u} = E_{ftx,t} \cdot \varepsilon_{ftx,u}, \quad (5)$$

а розрахункова деформація зовнішнього армування ФАП—FRP при розтязі:

$$\varepsilon_{ftx,u} \leq \frac{f_{ftx,u}}{E_{ftx,t}}. \quad (6)$$

При підборі перерізу зовнішнього армування ФАП—FRP слід визначити рівень деформацій у конструкції від діючого навантаження.

Граничні зусилля в нормальному перерізі конструкції визначаються за умови їхньої рівноваги, виходячи із передумов:

— опір бетону розтягу приймається таким, що дорівнює нулю;

— опір бетону стиску в граничному стані представляється рівномірно розподіленими по

висоті стиснутої зони напруженнями, рівними f_{cd} ;

— вважається справедливою гіпотеза плоских перерізів;

— розтягуючі напруження у внутрішній стержневій композитній арматурі приймають не більшими розрахункового опору на розтяг f_{fd} (у сталевій – f_{sd}), а стискаючі — $f_{fdc} = 0,2f_{fd}$ (у сталевій — $f_{sdc} = f_{sd}$);

— розтягуючі напруження у зовнішній арматурі ФАП—FRP слід приймати не більшими від розрахункового її опору на розтяг $f_{ftx,u}$;

— зовнішня арматура підсилення і бетон працюють сумісно до настання граничного стану;

— деформація зсуву в клеєвому шарі не враховується.

Розрахунок міцності нормальних перерізів доцільно виконувати у залежності від співвідношення між значенням відносної висоти стиснутої зони бетону $\xi = x/h_0$, яке визначається із умови рівноваги, та значенням граничної відносної висоти стиснутої зони бетону ξ_R , при якому граничний стан елемента настає одночасно з досягненням у внутрішній стержневій арматурі напруження, рівному розрахунковому опору $f_{fd}(f_{sd})$.

Гранична висота стиснутої зони бетону ξ_R визначається за відомою формулою:

$$\xi_R = \frac{x_R}{h} = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_f}{\varepsilon_{c,ule}}}, \quad (7)$$

де ε_f — відносна пружна деформація внутрішньої розтягнутої композитної (сталевій – $\varepsilon_{s,el}$) арматури при напруженнях $f_{fd}(f_{sd})$;

$\varepsilon_{c,ult}$ — відносна деформація стиснутого бетону при напруженнях, рівних f_{cd} . Приймається рівною 0,0035 за відсутності інших даних.

Значення граничної відносної висоти стиснутої зони бетону ξ_{Rftx} з урахуванням роботи ФАП—FRP визначається:

$$\xi_{Rftx} = \frac{x_{Rftx}}{h} = \frac{\omega}{1 + \frac{f_{ftx,u}}{\varepsilon_{cul} \cdot E_{ftx}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}, \quad (8)$$

де ε_{cul} — гранична відносна деформація бетону приймається рівною ε_{ck} (у вершині діаграми « $\sigma_c - \varepsilon_c$ ») за нетривалої дії навантаження і ε_{ctk} — за тривалої дії навантаження;

$f_{ftx,u}$ — обчислюється за формулою (1.5);

ω — характеристика стиснутої зони бетону, яка обчислюється за формулою $\omega = 0,85 - 0,008f_{cd}$.

Відношення $f_{ftx,u}/E_{ftx}$ представляє собою граничну відносну деформацію ФАП—FRP при розтязі. У більшості випадків вона знаходиться в діапазоні 0,3—1,0% і перевищує деформацію текучості сталі. Тому ξ_{Rftx} може бути меншим від ξ_R .

Розрахунок міцності нормальних перерізів згинальних елементів, підсилених ФАП—FRP, здійснюють за умови:

$$M < M_{ult}, \quad (9)$$

де M — сума моментів всіх зовнішніх сил відносно осі, перпендикулярної до площини дії моментів;

M_{ult} — сума моментів усіх внутрішніх сил у граничному стані відносно осі, перпендикулярної до площини дії моментів.

Для перерізу, симетричного відносно осі, перпендикулярної до площини дії моментів.

$$M \leq \sigma_{ftx} \cdot S_{ftx} + f_{fd} \cdot S_f + f_{fdc} \cdot S_{fc}, \quad (10)$$

де σ_{ftx} — напруження в зовнішній арматурі ФАП—FRP;

S_{ftx} — статичний момент площі перерізу ФАП—FRP;

f_{fd} — розрахунковий опір внутрішньої стержневої композитної арматури на розтяг (сталевій арматури — f_{yd});

S_f — статичний момент площі перерізу розтягнутої внутрішньої стержневої композитної

арматури (сталеві арматури — S_s);

f_{fcd} — розрахунковий опір внутрішньої стержневої композитної арматури на стиск (сталеві арматури — f_{ycd});

S_{fc} — статичний момент площі перерізу стиснутої внутрішньої стержневої композитної арматури (сталеві арматури — S_{sc}).

Висота стиснутої зони «X» визначається із умови рівноваги:

$$f_{cd} \cdot A_c + f_{fcd} \cdot A_{fc} - f_{fd} \cdot A_f - \sigma_{ftx} \cdot A_{ftx} = 0, \quad (11)$$

де A_c — площа перерізу стиснутого бетону;

A_{fc} — площа перерізу стиснутої стержневої композитної арматури;

A_f — площа перерізу розтягнутої стержневої композитної арматури;

A_{ftx} — площа перерізу зовнішньої арматури ФАП—FRP.

Висота стиснутої зони «X» при руйнуванні підсиленого перерізу по стержневій арматурі та ФАП—FRP визначається:

$$x = \frac{f_{ftx,u} \cdot A_{ftx} + f_{fd} \cdot A_f - f_{fcd} \cdot A_{fc}}{f_{cd} \cdot b}, \quad \text{при} \quad \xi < \xi_{Rftx} < \xi_R. \quad (12)$$

де b — ширина поперечного перерізу балки.

Тоді сума моментів всіх внутрішніх сил у граничному стані відносно осі, яка проходить через центр ваги стиснутої зони і є перпендикулярною до площини дії моментів дорівнює:

$$M_{ult} = A_{ftx} \cdot f_{ftx,u} (h - 0,5x) + A_f \cdot f_{fd} (h_0 - 0,5x) + A_{fc} \cdot f_{fcd} (0,5x - a_f'), \quad (13)$$

де a_f' — захисний шар бетону у стиснутій зоні.

Висота стиснутої зони «X» при руйнуванні стиснутої зони підсиленого ФАП—FRP нормального перерізу і досягненні у розтягнутій та стиснутій стержневій композитній арматурі характеристичних напружень (у сталевій арматурі — границі текучості) визначається:

$$x = \frac{\sigma_{ftx} \cdot A_{ftx} + f_{fk} \cdot A_f - f_{fck} \cdot A_{fc}}{f_{cd} \cdot b}, \quad \text{при} \quad \xi < \xi_{Rftx} < \xi_R, \quad (14)$$

а граничний згинальний момент знаходиться:

$$M_{ult} = A_{ftx} \cdot \sigma_{ftx} (h - 0,5x) + A_f \cdot f_{fk} (h_0 - 0,5x) + A_{fc} \cdot f_{fck} (0,5x - a_f'), \quad (15)$$

У випадку, коли напруження у розтягнутій внутрішній стержневій арматурі, а також у зовнішній ФАП—FRP не досягли граничних значень, а міцність бетону стиснутої зони вичерпана і напруження у стиснутій стержневій арматурі досягли граничних (у сталевій — границі текучості) значень, висота стиснутої зони визначається:

$$x = \frac{\sigma_{ftx} \cdot A_{ftx} + \sigma_f \cdot A_f - f_{fck} \cdot A_{fc}}{f_{cd} \cdot b}, \quad \text{при} \quad \xi_{Rftx} < \xi_R < \xi, \quad (16)$$

а граничний згинальний момент дорівнює:

$$M_{ult} = A_{ftx} \cdot \sigma_{ftx} (h - 0,5x) + A_f \cdot \sigma_f (h_0 - 0,5x) + A_{fc} \cdot f_{fck} (0,5x - a_f'), \quad (17)$$

Напруження у внутрішній композитній стержневій арматурі σ_f ФАП—FRP σ_{ftx} з урахуванням викладеного вище визначаються:

$$\sigma_f = \frac{\varepsilon_{cul} \cdot E_f}{1 - \frac{\omega}{\xi}} \left(\frac{\omega}{\xi} - 1 \right), \quad (18)$$

$$\sigma_{ftx} = \frac{\varepsilon_{cul} \cdot E_{ftx}}{1 - \frac{\omega}{\xi_{ftx}}} \left(\frac{\omega}{\xi_{ftx}} - 1 \right) - \varepsilon_{ci} \cdot E_{ftx}, \quad (19)$$

$$\text{де } \varepsilon_{ci} = -\varepsilon_c' \frac{h-x}{x} - 1, \quad (20)$$

ε_{ci} — деформації волокон бетону;

ε_c' — початкова деформація крайнього стиснутого волокна бетону.

В процесі розрахунку висоту стиснутої зони бетону знаходять методом ітерацій. На першому етапі приймається висота стиснутої зони, отримана із виразу (1.12). Потім обчислюються напруження у внутрішній стержневій арматурі та ФАП—FRP за допомогою формул (1.18) ы (1.19) та здійснюється перевірка умови рівноваги внутрішніх сил. Якщо вона не виконується, то висоту стиснутої зони слід відкорегувати і розрахунок повторюється заново до тих пір, поки умова рівноваги (1.9) не буде виконана.

Такий порядок рекомендується застосовувати і у тих випадках, коли на першому етапі розрахунків виявиться, що поперечний переріз є переармованим ($\xi_{kftx} < \xi_{ftx}$). Використання у рівнянні рівноваги на другому етапі напруження у зовнішній композитній арматурі ФАП—FRP, отриманого за виразом (1.19), призведе до значного зменшення висоти стиснутої зони. На наступному етапі значення X рекомендується приймати як середнє арифметичне від перших двох значень і повторити розрахунок.

Після підбору площі перерізу зовнішньої арматури підсилення ФАП—FRP необхідно перевірити напруження і деформації в ній, які не повинні перевищувати гранично допустимі величини $f_{ftx,u}$ або $\varepsilon_{ftx,u}$, визначенні за п. 1.1.6.

1.2 Розрахунок несучої здатності похилих перерізів згинальних елементів, підсилених композитними матеріалами

Підсилення забезпечується наклеюванням ФАП—FRP в поперечному напрямку до поздовжньої осі елемента або перпендикулярно до потенційних похилих тріщин на їхніх приопорних ділянках. Для стержневих конструкцій, в основному, використовується наклеювання ФАП—FRP з двох, трьох або чотирьох боків (рис. 3).

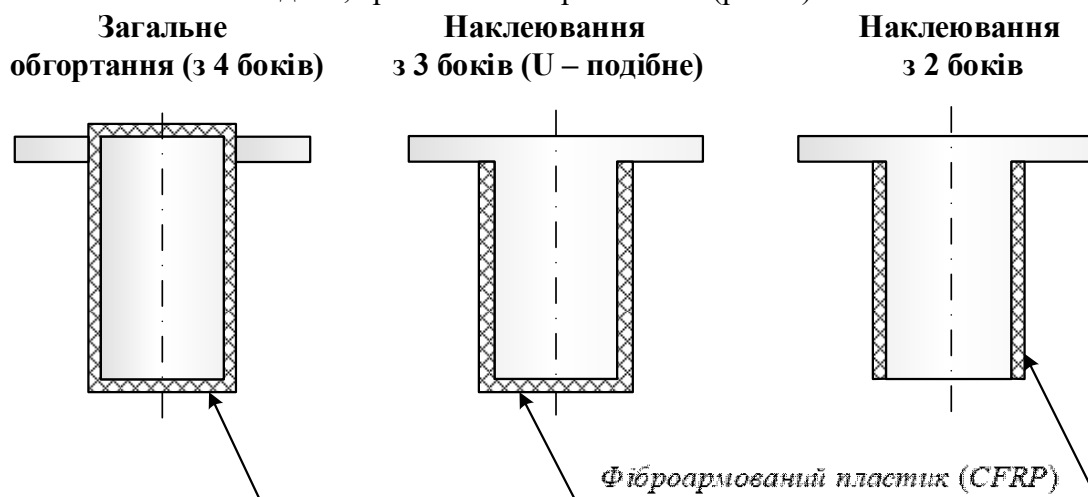


Рис. 3. Схеми підсилення ФАП—FRP при підсиленні похилих перерізів конструкцій

Номінальна міцність похилого перерізу елемента, підсиленого системою ФАП—FRP, повинна перевищувати величину поперечної сили, яка виникає в ньому, від зовнішнього навантаження. Результуюча поперечної сили V_{ult} , що сприймається похилим перерізом довжиною проекції S , визначається:

$$V_{ult} = V_{fc} + V_{fw} + \psi_f \cdot V_{ftx}, \quad (21)$$

де V_{fc} — поперечна сила, що сприймається бетоном у похилому перерізі непошкодженого бетонного елемента. Пропонується визначати згідно рекомендацій [26, 27];

V_{fw} — поперечна сила, що сприймається поперечною композитною (V_{sw} — поперечною сталевую) арматурою у похилому перерізі з небезпечною (критичною) похилою тріщиною. Визначається за [26];

V_{ftx} — поперечна сила, що сприймається окремими хомутами або полотном із ФАП—FRP у похилому перерізі;

ψ_f — коефіцієнт запасу, що залежить від схеми наклеювання ФАП—FRP і приймається рівним за пропозицією [25] 0,95 для повністю огорнутих елементів; 0,85 – для тристоронніх U

– подібних хомутів та 0,5 для наклеєних з обох боків ламелей.

Після підбору перерізу елемента підсилення згідно рекомендацій п.1.1 необхідно здійснити перевірку несучої здатності перерізів:

— Нахилених до поздовжньої осі конструкції на дію поперечної сили по похилій стислій смузі між похилими тріщинами в елементах (наприклад, таврового перерізу) з тонкою і високою стінкою або з малими ($a \leq d$) прольотами зсуву;

— на дію поперечної сили за похилою тріщиною;

— на дію згинального моменту за похилою тріщиною.

Розрахунок несучої здатності непошкодженої балкової конструкції з високою тонкою стінкою за похилою стислою смугою між похилими тріщинами здійснюють згідно вдосконалених рекомендацій СНиП 2.03.01—84* [27] з урахуванням рекомендацій [25].

Зусилля V_{ftx} , яке сприймається хомутами ФАП—FRP, яка визначається за формулою:

$$V_{ftx} = \frac{A_{ftx,sh} \cdot \sigma_{ftx,u} (\sin \alpha + \cos \alpha) \cdot d_{ftx}}{S_{ftx}}, \quad (22)$$

де $A_{ftx,sh}$ — площа перерізу поперечної арматури ФАП—FRP, яка визначається за формулою:

$$A_{ftx,sh} = 2n \cdot t_{ftx} \cdot w_{ftx}, \quad (23)$$

$\sigma_{ftx,u}$ — розрахункове напруження у зовнішній арматурі ФАП—FRP;

t_{ftx} — розрахункова товщина моношару ФАП—FRP;

d_{ftx} — висота наклеювання поперечних хомутів ФАП—FRP;

s_{ftx} — крок поперечних хомутів ФАП—FRP;

w_{ftx} — ширина поперечного хомута ФАП—FRP.

Розтягуюче напруження у зовнішній арматурі ФАП—FRP у граничному стані є прямо пропорційним досягнутому рівню деформації.

$$\sigma_{ftx,u} = \varepsilon_{ftx,e} \cdot E_{ftx}, \quad (24)$$

де $\varepsilon_{ftx,e}$ — розрахункова деформація розтягу поперечних хомутів ФАП—FRP при підсиленні похилих перерізів;

E_{ftx} — модуль пружності зовнішньої ФАП—FRP.

У залежності від схеми наклеювання поперечних хомутів вводяться обмеження на величину деформацій ФАП—FRP. Для бетонних армованих балок і колон, обгорнутих системою ФАП—FRP навколо перерізу, з метою застереження втрати зчеплення з бетоном при деформації в ФАП—FRP, меншій граничної, доцільно обмежити максимальну деформацію в ній величиною 0,4%:

$$\varepsilon_{ftx,e} = 0,00400 \leq 0,75\varepsilon_{ftx,t}, \quad (25)$$

Для системи ФАП—FRP, яка не обгортає весь поперечний переріз (дво— і три сторонні хомути), розрахункова деформація обчислюється з використанням коефіцієнта запасу по зчепленню ФАП—FRP з бетоном.

Розрахунок несучої здатності доведених до граничного стану (ULS) і підсилених ФАП—FRP бетонних конструкцій з НКА—FRP за похилими перерізами повинен здійснюватися на дію згинальних моментів виконується як і для залізобетонних елементів із умов:

$$M \leq M_f + M_{fw} + M_{ftx}, \quad (26)$$

де M_f — згинальний момент, який сприймається робочою поздовжньою стержневою НКА—FRP, що перетинається похилим перерізом, відносно осі на протилежному кінці похилого перерізу, яка проходить через центр ваги (верхньої) монтажної арматури:

$$M_f \leq N_f \cdot z_f, \quad (27)$$

де N_f — зусилля у поздовжній робочій НКА—FRP на початку безпечної похилої тріщини, яке дорівнює $\sigma_f \cdot A_f$ або $f_{fd} \cdot A_f$ при мінімальній її кількості;

z_f — плече внутрішньої пари сил, яке допускається приймати: $z_f = 0,9d$;

M_{fw} — згинальний момент, який сприймається поперечною стержневою НКА—FRP, яку перетинає небезпечний похилий переріз, відносно осі, що проходить через центр ваги

стиснутої зони бетону. Він визначається як добуток:

$$M_{fw} \leq 0,5 \cdot V_{fw} \cdot l_{crf1} = q_{fw} \cdot l_{crf1}^2 / 2; \quad (28)$$

M_{fw} — згинальний момент, що сприймається поперечною арматурою ФАП—FRP, яка перетинає похилий переріз, відносно протилежного його кінця з боку стиснутої зони бетону:

$$M_{ftx} \leq 0,5 \cdot V_{ftx} \cdot l_{crf1} = q_{ftx} \cdot l_{crf1} / 2. \quad (29)$$

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 (ФАП—CFRP) при дотриманні встановленої технології. При цьому, ефект підсилення вказаних балкових конструкцій досягав 150%.

2. Ураховуючи те, що коефіцієнт робочого армування $\rho_f=0,0176$ 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 поперечного перерізу, який характеризувався досягненням у зовнішньому фіброармованому пластику (CFRP) граничних деформацій та напружень розриву, а у стиснутій зоні бетону — закритичних (на низпадній ділянці діаграми « $\sigma_c — \epsilon_c$ ») деформацій та напружень і супроводжувалося 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 замкнутих вуглепластикових сорочок на бічних гранях їхніх приопорних ділянок з різким збільшенням прогинів, зумовлених, насамперед, деформаціями взаємного зсуву окремих частин дослідних зразків—балок, з'єднаних між собою поздовжніми і поперечними стержнями BFRP.

4. Запропонована методика розрахунку передбачає адекватне визначення несучої здатності (коефіцієнт варіації $v=5,6\%$) прогинних бетонних конструкцій з неметалевою композитною арматурою (FRP) як без їх підсилення та без пошкоджень, так і підсилених ФАП—CFRP елементів, які досягли граничного стану (ULS) у вигляді руйнування окремих приопорних ділянок, надмірних силових тріщин, прогинів, вибоїн, сколів тощо. Розрахунок внутрішніх зусиль в системі «пошкоджена конструкція — зовнішня арматура підсилення ФАП—FRP» в середній частині прольоту (зоні «чистого згину») допускається виконувати на основі гіпотези плоских перерізів.

5. Підсилення нормальних перерізів згинальних елементів рекомендується проектувати у випадках досягнення характеристичних напружень у розтягнутій стержневій FRP (текучості у сталевій) арматурі з наступним розривом зовнішньої арматури ФАП—FRP без і з руйнуванням стиснутої зони бетону.

6. Після розрахунку підсилення матеріалами ФАП—FRP нормальних перерізів здійснюється перевірка несучої здатності похилих перерізів конструкцій:

— за похилою стислою смугою між похилими тріщинами у тонких високих стінках або в елементах з малими прольотами зсуву ($a/d \leq 1$);

— на дію поперечної сили за похилою тріщиною;

— на дію згинального моменту за похилою тріщиною.

Несучу здатність зруйнованих або доведених до граничного стану (ULS) приопорних ділянок балкових конструкцій, підсилених матеріалами ФАП—FRP, слід визначати на дію згинального моменту за критичною похилою тріщиною.

Література

1. 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*, vol. 16, no. 4, Mar. 27, 2019.
2. Abed R.J., Mashrei M.A., Sultan A.A. Flexural behavior of reinforced concrete beams strengthened by carbon fiber reinforced polymer using different strengthening techniques. *Advances in Structural Engineering*. Vol. 25(2), pp. 355—373, 2022. doi:10.1177/13694332211049992.
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*, Vol. 14, e00487, ISSN 2214—5095, 2021, <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*, Vol. 16, e00896, ISSN 2214—5095, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2022.e00896>
5. Hamed Jafarzadeh, Mahdi Nematzadeh, Flexural strengthening of fire—damaged GFRP—reinforced concrete beams using CFRP sheet: Experimental and analytical study, *Composite Structures*, Vol. 288, 115378, ISSN 0263—8223, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2022.115378>.
6. 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*, Vol. 327, 126966, ISSN 0950—0618, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.126966>.
7. Talha Junaid M, Abdul Saboor Karzad, Abdalla Elbana, Salah Altoubat, Experimental study on shear response of GFRP reinforced concrete beams strengthened with externally bonded CFRP sheets, *Structures*, Vol. 35, pp. 1295—1307, ISSN 2352—0124, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.10.089>.
8. Ouda M.A. Mashrei, Shear strength of steel fibrous concrete beams strengthened by CFRP using various techniques, *Structures*, Volume 38, pp. 519—535, ISSN 2352—0124, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.02.027>.
9. 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*, Vol. 38, pp. 226—236, ISSN 2352—0124, (2022). <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.02.004>.
10. Wildan A. Obaid, Ali K. Al—asadi, Hussain Shaia, Repair and strengthening of concrete beam materials using different CFRP laminates configuration, *Materials Today: Proceedings*, Vol. 49, Part 7, Pages 2806—2810, ISSN 2214—7853, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2021.09.532>.
11. Mohammad A. Alhassan, Rajai Z. Al—Rousan, Ibrahim S. Alomari, Layla Amaireh, Shear response of RC beams encompassing hybrid CFRP strips and steel stirrups: Beam depth effect, *Structures*, Vol. 38, pp. 781—796, ISSN 2352—0124, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.02.043>.
12. Ahmed S.D. Al—Ridha, Kamal Sh. Mahmoud, Ali F. Atshan, Effect of carbon fiber reinforced polymer (CFRP) laminates on behaviour of flexural strength of steel beams with and without end anchorage plates, *Materials Today: Proceedings*, Vol. 49, Part 7, pp. 2778—2785, ISSN 2214—7853, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2021.09.313>.
13. Jiawei Zhang, Hang Li, Shengwei Liu, Xiangyan Zhang, Chenghong Yang, Rongling Zhang, Bond behavior of the CFRP—concrete interface under combined sustained load and sulfate erosion, *Structures*, Vol. 35, Pages 551—564, ISSN 2352—0124, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.11.029>.
14. Jamal A. Abdalla, Rami A. Hawileh, Hayder A. Rasheed, Behavior of Reinforced Concrete Beams Strengthened in Flexure using Externally Bonded Aluminum Alloy Plates, *Procedia Structural*

Integrity, Vol. 37, Pages 652—659, ISSN 2452—3216, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.prostr.2022.01.134>.

15. Zhen—wen Zhang, Zi—hua Zhang, Xuan Wang, Chun—heng Zhou, Dynamic and static interfacial bonding properties of CFRP—concrete subjected to freeze—thaw cycles, Structures, Vol. 37, Pages 947—959, ISSN 2352—0124, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.01.049>.

16. Maazoun Azer, Matthys Stijn, Atoui Oussama, Belkassem Bachir, Lecompte David, Finite element modelling of RC slabs retrofitted with CFRP strips under blast loading, Engineering Structures, Vol. 252, 113597, ISSN 0141—0296, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.113597>.

17. 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, Vol. 38, Pages 251—264, ISSN 2352—0124, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.01.088>.

18. Blikharsky Z., Vashkevych, R. Vegera P., and Blikharsky Y., *Crack Resistance of RC Beams on the Shear*, vol. 47, 2020. DOI: <https://doi.org/10.15587/1729—4061.2018.142750>.

19. Blikharsky Y., Khmil R., and Blikharsky Z., Research of RC columns strengthened by carbon FRP under loading, in *MATEC Web of Conferences*, 2018, vol. 174, doi: 10.1051/mateconf/201817404017.

20. Blikharsky 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*, vol. 116, 2017. doi: 10.1051/mateconf/201711602006.

21. Настанова з проектування та виготовлення бетонних конструкцій з неметалевою композитною арматурною на основі базальто — і склоровінгудСТУ — Н Б В.2.6— 185:2012. — Київ.: Мінрегіон України, 2012. — 28с. 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]. pp. 28. [accesat (10.01.2020)]., 2012/ https://dbn.co.ua/load/normativy/dstu/dstu_n_b_v_2_6_185/5—1—0—1173

22. 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, pp. 79 [accesat (25.10.2019)]. <http://docs.cntd.ru/document/1200095246>,

23. Karpiuk V., Syomina Yu., Antonova D.V. Calculation Models of the Bearing Capacity of Span Reinforced Concrete Structures Support Zones. Materials Science Forum: Actual Problems of Engineering Mechanics. Vol. 968. p. 209—226, 2019. doi:10.4028/www.scientific.net/MSF.968.209

24. 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, Vol. 4/7 (106) p.42—53, 2020. <http://journals.uran.ua/eejet/article/view/209378/211998>

25. Стандарт организации. Усиление железобетонных конструкций композитными материалами Sika®. СТО13613997—001—2011. Москва: ОАО «ЦНИИПромзданий», ООО «Зика», 2011, — 61с.

26. Karpiuk V., Karpiuk I., Tselikova A., Khudobych A. Calculating model of the bearing ability of the substructured areas of baltic basalt concrete structures. Science and education a new dimension. Natural and Technical Science, Hungary, Vol. VIII (29) p. 16—22, 2020. (індексується базою Index Copernicus). http://seanewdim.com/uploads/3/4/5/1/34511564/nat_viii_238_29.pdf

27. СНиП 2.03.01 – 84* Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 80с., 1989

References

- [1] 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*, vol. 16, no. 4, Mar. 27, 2019.
- [2] Abed R.J., Mashrei M.A., Sultan A.A. Flexural behavior of reinforced concrete beams strengthened by carbon fiber reinforced polymer using different strengthening techniques. *Advances in Structural Engineering*. Vol. 25(2), pp. 355—373, 2022. doi:10.1177/13694332211049992.
- [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*, Vol. 14, e00487, ISSN 2214—5095, 2021, <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*, Vol. 16, e00896, ISSN 2214—5095, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2022.e00896>
- [5] Hamed Jafarzadeh, Mahdi Nematzadeh, Flexural strengthening of fire—damaged GFRP—reinforced concrete beams using CFRP sheet: Experimental and analytical study, *Composite Structures*, Vol. 288, 115378, ISSN 0263—8223, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2022.115378>.
- [6] 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*, Vol. 327, 126966, ISSN 0950—0618, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.126966>.
- [7] Talha Junaid M, Abdul Saboor Karzad, Abdalla Elbana, Salah Altoubat, Experimental study on shear response of GFRP reinforced concrete beams strengthened with externally bonded CFRP sheets, *Structures*, Vol. 35, pp. 1295—1307, ISSN 2352—0124, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.10.089>.
- [8] Ouda M.A. Mashrei, Shear strength of steel fibrous concrete beams strengthened by CFRP using various techniques, *Structures*, Volume 38, pp. 519—535, ISSN 2352—0124, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.02.027>.
- [9] 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*, Vol. 38, pp. 226—236, ISSN 2352—0124, (2022). <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.02.004>.
- [10] Wildan A. Obaid, Ali K. Al—Asadi, Hussain Shaia, Repair and strengthening of concrete beam materials using different CFRP laminates configuration, *Materials Today: Proceedings*, Vol. 49, Part 7, Pages 2806—2810, ISSN 2214—7853, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2021.09.532>.
- [11] Mohammad A. Alhassan, Rajai Z. Al—Rousan, Ibrahim S. Alomari, Layla Amaireh, Shear response of RC beams encompassing hybrid CFRP strips and steel stirrups: Beam depth effect, *Structures*, Vol. 38, pp. 781—796, ISSN 2352—0124, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.02.043>.
- [12] Ahmed S.D. Al—Ridha, Kamal Sh. Mahmoud, Ali F. Atshan, Effect of carbon fiber reinforced polymer (CFRP) laminates on behaviour of flexural strength of steel beams with and without end anchorage plates, *Materials Today: Proceedings*, Vol. 49, Part 7, pp. 2778—2785, ISSN 2214—7853, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2021.09.313>.
- [13] Jiawei Zhang, Hang Li, Shengwei Liu, Xiangyan Zhang, Chenghong Yang, Rongling Zhang, Bond behavior of the CFRP—concrete interface under combined sustained load and sulfate

- erosion, Structures, Vol. 35, Pages 551—564, ISSN 2352—0124, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.11.029>.
- [14] Jamal A. Abdalla, Rami A. Hawileh, Hayder A. Rasheed, Behavior of Reinforced Concrete Beams Strengthened in Flexure using Externally Bonded Aluminum Alloy Plates, Procedia Structural Integrity, Vol. 37, Pages 652—659, ISSN 2452—3216, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.prostr.2022.01.134>.
- [15] Zhen—wen Zhang, Zi—hua Zhang, Xuan Wang, Chun—heng Zhou, Dynamic and static interfacial bonding properties of CFRP—concrete subjected to freeze—thaw cycles, Structures, Vol. 37, Pages 947—959, ISSN 2352—0124, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.01.049>.
- [16] Maazoun Azer, Matthys Stijn, Atoui Oussama, Belkassem Bachir, Lecompte David, Finite element modelling of RC slabs retrofitted with CFRP strips under blast loading, Engineering Structures, Vol. 252, 113597, ISSN 0141—0296, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.113597>.
- [17] 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, Vol. 38, Pages 251—264, ISSN 2352—0124, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.01.088>.
- [18] Blikharskyy Z., Vashkevych, R. Vegeera P., and Blikharskyy Y., *Crack Resistance of RC Beams on the Shear*, vol. 47, 2020. DOI: <https://doi.org/10.15587/1729—4061.2018.142750>.
- [19] Blikharskyy Y., Khmil R., and Blikharskyy Z., Research of RC columns strengthened by carbon FRP under loading, in *MATEC Web of Conferences*, 2018, vol. 174, doi: 10.1051/mateconf/201817404017.
- [20] Blikharskyy Z., Khmil R., and Vegeera P., Shear strength of reinforced concrete beams strengthened by P.B.O. fiber mesh under loading, in *MATEC Web of Conferences*, vol. 116, 2017. doi: 10.1051/mateconf/201711602006.
- [21] 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]. pp. 28. [accesat (10.01.2020)]., 2012/ https://dbn.co.ua/load/normativy/dstu/dstu_n_b_v_2_6_185/5—1—0—1173
- [22] 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, pp. 79 [accesat (25.10.2019)]. <http://docs.cntd.ru/document/1200095246>.
- [23] Karpiuk V., Syomina Yu., Antonova D.V. Calculation Models of the Bearing Capacity of Span Reinforced Concrete Structures Support Zones. Materials Science Forum: Actual Problems of Engineering Mechanics. Vol. 968. p. 209—226, 2019. doi:10.4028/www.scientific.net/MSF.968.209
- [24] 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, Vol. 4/7 (106) p.42—53, 2020. <http://journals.uran.ua/eejet/article/view/209378/211998>
- [25] Organizacijski standard. Ojačitev armiranobetonskih konstrukcij s Sika® kompozitnimi materiali. STO13613997—001—2011. Moskva: OJSC "TsNIIPromzdaniy", LLC "Zika", — 61s., 2011.
- [26] Karpiuk V., Karpiuk I., Tselikova A., Khudobych A. Calculating model of the bearing ability of the substructured areas of baltic basalt concrete structures. Science and education a new dimension. Natural and Technical Science, Hungary, Vol. VIII (29) p. 16—22, 2020. (індексується базою Index Copernicus). http://seanewdim.com/uploads/3/4/5/1/34511564/nat_viii_238_29.pdf
- [27] SNiP 2.03.01 — 84 * Betonske in armiranobetonske konstrukcije / Gosstroy ZSSR — М.: CИП Gosstroy ZSSR, 80. stoletja, 1989