

**ВПЛИВ ЦИКЛІЧНОГО ЗНАКОЗМІННОГО ТА
МАЛОЦИКЛОВОГО ЗНАКОПОСТІЙНОГО НАВАНТАЖЕННЯ
НА МІЦНІСТЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК**

**Карпюк В.М., д.т.н, проф., Албу К.І., здоб., Даниленко Д.С., здоб.,
Сьоміна Ю.А., асп., Петров М.М., к.т.н., доц.**

Одеська державна академія будівництва та архітектури

Вступ

Велика кількість прогінних залізобетонних конструкцій під час експлуатації зазнає дії малоциклових повторних та знакозмінних навантажень, які виникають в межах експлуатаційного рівня, а інколи й перевищують його. Такі явища виникають при вітрових, технологічних, сейсмічних, температурно-вологісних та інших впливах, а також під час реконструкції будівель та споруд, яка супроводжується зміною схеми завантаження та напружено-деформативного стану конструкції із залізобетону, який за оцінками фахівців залишиться ще, як мінімум, на 50 років основним будівельним матеріалом. Тому з метою підвищення ефективності капітальних вкладень існує реальна необхідність вдосконалення існуючих методів розрахунків нормальних і, особливо, похилих перерізів вказаних конструкцій на зазначені навантаження, насамперед, тому, що зміна знаку навантаження, його рівня та невизначене повторення в процесі експлуатації може призвести до наслідків, якісно відмінних від отриманих при розрахунку на сталі навантаження одного знаку максимальної інтенсивності, на яке, власне, орієнтовані більшість діючих норм проектування.

Постановка задачі. Слід окремо зазначити, що якщо у діючих вітчизняних та закордонних національних нормах проектування навіть при сталому навантаженні закладені методи розрахунку міцності похилих перерізів прогінних конструкцій, далекі від досконалості за точністю та надійністю прогнозу і які значно «відстають» у цьому відношенні від методів розрахунку міцності нормальних перерізів, то вплив небагатоповторного циклічного знакозмінного і знакопостійного навантаження в них не ураховується зовсім, тим більше високого рівня, оскільки їх робота залишається ще недостатньо вивченою. Тому дослідження у вказаному напрямку являються важливими та актуальними.

Аналіз останніх досліджень. Розпочата ще понад 100 років тому назад дискусія про те, в що перетворюється залізобетонний елемент після утворення похилих тріщин: розпірну (A.N. Talbot) чи фермову (E. Mörsch) систему продовжується і нині. Подальші закордонні дослідження у цьому напрямку були спрямовані, в основному, на вдосконалення фермової аналогії E. Mörsch, P.E. Regan, F. Leonhardt, T.C. Zsutu та ін. А роботи Í. Ramirez і Í. Breen по модифікованій фермовій аналогії лягли в основу сучасного Eurocode 2, M.P. Collins та D. Mitchell по модифікованій теорії полів стиску - теперішніх канадських і норвежських національних норм проектування.

Проте, подальший розвиток теорії залізобетону показав, що ці методи з огляду своєї умовності не відображають у достатній мірі дійсну роботу приопорних ділянок прогінних залізобетонних елементів. Тому в середині минулого століття під керівництвом О.О. Гвоздева спочатку В.І. Мурашевим, а потім М.С. Боришанським був створений новий метод розрахунку похилого перерізу на дію поперечної сили у стадії руйнування, який потім постійно вдосконалювався чисельними працями вітчизняних вчених, серед яких виділяються роботи О.С. Залесова, О.С. Зорича, В.С. Дорофєєва, Л.О. Дорошкевича, В.Г. Карабаша, Ю.А. Климова, В.І. Колчукова, В.П. Митрофанова, А.В. Петросяна, В.П. Чиркова та ін.

З метою вдосконалення методу розрахунку приопорних ділянок прогінних конструкцій у стадії руйнування в середині 80-х років минулого століття Ю.А. Климов і О.С. Залесов розробили фізичну модель залізобетонної балки, яка із суцільного тіла під навантаженням поступово перетворюється у дисково-в'язову систему [1].

Проте, під час перегляду старих вітчизняних норм СНиП2.03.01-84* автори нових російських стандартів [2], такі визнані фахівці, як О.С. Залесов, О.І. Звездов, Т.А. Мухамедієв, Є.О. Чистяков прийшли до висновку, що існуючі методи розрахунку міцності похилих перерізів залізобетонних конструкцій ще не досягли такого рівня, щоби їх можна було б прийняти у якості нормативних методів. Виходячи з цього, в нових російських нормах прийнята спрощена розрахункова схема приопорної ділянки прогінного залізобетонного елемента з метою створення додаткового запасу міцності.

Вигідно в цьому відношенні відрізняються праці О.Б. Голишева, А.М. Бамбури, О.І. Давиденка [3] та ін., в яких за допомогою деформаційного методу несуча здатність похилих перерізів прогінних конструкцій визначається через несучу здатність нормальних перерізів.

Знаходить застосування в практиці проектування залізобетонних елементів також метод Б.Г. Демчини, Я.О. Дорошкевича, С.Б. Макси-

мович [4] та ін., який також поєднує в собі розрахунок похилих і нормальних перерізів у традиційній постановці з використанням дослідних даних F. Leonhardt.

Далеко за межами України відомі роботи Є.М. Бабича [5], М.С. Торяника, П.Ф. Вахненка, Г.Х. Масюка [6], В.П. Митрофанова [7,8], В.І. Колчунова [9], А.М. Павлікова [10], Й.Й. Лучка [11], В.С. Дорофєєва [12,13,14,15], М.І. Карпенка [16], В.І. Корсуна [17], В.М. Карпюка [18,19,20,21], Л.І. Стороженка, Д.А. Ярмоленка, П.С. Гомона [22], О.О. Заречанського [23], М.С. Зінчука [24], С.Х. Карапетяна [25], О.І. Корнійчука [26] по вивченню працездатності складнонапружених залізобетонних конструкцій в умовах одноразових, повторних малоциклових та інших навантажень, звичайних та підвищених температур тощо.

Є.М Бабич та його учні малоцикловим називають навантаження, кількість повторення яких за весь термін служби складає десятки, сотні, а інколи й тисячі разів. В їхніх працях був встановлений критерій для визначення граничного числа повторних навантажень, суть якого полягає в стабілізації деформацій у бетоні, коли абсолютний приріст деформацій наступного навантаження незначно перевищує абсолютний приріст деформацій попереднього навантаження. Ними був зроблений важливий висновок про те, що основний процес деформування бетону закінчується після перших 10-ти циклів.

Початок дослідженням роботи залізобетонних елементів під дією знакозмінного навантаження, зафіксованих у доступній авторам науковій літературі, зробив В.Я. Немировський ще у 1949 році вивченням впливу знакозмінного навантаження на тріщиностійкість залізобетонних балок. Починаючи з 1961 року проблемою опору залізобетону дії циклічного навантаження зайнявся Л.П. Макаренко та його учні: Є.М. Бабич, Н.М. Бітько, А.В. Гергель, В.В. Масліченко, Г.Х. Масюк, В.Н. Рубель, І.Д. Свинаренко, Г.А. Фенко та інші.

Суттєвий внесок в розвиток науки про складний напружено-деформований стан залізобетону, зумовлений циклічним навантаженням у тому числі, зробили такі визнані фахівці та відомі вчені, як Т.Н.Азізов, В.С. Александровський, В.Я. Багрій, А.М. Бамбура, А.Я. Барашиков, О.Я. Берг, Г.Ф. Бегенев, В.В. Блінков, З.Я. Бліхарський, О.П. Борисюк, А.І. Валовий, А.В. Войцеховський, О.С. Городецький, Б.Г. Гнідець, О.Б. Голишев, С.С. Гомон, П.С. Гомон, А.Б. Григорчук, В.О. Гришин, А.В. Гришин, О.І. Давиденко, В.С. Дорофєєв, Є.В. Жук, Н.І. Льчук, В.В. Караван, В.Г. Казачек, М.І. Карпенко, Р.І. Кінаш, І.Л. Корчинський, В.Г. Кваша, Є.В. Клименко, Ф.Є. Клименко, С.Ф. Клованич, О.І. Корнійчук, А.М. Кокарев, Ю.О. Крусь, В.С. Кукунаєв, В.І.

Корсун, О.М. Кухнюк, Й.Й. Лучко, Л.Р. Маїлян, Г.А. Молодченко, Р.Х. Мирмухамедов, Ю.І. Немчинов, Ю.М. Панчук, О.В. Перельмутер, А.П. Погореляк, В.А. Ржевський, В.В. Руденко, М.В. Савицький, О.В. Семко, Г.М. Ставров, С.А. Фомін, Т.Л. Чирва, Е.Д. Чихладзе, О.Л. Шагін, Б.Н. Шевченко, В.С. Шмуклер, О.Ф. Яременко, О.В. Яшин та ін.

Великий внесок у вивчення питань міцності та тріщиностійкості похилих перерізів прогінних залізобетонних елементів зробили такі відомі фахівці як М.С. Боришанський, Р. Вальтер, П.Ф. Вахненко, О.О. Гвоздев, Л.Г. Двоскіна, А.О. Дмитренко, Л.О. Дорошкевич, В.С. Дорофеев, О.С. Залесов, О.С. Зорич, М.І. Карпенко, В.М. Карпюк, Ю.А. Климов, А.П. Кудзис, А.А. Кудрявцев, Л.Л. Кукша, Ф. Леонгардт, Г.М. Мамедов, Е. Мерш, В.П. Митрофанов, В.І. Мурашев, К.Ю. Ніколаєв, П. Ріган, С.А. Тихомиров, М.С. Торяник, М.Н. Убайдулаєв, А.А. Цейтлін, Б.А. Шостак та інші.

Проведений авторами статті аналіз та подальші дослідження показали, що характер напружено-деформованого стану роботи і руйнування складнонапружених залізобетонних елементів під дією повторних навантажень високих рівнів суттєво відрізняється від прийнятих в указаних методах розрахункових схем і моделей, а наявних рекомендацій в опублікованих джерелах недостатньо для достовірного прогнозу їх міцності, тріщиностійкості та деформативності.

Мета даної роботи – виявити вплив знакозмінного циклічного та малоциклового знакопостійного навантаження високих рівнів на міцність похилих перерізів залізобетонних балочних елементів, а також поповнити банк експериментальних даних для вдосконалення інженерної методики їх розрахунку на деформаційній основі.

Об'єкт дослідження – однопрогінні неперearмовані залізобетонні балки прямокутного перерізу без попереднього напруження з поперечним знакозмінним та знакопостійним навантаженням високих рівнів у вигляді двох зосереджених сил, бетонні куби та призми.

Предмет дослідження – напружено-деформований стан та міцність похилих перерізів прогінних залізобетонних елементів балочного типу з урахуванням дії конструктивних чинників та факторів зовнішньої дії.

Робоча *гіпотеза досліджень* полягає в *розробці методології* виконання системних натурних і числових експериментів, що базуються на теорії планування, з використанням спеціального лабораторного устаткування для створення циклічного знакозмінного та знакопостійного поперечного навантаження; *вивченні впливу* конструктивних чинників та факторів зовнішньої дії на несучу здатність дослідних елементів, а також у *виявленні залежності* можливих схем руйнування від відповідного співвідношення вказаних факторів; *розробці та вдоско-*

наленні нелінійних розрахункових моделей прогінних залізобетонних конструкцій з урахуванням дії вказаного навантаження, а також інженерної методики розрахунку їх міцності, тріщиностійкості та деформативності.

Методика досліджень. Згідно з прийнятою методологією натурний експеримент виконується за чотирьохфакторним трирівневим планом Бокса В₄. Варіювання факторів здійснювали за даними літературного огляду джерел, який показав, що найбільш впливовим фактором X_1 є величина відносного прольоту зрізу a/h_0 , яка змінювалась на трьох рівнях: $a = h_0, 2 h_0$ і $3 h_0$. Другим за величиною впливу, як правило, є такий конструктивний чинник як клас важкого бетону: $X_2 \rightarrow C 16/20, C 30/35, C 40/50$, а третім – величина (кількість) поперечного армування на припорних ділянках: $X_3 \rightarrow \rho_{sw} = 0,0016; 0,0029; 0,0044$. У якості четвертого прийнятий фактор зовнішньої дії X_4 – рівень знакозмінного: $\eta = \pm 0,50; \pm 0,65; \pm 0,80$ та знакопостійного навантаження: $\eta = 0 \dots 0,50; 0 \dots 0,65; 0 \dots 0,85$ від фактичної несучої здатності, тобто величини поперечного навантаження, при якому ширина розкриття похилих тріщин w_k перевищувала 0,4 мм, а стріла прогинів $f \geq l/150$.

Дослідні зразки-балки зберігали у нормальних тепло-вологісних умовах при температурі $20 \pm 2^\circ C$ і майже 100%ⁱⁱⁱ вологості повітря протязі 100..110 днів. Перед випробуванням на бокові поверхні балок наносили тонкий шар вапняного розчину з метою полегшення фіксації утворення та розвитку нормальних та похилих тріщин, а потім висушували їх до природної вологості.

Деформації бетону, арматури і прогини дослідних зразків вимірювали за допомогою індикаторів годинникового типу з ціною поділки, відповідно, 0,001 мм і 0,01мм.

Випробування дослідних зразків здійснювали за схемою однопрогінної вільно обпертої балки, почергово завантаженої то зверху, то знизу двома зосередженими силами без зміни її (балки) положення.

Перед основним експериментом спочатку почергово випробували 25 дослідних балок (зразків-близнюків) першої серії на дію одноразового короткочасного ступеневого навантаження, практично, до руйнівного стану, коли ширина розкриття похилих тріщин і стріла прогинів перевищувала допустимі значення. Надалі випробовували аналогічні дослідні балки другої та третьої серій на дію, відповідно, знакозмінного та знакопостійного небагатоповторного поперечного навантаження вказаних високих рівнів.

Комплексним планом запланованих експериментів передбачені також повторні випробування підсилених металевими обоймами та вуглепластиками похилих й нормальних перерізів майже зруйнованих

дослідних зразків-балок другої і третьої серій на дію аналогічного попереднього навантаження.

Кількість циклів знакозмінного і знакопостійного навантаження продиктована критерієм стабілізації деформацій, насамперед, у бетоні Є. М. Бабича та його учнів і складає не менше 10, якщо дослідні зразки-балки не зруйнувалися при меншому числі циклів.

Результати випробування дослідних зразків-балок на міцність першої, другої і третьої серій згідно з прийнятою методикою [27] представлені в табл. 1 у вигляді руйнівної поперечної сили $V_{u,1,2,3} = F_{u,1,2,3}$.

Абсолютна більшість дослідних балок трьох серій зруйнувалися за похилими перерізами в обох або одному (частіше) з прольотів зрізу. Критеріями руйнування дослідних зразків слугували: досягнення граничних значень деформацій в бетоні або арматурі, надмірне розкриття (до 1 мм) похилих (частіше) або нормальних (рідше) тріщин, суттєве збільшення (до 15 мм) стріли прогинів, відсутність приросту або деякий спад (до 15%) показів манометра насосної станції силової установки.

В результаті обробки отриманих експериментальних даних, вилучення незначимих та перерахунку тих коефіцієнтів, що залишилися, за допомогою ефективної комп'ютерної програми COMPREX, розробленої проф. Вознесенським В.А., отримали адекватні математичні моделі міцності дослідних зразків, тобто руйнуючої поперечної сили V_u , які мають добру інформативну корисність та показують гарну збіжність з дослідними даними (коефіцієнти варіації v не перевищують 6%):

$$(V_{u,1}) = 98 - 41X_1 + 12X_2 + 6X_3 + 16 - 7 - 5 - 7X_1X_2, \text{ кН}; \quad (1)$$

$$[V_{u,1}/(bh_0)] = 5,60 - 2,34X_1 + 0,69X_2 + 0,34X_3 + 0,91 - 0,40 - 0,29 - 0,40X_1X_2, \text{ МПа}; \quad (1,a)$$

$$(V_{u,2}) = 80 - 33X_1 + 13X_2 + 6X_3 - 2X_4 + 21 - 12 - 5 - 7X_1X_2, \text{ кН}; \quad (2)$$

$$[V_{u,2}/(bh_0)] = 4,57 - 1,89X_1 + 0,74X_2 + 0,34X_3 - 0,11X_4 + 1,20 - 0,69 - 0,29 - 0,40X_1X_2, \text{ МПа}; \quad (2,a)$$

$$(V_{u,3}) = 90 - 36X_1 + 10X_2 + 7X_3 - 3X_4 + 18 - 6 - 6 - 2 - 8X_1X_2 + 2X_1X_4, \text{ кН}; \quad (3)$$

$$[V_{u,3}/(bh_0)] = 5,14 - 2,06X_1 + 0,57X_2 + 0,40X_3 - 0,17X_4 + 1,03 - 0,34 - 0,34 - 0,11 - 0,46X_1X_2 + 0,11X_1X_4, \text{ МПа}. \quad (3,a)$$

Таблиця 1

План експерименту і міцність приопорних ділянок в кН дослідних зразків-балок першої, другої та третьої серій

№ досліду	a/h ₀ , мм	C _p , МПа	ρ _{звч} , (Ø Врл)	η	Перша серія		Друга серія		Третя серія		Характер руйнування
					V _{u1} , експ.	V _{u1} , розр. (1)	V _{u2} , експ.	V _{u2} , розр. (2)	V _{u3} , експ.	V _{u3} , розр. (3)	
1	525	C40/50	0,0044 (2.05)	±0,80; 0...0,8	71	72	58	61	63	66	⊥, ⊥, ⊥
2	525	C40/50	0,0044 (2.05)	±0,50; 0...0,5	68	72	63	65	67	68	⊥, ⊥, ⊥
3	525	C40/50	0,0016 (2.03)	±0,80; 0...0,8	67	60	50	49	55	52	⊥, ⊥, ⊥
4	525	C40/50	0,0016 (2.03)	±0,50; 0...0,5	59	60	53	53	57	54	⊥
5	525	C16/20	0,0044 (2.05)	±0,80; 0...0,8	66	62	53	49	60	62	⊥
6	525	C16/20	0,0044 (2.05)	±0,50; 0...0,5	68	62	50	53	65	64	⊥
7	525	C16/20	0,0016 (2.03)	±0,80; 0...0,8	53	50	40	37	45	48	⊥
8	525	C16/20	0,0016 (2.03)	±0,50; 0...0,5	47	50	44	41	46	50	⊥
9	175	C40/50	0,0044 (2.05)	±0,80; 0...0,8	175	168	138	141	146	150	⊥
10	175	C40/50	0,0044 (2.05)	±0,50; 0...0,5	169	168	142	145	165	160	⊥
11	175	C40/50	0,0016 (2.03)	±0,80; 0...0,8	164	156	125	129	134	136	⊥
12	175	C40/50	0,0016 (2.03)	±0,50; 0...0,5	150	156	134	133	142	146	⊥
13	175	C16/20	0,0044 (2.05)	±0,80; 0...0,8	129	130	100	101	109	114	⊥
14	175	C16/20	0,0044 (2.05)	±0,50; 0...0,5	122	130	104	105	114	124	⊥

№ досліджу	a/h ₀ , мм	C _c , МПа	ρ _{квр} , (Ø Вр1)	η	Перша серія		Друга серія		Третя серія		Характер руйнування
					V _{u,1} , експ.	V _{u,1} , розр. (1)	V _{u,2} , експ.	V _{u,2} , розр. (2)	V _{u,3} , експ.	V _{u,3} , розр. (3)	
15	175	C16/20	0,0016 (2 Ø3)	±0,80; 0...0,8	113	118	90	89	100	100	⊥
16	175	C16/20	0,0016 (2 Ø3)	±0,50; 0...0,5	121	118	92	93	108	110	⊥
17	525	C30/35	0,0029 (2 Ø4)	±0,65; 0...0,65	69	73	63	68	65	72	⊥
18	175	C30/35	0,0029 (2 Ø4)	±0,65; 0...0,65	165	155	150	134	156	144	⊥
19	350	C30/35	0,0029 (2 Ø4)	±0,65; 0...0,65	104	103	92	81	98	94	⊥
20	350	C30/35	0,0029 (2 Ø4)	±0,65; 0...0,65	79	79	52	55	73	74	⊥
21	350	C30/35	0,0044 (2 Ø5)	±0,65; 0...0,65	100	99	82	81	90	91	⊥
22	350	C30/35	0,0016 (2 Ø3)	±0,65; 0...0,65	79	87	66	69	73	77	⊥
23	350	C30/35	0,0029 (2 Ø4)	±0,80; 0...0,8	91	98	76	78	88	85	⊥
24	350	C30/35	0,0029 (2 Ø4)	±0,50; 0...0,5	98	98	82	82	92	91	⊥
25	350	C30/35	0,0029 (2 Ø4)	±0,65; 0...0,65	100	98	79	80	88	90	⊥
Середньоквадратичне відхилення, σ					σ ₁ = 5,09 кН		σ ₂ = 4,66 кН		σ ₃ = 4,59 кН		
Коефіцієнт варіації, v					v ₁ = 5,2%		v ₂ = 5,8%		v ₃ = 5,1%		

Примітка*: ⊥, ⊥ - руйнування, відповідно, за похилим або нормативним перерізами.

При цьому, вихідний параметр, тобто фізична міцність приопорних ділянок дослідних балок, може бути представлена моделями (1, 2, 3) для першої ($V_{u,1}$, без повторного), другої ($V_{u,2}$, при знакозмінному рівнів $\eta = \pm 0,50 \dots \pm 0,80$) та третьої ($V_{u,3}$, при знакопостійному рівнів $\eta = 0,00 \dots 0,80$) серій навантаження у вигляді двох руйнуючих поперечних сил V_u (кН). Для того, щоби представлені результати експериментальних досліджень можна було б порівняти з даними інших [1,20,26] авторів, моделі (1, 2, 3) трансформовані у моделі (1а, 2а, 3а) у вигляді середніх, приведених за аналогією [1] до робочої площі перерізу, напружень, які являються адекватними при зміні міцності бетону дослідних зразків-балок від С12/15 (В15) до С45/55 (В55), тобто у всьому дослідному діапазоні зміни класів важчих промислових бетонів з урахуванням допустимої екстраполяції.

Представлені адекватні математичні моделі (1)...(3,а) мають суттєву перевагу над іншими статистичними методами постановки експериментів та обробки їх результатів, яка полягає, насамперед, у тому, що вони дозволяють оцінити вплив кожного дослідного фактора на вихідний параметр не тільки зокрема, а й у взаємодії один з одним, а також порівняти величину цього впливу як в окремо взятій серії, так і за всіма описаними серіями разом, тобто зробити системний аналіз.

Геометрична інтерпретація приведеної несучої здатності приопорних ділянок дослідних зразків-балок частково може бути представлена на рис. 1.

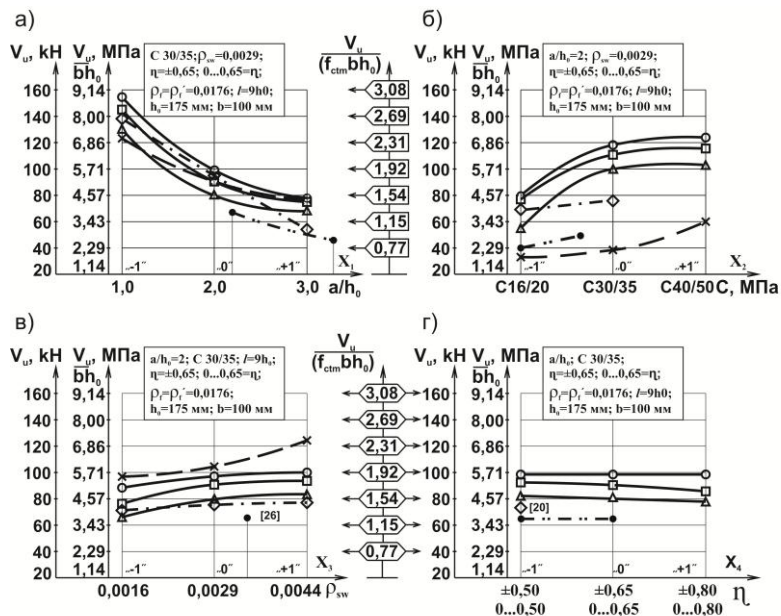
Серед конструктивних чинників найбільший вплив на несучу здатність приопорних ділянок дослідних елементів має проліт зрізу (рис. 1,а). В цілому, підтверджується виявлена О.С. Залесовим, Ю.А. Климовим [1] та іншими дослідниками [19,26] закономірність нелінійного (затухаючого) зменшення міцності похилих перерізів балок зі збільшенням прольоту зрізу.

З підвищенням класу бетону від С16/20 до С40/50 відбувається нелінійне затухаюче (непропорційне) збільшення міцності вказаних ділянок у всіх серіях (рис. 1,б).

Аналогічна картина спостерігається з підвищенням коефіцієнту поперечного армування ρ_{sw} від 0,0016 до 0,0044 (рис. 1,в).

Фактори зовнішнього впливу, насамперед, характер циклічного навантаження, має суттєвий вплив на вихідний параметр, що розглядається. Так, якщо при знакопостійному малоцикловому навантаженні середнє значення міцності приопорних ділянок дослідних зразків зменшується на 8,2% порівняно з несучою здатністю балок першої серії, випробуваних без повторного навантаження, то при знакозмінному циклічному навантаженні – на 18,4%. Така тенденція зберігається

у всіх діапазонах зміни дослідних факторів (рис. 1, а, б, в, г). При цьому, величина рівнів знакозмінного та знакопостійного навантаження ($\eta = \pm 0,50 \dots \pm 0,80$; $0 \dots 0,80$) мало впливає на кінцевий результат (рис. 1,г).



Умовні позначення:

- — дані однократного статичного навантаження (I серія);
- ▲ — дані знакозмінного малоциклового навантаження (II серія)
- — дані знакопостійного небагатократно повторного навантаження (III серія);
- × — дані О.С. Залесова і Ю.А. Климова [1];
- ◇ — дані Н.М. Ярошевич [20];
- — дані О.І. Корнійчука [26];

Рис. 1 Вплив конструктивних чинників (прольоту зрізу (а), класу бетону (б), кількості поперечної арматури (в), а також рівнів та режимів навантажень (г)+(а,б,в) на міцність припоронних ділянок дослідних балок

Отже, значення руйнуючих поперечних сил збільшуються по відношенню до середніх значень, відповідно, 98 кН при одноразовому статичному, 80 кН при знакозмінному циклічному та 90 кН при знакопостійному малоцикловому навантаженнях при:

- зменшенні відносного прольоту зрізу a/h_0 з 3 до 1, відповідно, на 84, 83 і 80%;

- збільшенні класу бетону від C16/20 до C40/50, відповідно, на 24, 33 і 22%;
- збільшенні кількості поперечної арматури ρ_{sw} від 0,0016 до 0,0044, відповідно, на 12, 15 і 16%;
- зменшенні рівня циклічного навантаження η від $\pm 0,8$ до $\pm 0,5$, відповідно, на 5 і 7%;
- одночасному зменшенні прольоту зрізу і збільшенні класу бетону, відповідно, на 14, 17 і 18%;
- одночасному зменшенні прольоту зрізу і рівня знакопостійного навантаження на 5%.

Додатний знак при квадратичному ефекті X_1^2 свідчить про те, що при подальшому збільшенні прольоту зрізу суттєвого зменшення несучої здатності приопорних ділянок дослідних балок не відбудеться, а негативний знак при квадратичних ефектах X_2^2 і X_3^2 – про те, що подальше збільшення класу бетону за межами C40/50 і кількості поперечної арматури $\rho_{sw} \geq 0,0044$ не призведе до суттєвого збільшення руйнуючої поперечної сили.

Як видно з рис. 1, отримані результати експериментів узгоджуються з дослідними даними інших авторів: О.С. Залесова, Ю.А. Климова [1] і Н.М. Ярошевич [20] при однократному статичному навантаженні, а також О.І. Корнійчука [26] при знакозмінному циклічному навантаженні в дещо відмінних умовах. Для цього потрібно було скористатися приведеною до розмірів поперечного перерізу та міцності бетону на розтяг величиною руйнуючої поперечної сили.

Прикладання малоциклового знакозмінного навантаження, особливо високих рівнів, не тільки зменшувало несучу здатність дослідних зразків до 20%, а й змінювало характер їх руйнування. Якщо при одноразовому навантаженні процес утворення та розвитку тріщин пов'язаний тільки зі зміною напружено-деформованого стану балок, то при дії циклічного знакозмінного навантаження – головним чином зі зменшеннями їх жорсткості, що підтверджується дослідженнями [22, 23, 24, 26].

Очевидно, що основною причиною зниження несучої здатності дослідних зразків при циклічному знакопостійному та знакозмінному навантаженні є порушення структури бетону на приопорних ділянках, його розуцільнення та часткова втрата зчеплення з арматурою.

Найбільший приріст залишкових деформацій у бетоні й поперечній арматурі спостерігається на перших двох-трьох циклах і, як правило, вони стабілізуються до п'ятого-шостого циклів при рівнях навантаження $\eta = \pm 0,5 \dots 0,65$. А в деяких зразках з мінімальним класом бетону

і кількістю поперечної арматури при рівнях навантаження $\eta = \pm 0,8$ вказані деформації не стабілізувалися і вони руйнувалися на 6...9 циклах від досягнення втомної міцності або можливого зниження їх міцнісних параметрів внаслідок статистичної похибки при визначенні руйнуючого навантаження високих рівнів.

Під час випробувань дослідних зразків-балок на дію короткочасного одноразового та циклічного навантаження слідкували за утворенням, розвитком та шириною розкриття тріщин на їхній поверхні. Ширину розкриття нормальних тріщин визначили на рівні розтягнутої робочої арматури, а похилих - посередині висоти балки в місцях, де візуально вона виявлялася найбільшою.

Першими утворювалися нормальні тріщини в зоні чистого згину та під зосередженими силами на рівнях навантаження $\eta = 0,15...0,25$ від руйнівного. З ростом навантаження ці тріщини розвивалися у бік стиснутої зони, збільшувалася ширина їх розкриття та утворювалися нові у зоні сумісної дії згинального моменту і поперечної сили з поступовим їх нахилом до місця прикладення зосередженого навантаження.

Перші похилі тріщини з'явилися при навантаженнях $\eta = 0,4...0,6$ від руйнівного посередині висоти в балках з малими або середніми прольотами зрізу або розвивалися з нормальних тріщин у зразках з великим прольотом зрізу, максимальною кількістю поперечної та мінімальною кількістю поздовжньої робочої арматури.

Процес розвитку нормальних та похилих тріщин відбувався прогнозовано: з ростом внутрішніх зусиль утворювались нові тріщини, збільшувалася довжина і ширина розкриття існуючих тріщин, подальший розвиток вказаних тріщин визначається інтенсивністю поперечного армування в прольотах зрізу. При достатній його кількості руйнування дослідного зразка відбувалося за нормальним перерізом внаслідок, як правило, текучості робочої арматури, при недостатній - раніше утворені похилі тріщини зливалися в одну магістральну, за якою власне, і відбувалося руйнування з текучістю стержнів поперечної арматури з наступним зрізом або роздробленням стиснутої зони бетону.

Після зміни знаку навантаження незалежно від його попереднього рівня нормальні і похилі тріщини утворювалися вже, як правило, при менших на 10...20% навантаженнях. При цьому, після зняття навантаження рівнів $\eta = 0,5...0,65$ нормальні тріщини закривалися повністю, а похилі - майже повністю. При високих рівнях навантаженнях ($\eta = 0,8F_u$) відбувався більш стрімкий розвиток існуючих і поява нових похилих та нормальних тріщин, збільшувалася ширина розкриття та зменшувалася відстань між ними. Як правило, незважаючи на симетричне повздовжнє армування зразків у другому напівциклі (парному

«П» або «б») нормальні тріщини є довшими і ширшими на 10...40% порівняно з аналогічними тріщинами у першому напівциклі («І» або «а»). Аналогічна картина спостерігається на приопорних ділянках з перехресними похилими тріщинами. Це явище можна пояснити накопиченням зон у бетоні з локальними концентраціями напружень на границях контакту менш деформативних зерен гранітного щебеню з прошарками більш деформативного цементно-піщаного каменю, утворенням неплоских мікро- і макротріщин в цих місцях та іншими деструктивними процесами. Очевидно також, що появі тріщин на попередньо стиснутій грані чи зоні балки при зміні знаку навантаження сприяли раніше утворені тріщини на протилежній грані (зоні). Як правило, місце утворення цих тріщин було майже симетричним.

З подальшим збільшенням кількості циклів навантаження вказана різниця в довжині та ширині розкриття тріщин нівелюється за виключенням випадків руйнування дослідних елементів на високих ($\eta = \pm 0,8F_u$) рівнях. Уже при перших циклах знакозмінного навантаження відбувалося злиття більшості нормальних наскрізних тріщин і поява аналогічних перехресних похилих тріщин з утворенням окремих блоків (рис. 2), з'єднаних між собою поздовжньою та поперечною арматурою. Взаємне переміщення утворених при циклічному знакозмінному навантаженні блоків одного відносно другого призводить до порушення зчеплення арматури з бетоном і зменшення сил зчеплення по берегах похилих тріщин, внаслідок чого основні внутрішні зусилля на приопорних ділянках сприймаються, в основному, поздовжньою та поперечною арматурою, а в зоні чистого згину і на ділянках під зосередженими силами - розтягнутою (робочою) арматурою, пошкодженою нормальними тріщинами стиснутою зоною бетону і стиснутою арматурою, що виконує роль монтажної на даному напівциклі.

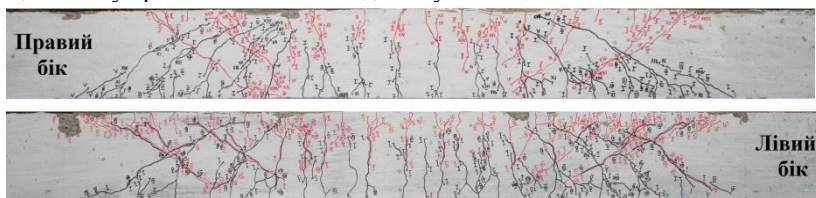


Рис. 2 Утворення нормальних і похилих перехресних тріщин на бічних поверхнях балки (серія 2, дослід №17) з поділом її на окремі блоки перед руйнуванням при малоцикловому знакозмінному навантаженні при $\eta = \pm 0,65F_u$

Аналіз величин стріли прогину дослідних зразків першої серії (т. зв. еталонних балок) при ступінчастому одноразовому навантаженні показав досить малі пропорційні їх прирости до появи перших нормальних і

похилих тріщин, які різко зменшують їх жорсткість і, як наслідок, зростання вказаних приростів прогинів хоч і майже за прямими до високим рівнів ($\eta = \pm 0,8F_u$), проте за більш пологими прямими. З появою значних пластичних деформацій в арматурі та бетоні графіки прогинів викривляються, утворюючи екстремум функції навантаження [7,10] при руйнуванні балок за нормальними перерізами.

При знакозмінних навантаженнях прогини дослідних зразків-балок у перших напівциклах «а» були більшими від прогинів у перших напівциклах «б» на 5...40% внаслідок утворення в них залишкових прогинів у перших напівциклах. Але цей процес є затухаючим і до 3...5 циклу вони стабілізувалися при низьких і середніх ($\eta = \pm 0,5...0,65F_u$) рівнях навантаження, а при високих ($\eta = \pm 0,8 F_u$) - до 7...10, якщо раніше не відбувалося їхнього руйнування. При цьому, прогини балок, що зазнавали циклічних навантажень низьких рівнів не перевищували прогинів еталонних зразків більше, ніж на 10...15%, середніх рівнів на 15...25%, високих рівнів - на 15...35% внаслідок зниження їх жорсткості, що підтверджується дослідженнями [6, 22, 26].

Наукова новизна та практична значимість отриманих результатів досліджень

Виконаними експериментальними дослідженнями частково реалізований системний підхід. За допомогою прийнятої нової методології виконаними експериментальними дослідженнями частково реалізоване визначення складного напружено-деформованого стану прогінних залізобетонних елементів, доведених малоцикловим знакозмінним та знакопостійним навантаженням високих рівнів до вичерпання несучої здатності, вперше отримані нові дані про синергетичний вплив на їхню міцність, тріщиностійкість та деформативність як конструктивних чинників, так факторів зовнішньої дії.

Проведені дослідження дозволили розкрити особливості характеру деформування, тріщиноутворення та руйнування дослідних зразків-балок, що зазнають складного напружено-деформованого стану, виявити механізм та нові схеми руйнування цих елементів, а також встановити їх залежність від відповідного співвідношення дослідних факторів.

Результатом досліджень у вказаному напрямку стане вдосконалений авторами загальний інженерний метод розрахунку міцності похилих і нормальних перерізів залізобетонних конструкцій при малоцикловому знакозмінному і знакопостійному навантаженні високих рівнів, який базуватиметься на виборі найбільш імовірних схем руйнування у залежності від реального співвідношення дослідних факторів, а також

розвиток деформаційної моделі розрахунку їх несучої здатності, вдосконалення чинних нормативних документів.

Висновки

Виконаними комплексними експериментальними дослідженнями частково вирішено актуальну науково-технічну задачу по створенню експериментальної бази даних для розробки нових і вдосконалення існуючих розрахункових моделей прогінних залізобетонних конструкцій, що зазнають дії малоциклових знакозмінних та знакопостійних навантажень високих рівнів. Серед отриманих результатів та розроблених висновків основними є такі:

1. Поставлена і частково розв'язана наукова задача по створенню та дослідженню складного напружено-деформованого стану в залізобетонних балкових елементах під впливом короткочасного знакозмінного і знакопостійного навантаження. Завдяки прийнятій методології отримані нові експериментальні дані та суттєво уточнені фізичні моделі роботи приопорних та інших ділянок дослідних елементів аж до їх руйнування з урахуванням дії зазначеного навантаження високих рівнів, в результаті чого вперше визначений системний синергетичний вплив на тріщиностійкість, деформативність та міцність дослідних зразків-балок величини прольоту зрізу a/h_0 , класу бетону C , коефіцієнта поперечного армування ρ_{sw} , рівня знакозмінного та знакопостійного навантаження η .

2. Розкриті особливості напружено-деформованого стану дослідних зразків-балок, що зазнають малоциклового знакозмінного та знакопостійного навантаження високих рівнів. Вперше встановлена залежність характеру і виду руйнування їхніх приопорних ділянок від відповідного співвідношення конструктивних чинників та факторів зовнішнього впливу. Систематизовані відомі та виявлені нові схеми руйнування цих елементів при дії вказаного навантаження. Виявлені особливості перерозподілу в них внутрішніх зусиль та деформування внаслідок зменшення жорсткості нормальних і похилих перерізів через порушення структури бетону, його розуцільнення та часткової втрати зчеплення з арматурою.

3. Встановлено, що малоциклове знакозмінне та знакопостійне навантаження, особливо високих рівнів, не тільки зменшує несучу здатність дослідних зразків до 20% та їх тріщиностійкість, суттєво збільшує ширину розкриття нормальних і, особливо, похилих тріщин, величину прогинів до 35%, а й змінює характер їх руйнування порівняно з одноразовим пропорційно зростаючим навантаженням, при якому

процес утворення і розвитку тріщин пов'язаний тільки зі зміною їхнього напружено-деформованого стану. Ці відмінності зумовлені, насамперед, отриманими пошкодженнями балок, а також зменшенням їхньої жорсткості.

Summary

The article is devoted to the study of influence of cyclic alternating loading and low cycle load of constant sign on the strength of normal sections of driving away reinforced concrete elements taking into account the change of structural factors of pre-production models and factors of external action.

Література

1. Залесов А.С. Прочность железобетонных конструкций при действии поперечных сил [Текст] / А.С. Залесов, Ю.А. Климов. – К.: Будівельник, 1989. – 104 с.
2. Залесов А.С. Расчёт прочности железобетонных конструкций при различных силовых воздействиях по новым нормативным документам [Текст] / А.С. Залесов, Т.А. Мухамедиев, Е.А. Чистяков // Бетон и железобетон. – 2002. – №3. – С. 10-13.
3. Давиденко А.И. К расчёту прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента, с использованием полной диаграммы деформирования бетона [Текст] / А.И. Давиденко, А.Н. Бамбура, С.Ю. Беляева, Н.В. Присяжнюк // Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій. Зб. наук. праць за зег./ред. Й.Й. Лучка. – Вип. 7. – Львів: Каменяр, 2007. – С. 209-216.
4. Дорошкевич Л.О. Нестандартный метод расчёта поперечной арматуры железобетонных изгибаемых элементов [Текст] / Л.О. Дорошкевич, Б.Г. Демчина, С.Б. Максимович, Б.Ю. Максимович // Проблемы современного бетона и железобетона. Сб. научн. тр. В 2^х частях. – Часть 1. – Бетонные и железобетонные конструкции. – Минск: НП ООО «Стринко», 2007. – С. 164-177.
5. Бабич Є.М. Робота і розрахунок несучої здатності згинальних залізобетонних елементів таврового профілю при дії повторних навантажень [Текст] / Є.М. Бабич, П.С. Гомон, С.В. Філіпчук. - Рівне – 2012: В-цтво НУВГП, 2012. – 108с.
6. Масюк Г.Х. Напружено - деформований стан похилих перерізів згинальних залізобетонних елементів, що зазнають дії малоциклових знакозмінних навантажень [Текст] / Г.Х. Масюк, О.І. Корнійчук // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. Наук. праць. – Рівне: В-цтво НУВГП, 2008. – Вип. 17. – С. 204-211.
7. Митрофанов В.П. Теория идеальной пластичности как элементарная механика псевдопластического предельного состояния бетона: основы, ограничения, практические аспекты, совершенствование [Текст] / В.П. Митрофанов // Коммунальное хозяйство городов. Научн. Техн. Сб. – Киев: Техника, 2006. – Вип. 72. – С. 6-26.

8. Mitrofanov V.P. Optimisation strength theory of reinforced concrete bar elements and structures with practical aspects of its use / Byggnisstatiska Meddelelser. Vol. 71. No. 4. Dec. 2000. – pp 73-125. Danish Society for Structural Science and Engineering.
9. Бондаренко В.М. Расчётные модели силового сопротивления железобетона [Текст] / В.М. Бондаренко, В.И. Колчунов. – М.: Изд-во «АСВ», 2004. – 471 с.
10. Павліков А.М. Застосування нелінійної деформаційної моделі в інженерних розрахунках міцності залізобетонних елементів [Текст] / А.М. Павліков, О.В. Бойко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2012. – Вип. 23. – С. 355-364.
11. Лучко Й.Й. Температурні поля та напружений стан залізобетонних балкових конструкцій мостів [Текст] / Й.Й. Лучко, В.В. Ковальчук // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Одеса, 2013. Вип. № 49. – С. 221-236.
12. Дорофеев В.С. Прочность, трещиностойкость и деформативность неразрезных железобетонных балок [Текст] / В.С. Дорофеев, В.М. Карпюк, Е.Н. Крантовская. – Одесса: Эвен, 2010. – 175 с.: ил. – ISBN 978-966-8169-42-7/
13. Дорофеев В.С. Прочность, трещиностойкость, и деформативность предварительно напряжённых тавровых железобетонных элементов [Текст] / В.С. Дорофеев, В.М. Карпюк, Ф.Р. Карпюк. – Одесса: Эвен, 2010. – 223 с.: ил. – ISBN 978-966-8169-43-4.
14. Дорофеев В.С. Прочность, деформативность и трещиностойкость приопрорных участков внецентренно растянутых и сжатых железобетонных балок [Текст] / В.С. Дорофеев, В.М. Карпюк, Н.Н. Петров. – Одесса: Эвен, 2011. – 183 с. граф. – ISBN 978-966-8169-49-9.
15. Dorofeev V. Their capacity steel cross-section eccentrically shrink or stretch beams / V. Dorofeev, V. Karpuyuk, N. Petrov // Materials of 18 Conference «Theoretical Foundations of Civil Engineering», Polish – Ukrainian - Lithuanian Transactions – Warsaw, September, 2010. – P. 345-352.
16. Карпенко Н.И. О построении более совершенной модели деформирования железобетона с трещинами при плоском напряжённом состоянии [Текст] / Н.И. Карпенко, С.Н. Карпенко // Бетон и железобетон – пути развития (05.09 – 09.09.2002): мат-лы II^а Всерос. международ. Конф. По бетону и железобетону. – М., 2005. – С. 431-444.
17. Корсун В.И. Расчёт конструкций на температурные и силовые воздействия с учётом неоднородности свойств материалов [Текст]: дис. д-ра техн. наук: 05.23.01 / Корсун Володимир Іванович; Донецька держ. акад. буд-ва та арх-ри. – Макіївка, 2005. – 365 с. – Бібліогр.: С. 326-364.
18. Карпюк В.М. Розрахунок залізобетонного стержня у загальному випадку напружено-деформованого стану [Текст] / В.М. Карпюк, О.М. Петров, М.М. Петров // Комунальне господарство міст. Наук.-техн. зб. Харківської національної академії міського господарства. - Харків: ХНАМГ, 2012. – Вип. 105. Серія: технічні науки та архітектури. – С. 83-99.
19. Карпюк В.М. Розрахункові моделі прогінних залізобетонних конструкцій при складному напружено - деформованому стані приопрорних діля-

нок [Текст]: дис. д-ра техн. наук: 05.23.01 / Карпюк Василь Михайлович; Одеська держ. ак. буд-ва та арх.-ри. - Одеса, 2012. – 365 с. – Бібліогр.: С. 284-326.

20. Карпюк В.М. Розрахункові моделі силового опору прогінних залізобетонних конструкцій у загальному випадку напруженого стану (монографія) [Текст] / В.М. Карпюк. – Одеса: ОДАБА, 2014. – 352 с. зіл. – ISBN № 978-617-7195-08-4.

21. Dorofyeyev V. Strength calculation of support areas in reinforced concrete beam structures [Текст] / V. Dorofyeyev, V. Karpyuk, E. Krantovskaya, N. Petrov // Научно-техн. журнал по стр-ву и арх-ре «Вестник МГСУ». – Москва (Россия): Изд-во МИСИ – МГСУ, 2013. – С. 55-67.

22. Гомон П.С. Робота згинальних залізобетонних елементів таврового перерізу за дії повторного навантаження [Текст]: автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Гомон Петро Святославович. НУ «Львівська політехніка». - Лівів, 2013. – 20 с.

23. Заречанський О.О. Особливості роботи стиснуто-зігнутих залізобетонних елементів при одноразових і повторних малоциклових навантаженнях [Текст]: автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Заречанський Олег Олегович. НУ «Львівська політехніка». – Лівів, 2008. – 20 с.

24. Зінчук М.С. Міцність та деформативність залізобетонних згинальних елементів за малоциклових навантажень в умовах підвищених температур [Текст]: автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Зінчук Микола Степанович. НУ «Львівська політехніка». – Лівів, 2008. – 18 с.

25. Карапетян С.Х. Міцність і стійкість позacentрово стиснутих залізобетонних стержнів в умовах небагаторазово повторних навантажень [Текст]: автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Карапетян Смбаг Хачатурович. ДП НДУБК. – Київ, 2009. – 20 с.

26. Корнійчук О.І. Міцність та тріщиностійкість похилих перерізів згинальних залізобетонних елементів при дії малоциклових знакозмінних навантажень [Текст]: автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01/Корнійчук Олександр Іванович. Полт НТУ імені Юрія Кондратюка.-Полтава, 2009. -21 с.

27. Карпюк В.М. Методика експериментальних досліджень напружено-деформованного стану припорних часток залізобетонних балок при малоцикловому навантаженні [Текст] /В. М. Карпюк, Е. І. Албу, Ю. А. Сєміна, А. К. Кицак// (28.11.2013) Ст. мат-в V Республ. научно-техн. конф. — Бендери: Бендерський ПФ ГОУ «ПГУ ім. Т. Г. Шевченка». — С. 3-10.