
МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК 624.012.25:539.431:539.3

В. М. КАРПЮК^{1*}, К. І. АЛБУ^{2*}, Д. С. ДАНИЛЕНКО, Ю. А. СЬОМІНА

^{1*} Кафедра опору матеріалів, Одеська державна академія будівництва та архітектури, вул. Дідріхсона, 4, Одеса, Україна, 65029, тел./факс +38 (048) 723 35 10, ел. пошта v.karpiuk@ukr.net

^{2*} Кафедра опору матеріалів, Одеська державна академія будівництва та архітектури, вул. Дідріхсона, 4, Одеса, Україна, 65029, тел. +38 (067) 188 82 43, ел. пошта albu_katj@mail.ru

ВПЛИВ ЦИКЛІЧНОГО ЗНАКОЗМІННОГО НАВАНТАЖЕННЯ НА МІЦНІСТЬ, ТРІЩИНОСТІЙКІСТЬ ТА ДЕФОРМАТИВНІСТЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ, ЩО ЗГИНАЮТЬСЯ

Мета. Вивчити системний вплив високих рівнів знакозмінного малоциклового навантаження та інших чинників на міцність, тріщиностійкість та деформативність прогінних непереармованих залізобетонних конструкцій та вдосконалити інженерну методику їх розрахунку, що базується на деформаційному методі з урахуванням зазначеного та інших факторів. **Методика.** Для вивчення вказаного та інших питань експериментальні дослідження виконуються згідно з теорією планування за чотирьохфакторним трирівневим планом Бокса B_4 . Дослідні зразки – це залізобетонні балки прямокутного перерізу з розмірами 200×100 мм, довжиною 1975 мм, армовані двома плоскими зварними каркасами з симетричною поздовжньою нижньою та верхньою арматурою $2\phi 14$ A500C і поперечною $2\phi 3$, 4, 5 ВрІ з відносними прольотами зрізу $a/h_0 = 1, 2, 3$, виготовлені з важкого бетону класів С 16/20 (В20), С 30/35 (В35), С40/50 (В50) та випробувані малоцикловим знакозмінним навантаженням різних рівнів. **Результати.** В даній статті розглядаються результати досліджень вказаних у табл. 1 і 2 зразків-балок, виготовлених при середніх значеннях конструктивних чинників та випробуваних на дію малоциклового знакозмінного навантаження рівнів: $\eta = \pm 0,5$; $\eta = \pm 0,65$; $\eta = \pm 0,8$ від руйнівного. **Наукова новизна.** Вперше отримано нові експериментальні дані щодо міцності, тріщиностійкості та деформативності дослідних зразків-балок, доведених малоцикловим знакозмінним навантаженням високих рівнів до вичерпання їхньої несучої здатності ($W_1 \geq 0,4$ мм; $f/l \geq 1/150$). Виконання запланованих експериментально-теоретичних досліджень у повному обсязі дасть можливість оцінити системний вплив конструктивних чинників та факторів зовнішньої дії на вказані параметри як зокрема, так і у взаємодії, вдосконалити методику розрахунку міцності як похилих, так і нормальних перерізів прогінних елементів, а також їх тріщиностійкості та деформативності на основі деформаційної моделі, розробити пропозиції щодо вдосконалення чинних нормативних методик розрахунку їхньої несучої здатності. **Практична значимість.** Отримані результати будуть використані у навчальному процесі ВНЗ будівельного профілю, при проектуванні прогінних залізобетонних конструкцій, які зазнають дії малоциклових знакозмінних навантажень високих рівнів, що дасть можливість підвищити їхню надійність та довговічність, приймати обґрунтовані рішення щодо раціонального використання матеріалів.

Ключові слова: малоциклове знакозмінне навантаження; залізобетонна балка; міцність; тріщиностійкість; деформативність; експеримент

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-деформованого 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 нормаль-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

них 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 навантажень 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 (А. 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 I. Ramirez і I. Vreen 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'язеву 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, А. О. Дорошкевича, С. Б. Максимович [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. Бабица [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 [18-21], Л. І. Стороженка, Д. А. Ярмоленка, П. С. Гомона [22], О. О. Заречанського [23], М. С. Зінчука [24], С. Х. Кара-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

петяна [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 займався 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 ін.

Суттєвий внесок в розвиток науки про складний напружено-деформований стан залізобетону, зумовлений циклічним навантаженням у тому числі, зробили такі визначні 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. Беченєв, 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. Ільчук, 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. Кокарєв, Ю. О. Крусъ, 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,

А. В. Перельмутер, А. П. Погореляк, В. А. Ржевський, В. В. Руденко, М. В. Савицький, О. В. Семко, Г. М. Ставров, С. Л. 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. Гвоздєв, Л. Г. Двоскіна, А. О. Дмитренко, Л. О. Дорошкевич, В. С. Дорофєєв, 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. Николаєв, П. Ріган, С. А. Тихомиров, М. С. Торяник, М. Н. Убайдулаєв, А. А. Цейтлін, Б. А. Шостак та ін.

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 їхньої міцності, тріщиностійкості та деформативності.

Мета даної роботи – виявити вплив знакозмінного малоциклового навантаження високих рівнів на міцність, тріщиностійкість та деформативність нормальних і похилих перерізів залізобетонних балкових елементів, а також поповнити банк експериментальних даних для вдосконалення інженерної методики їхнього розрахунку на деформаційній основі.

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

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

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

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 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 вдосконаленні* нелінійних розрахункових моделей прогінних залізобетонних конструкцій з урахуванням дії вказаного навантаження, а також інженерної методики розрахунку їхньої 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: $a = h_0$, $2h_0$ і $3h_0$. 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: $X_3 \rightarrow \rho_W = 0,0016$; $0,0029$; $0,0044$. У якості четвертого прийнятий фактор зовнішньої дії X_4 – рівень знакозмінного навантаження: $\eta = \pm 0,50$; $\pm 0,65$; $\pm 0,80$ 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 ± 2 °C і майже 100 % вологості повітря протягом 100..110 днів. Перед випробуванням на бокові поверхні балок наносили тонкий шар вапняного розчину з метою полегшення фіксації утворення та розвитку нормальних і похилих тріщин, а потім висушували їх до природної вологості. Деформації бетону, арматури і прогини дослідних зразків вимірювали за допомо-

гою індикаторів годинникового типу з ціною поділки, відповідно, 0,001 мм і 0,01 мм.

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 короточасного ступеневого навантаження, практично, до руйнівного стану, коли ширина розкриття похилих тріщин і стріла прогинів перевищувала допустимі значення. Надалі випробували аналогічні дослідні балки другої серії на дію знакозмінного небагатоповертного поперечного навантаження вказаних високих рівнів. Заплановані також випробування таких же балок третьої серії на дію знакопостійного навантаження аналогічних рівнів.

Комплексним планом експериментів передбачені також повторні випробування підсиленних вуглепластиками похилих й нормальних перерізів майже зруйнованих дослідних зразків-балок другої і третьої серій на дію аналогічного попередньому навантаження.

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

Результати

Деякі результати випробувань дослідних зразків-балок першої і другої серій згідно з прийнятою методикою [27] представлені в табл. 1 і 2 у вигляді руйнівної поперечної сили $V_{ul,2} = F_{ul,2}$, стріли прогинів $f_{1,2}$, максимальної ширини розкриття нормальних W_{ku}^\perp , W_k^\perp і похилих W'_{ku} , W'_k тріщин, відносних деформацій крайніх фібр стиснутого бетону ϵ_{cu} , ϵ_c , розтягнутої ϵ_{su} , ϵ_s та стиснутої ϵ'_{su} , ϵ'_s арматури на непарних (а) і парних (б) напівциклах.

Абсолютна більшість дослідних балок обох серій зруйнувалися за похилими перерізами в обох або одному (частіше) з прольотів зрізу. Критеріями руйнування дослідних зразків слугували: досягнення граничних значень дефор-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

мацій 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 %) показників манометра на сосної станції силової установки.

Таблиця 1

Величина руйнуючого ($2F_{ult}$) і циклічного ($\eta \cdot 2F_{ult}$) навантаження та значень в зразках-балках

№ до-слі-ду	Прольот зрізу a / h_0 , мм	Клас бетону C , МПа	Коеф. попер. арм. ρ_{sw} (\emptyset ВрІ)	$\eta = \frac{2F}{2F_{ult}}$	$2F_{ult}$, кН	f_u , мм	W_{ku}^\perp , мм	W'_{ku} , мм	$\varepsilon_{cu} \cdot 10^{-5}$	$\varepsilon_{su} \cdot 10^{-5}$	$\varepsilon'_{su} \cdot 10^{-5}$
					$\eta \cdot 2F_{ult}$, кН	f , мм	W_k^\perp , мм	W'_k , мм	$\varepsilon_c \cdot 10^{-5}$	$\varepsilon_s \cdot 10^{-5}$	$\varepsilon'_s \cdot 10^{-5}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	525	C40/50	0,0044 (2 Ø5)	±0,80	–	–	–	–	–	–	–
2	525	C40/50	0,0044 (2 Ø5)	±0,50	–	–	–	–	–	–	–
3	525	C40/50	0,0016 (2 Ø3)	±0,80	–	–	–	–	–	–	–
4	525	C40/50	0,0016 (2 Ø3)	±0,50	–	–	–	–	–	–	–
5	525	C16/20	0,0044 (2 Ø5)	±0,80	–	–	–	–	–	–	–
6	525	C16/20	0,0044 (2 Ø5)	±0,50	–	–	–	–	–	–	–
7	525	C16/20	0,0016 (2 Ø3)	±0,80	–	–	–	–	–	–	–
8	525	C16/20	0,0016 (2 Ø3)	±0,50	–	–	–	–	–	–	–
9	175	C40/50	0,0044 (2 Ø5)	±0,80	–	–	–	–	–	–	–
10	175	C40/50	0,0044 (2 Ø5)	±0,50	135,0	6,02	0,2	0,9	132,8	95,7	116,0
					67,5	3,14	0,1	0,2	66,7	45,0	85,1
11	175	C40/50	0,0016 (2 Ø3)	±0,80	171,8	5,71	0,25	0,82	131,5	85,2	136,7
					137,5	5,58	0,3	0,8	123,3	75,7	209,8
12	175	C40/50	0,0016 (2 Ø3)	±0,50	147,3	4,24	0,25	0,8	101,2	59,83	113,7
					73,7	4,5	0,05	0,4	53,5	28,2	123,6
3	175	C16/20	0,0044 (2 Ø5)	±0,80	110,5	3,67	0,2	0,8	87,3	52,2	97,6
					88,4	4,19	0,15	0,7	75,3	48,0	115,5
14	175	C16/20	0,0044 (2 Ø5)	±0,50	106,4	4,51	0,12	1,0	103,3	68,17	104,7
					53,2	4,46	0,05	0,4	58,8	38,8	81,3

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Закінчення таблиці 1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
15	175	C16/20	0,0016	±0,80	110,5	4,24	0,15	0,85	97,6	63,5	100,9
			(2 Ø3)		88,4	5,94	0,1	1,0	131,3	94,3	121,7
16	175	C16/20	0,0016	±0,50	77,7	3,64	0,15	1,1	82,2	56,0	79,3
			(2 Ø3)		38,9	2,54	0,1	0,4	49,8	34,7	56,3
17	525	C30/35	0,0029	±0,65	61,4	4,46	1,0	0,8	149,2	85,0	170,7
			(2 Ø4)		39,9	4,25	0,4	1,2	134,2	80,0	245,0
18	175	C30/35	0,0029	±0,65	167,8	4,79	0,75	0,25	112,8	69,0	124,1
			(2 Ø4)		109,1	4,61	0,2	0,45	101,4	73,7	92,8
19	350	C40/50	0,0029	±0,65	90,0	5,02	0,25	1,1	140	91,7	143,6
			(2 Ø4)		58,5	5,4	0,15	0,6	132	92,3	145,7
20	350	C16/20	0,0029	±0,65	77,7	5,04	0,2	0,95	142,1	90,83	150
			(2 Ø4)		50,5	4,59	0,25	1,3	127,8	83,3	179,7
21	350	C30/35	0,0044	±0,65	73,7	4,07	0,2	0,8	116,5	71,33	128,0
			(2 Ø5)		47,9	7,39	0,2	0,5	188,3	145,7	109,8
22	350	C30/35	0,0016	±0,65	53,2	2,94	0,15	1,2	84,17	51,67	92,3
			(2 Ø3)		34,6	2,6	0,1	0,4	61,3	34,33	127,7
23	350	C30/35	0,0029	±0,80	77,7	5,08	0,6	0,6	141,5	93,0	144,4
			(2 Ø4)		62,2	4,53	0,35	0,8	110,7	69,7	176,3
24	350	C30/35	0,0029	±0,50	77,7	5,08	0,6	0,6	141,5	93,0	144,4
			(2 Ø4)		38,9	2,96	0,1	0,3	83,3	53,3	126,7
25	350	C30/35	0,0029	±0,65	77,7	5,08	0,6	0,6	141,5	93,0	144,4
			(2 Ø4)		50,5	3,88	0,2	0,3	101,2	69,0	124,0

Таблиця 2

Зміна ширини розкриття нормальних (W_k^\perp) і похилих (W_k') тріщин в балках при циклічному навантаженні

№ циклу	№ випробуваного зразка-балки																
	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	
	W_k^\perp , мм																
W_k' , мм																	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
1	а*	0,1	0,25	0,05	0,1	0,05	0,1	0,1	0,15	0,2	0,1	0,15	0,15	0,1	0,35	0,1	0,15
		0,15	0,4	0,15	0,35	0,15	0,9	0,25	0,2	0,4	0,3	0,4	0,15	0,2	0,3	0,1	0,35
	б	0,1	0,22	0,05	0,15	0,05	0,1	0,1	0,25	0,25	0,15	0,25	0,15	0,1	0,15	0,1	0,15
		0,2	0,45	0,2	0,4	0,17	1,0	0,25	0,7	0,35	0,4	0,6	0,35	0,2	0,4	0,25	0,3

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Закінчення таблиці 2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
2	а	0,1	0,22	0,05	0,1	0,05	–	0,1	0,15	0,15	0,2	0,15	0,2	0,1	0,2	0,15	0,2
		0,15	0,5	0,2	0,4	0,2	–	0,3	0,35	0,3	0,4	0,6	0,4	0,2	0,2	0,15	0,35
	б	0,1	0,25	0,07	0,16	0,05	–	0,1	0,3	0,2	0,15	0,25	0,15	0,1	0,15	0,1	0,2
		0,2	0,5	0,22	0,47	0,2	–	0,3	0,8	0,3	0,4	0,62	0,4	0,35	0,5	0,35	0,35
3	а	0,1	0,2	0,05	0,1	0,05	–	0,1	0,2	0,2	0,17	0,15	0,2	0,1	0,2	0,15	0,15
		0,15	0,6	0,22	0,45	0,22	–	0,32	0,35	0,27	0,4	0,8	0,35	0,3	0,25	0,15	0,35
	б	0,1	0,3	0,07	0,17	0,07	–	0,1	0,2	0,25	0,15	0,2	0,15	0,1	0,15	0,1	0,15
		0,2	0,55	0,24	0,5	0,24	–	0,32	0,8	0,45	0,4	0,7	0,4	0,35	0,4	0,3	0,3
4	а	0,1	0,2	0,05	0,1	0,05	–	0,1	0,2	0,2	0,15	0,2	0,2	0,1	0,2	0,2	0,2
		0,15	0,5	0,2	0,47	0,2	–	0,35	0,35	0,4	0,35	0,82	0,4	0,25	0,4	0,15	0,35
	б	0,1	0,25	0,05	0,17	0,05	–	0,1	0,35	0,2	0,11	0,25	0,15	0,1	0,15	0,1	0,2
		0,2	0,5	0,4	0,52	0,4	–	0,3	0,9	0,4	0,4	0,8	0,45	0,35	0,45	0,35	0,35
5	а	0,12	0,25	0,05	0,1	0,05	–	0,1	0,25	0,15	0,15	0,2	0,15	0,1	0,3	0,1	0,2
		0,15	0,7	0,25	0,5	0,25	–	0,35	0,35	0,4	0,45	0,9	0,45	0,3	0,4	0,15	0,4
	б	0,1	0,25	0,05	0,17	0,05	–	0,1	0,4	0,2	0,16	0,2	0,2	0,1	0,25	0,1	0,2
		0,2	0,55	0,4	0,55	0,4	–	0,3	0,6	0,4	0,45	0,8	0,3	0,35	0,6	0,3	0,35
6	а	0,1	0,25	0,05	0,1	0,05	–	0,1	0,2	0,15	0,1	0,2	0,17	0,1	0,25	0,15	0,2
		0,15	0,7	0,22	0,55	0,22	–	0,35	0,35	0,4	0,4	1,0	0,3	0,25	0,5	0,2	0,4
	б	0,1	0,25	0,05	0,15	0,05	–	0,1	0,3	0,25	0,15	0,25	0,15	0,1	0,15	0,1	0,2
		0,2	0,57	0,4	0,57	0,4	–	0,36	0,6	0,45	0,55	0,65	0,4	0,35	0,8	0,3	0,3
7	а	0,1	0,25	0,05	0,1	0,05	–	0,1	0,2	0,16	0,15	0,2	0,2	0,1	–	0,15	0,15
		0,15	0,7	0,22	0,6	0,22	–	0,37	0,35	0,4	0,4	1,1	0,35	0,25	–	0,2	0,45
	б	0,1	0,25	0,05	0,16	0,05	–	0,1	0,3	0,25	0,15	0,25	0,1	0,1	–	0,1	0,25
		0,2	0,55	0,4	0,6	0,41	–	0,37	0,8	0,45	0,5	0,75	0,4	0,35	–	0,3	0,3
8	а	0,1	0,25	0,05	0,1	0,05	–	0,1	0,2	0,2	0,12	0,25	0,2	0,1	–	0,1	0,2
		0,15	0,7	0,25	0,6	0,25	–	0,36	0,4	0,45	0,35	1,2	0,45	0,3	–	0,25	0,5
	б	0,1	0,25	0,05	0,15	0,05	–	0,1	0,3	0,22	0,15	0,25	0,2	0,1	–	0,1	0,2
		0,2	0,57	0,4	0,6	0,4	–	0,4	0,8	0,45	0,6	0,8	0,5	0,35	–	0,3	0,3
9	а	0,1	0,25	0,06	0,1	0,05	–	0,1	0,2	0,2	0,1	0,15	0,2	0,1	–	0,1	0,2
		0,15	0,8	0,25	0,62	0,25	–	0,35	0,35	0,4	0,4	1,3	0,35	0,3	–	0,25	0,45
	б	0,1	0,29	0,05	0,15	0,05	–	0,1	0,3	0,2	0,15	–	0,2	0,1	–	0,15	0,2
		0,2	0,72	0,4	0,67	0,4	–	0,35	0,75	0,45	0,6	–	0,5	0,4	–	0,3	0,35
10	а	0,1	0,25	0,08	0,1	0,05	–	0,1	0,2	0,15	0,1	–	0,2	0,1	–	0,15	0,2
		0,15	0,83	0,25	0,66	0,25	–	0,35	0,4	0,45	0,4	–	0,3	0,3	–	0,25	0,45
	б	0,1	0,27	0,05	0,15	0,05	–	0,1	0,3	0,2	0,15	–	0,2	0,1	–	0,1	0,2
		0,2	0,73	0,4	0,7	0,4	–	0,4	0,7	0,45	0,6	–	0,5	0,4	–	0,3	0,3

* а – перший (1) напівцикл поперечного навантаження зверху; б – другий (2) напівцикл поперечного навантаження знизу.

© В. М. Карпюк, К. І. Албу, Д. С. Даниленко, Ю. А. Сьоміна, 2014

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Як видно із табл. 1, несуча здатність балок як при одноразовому, так і при знакозмінному циклічному навантаженні різко зростає зі зменшенням відносного прольоту зрізу. При цьому, змінюється також і характер їх руйнування: при великих ($a/h_0 = 3$) і середніх ($a/h_0 = 2$) прольотах зрізу – за схемами С/V або В/М [19, 20], тобто за похилою тріщиною від переважної дії поперечної сили або згинального моменту, а при малих прольотах зрізу – за схемою Д//см, тобто похилою стислою смугою.

Збільшення класу бетону від С16/20 до С40/50 не призводить до пропорційного збільшення несучої здатності приопорних та інших ділянок дослідних зразків-балок, очевидно, тому, що міцність бетону на розтяг зростає, при цьому, повільніше, ніж на стиск.

Аналогічна картина спостерігається зі збільшенням кількості поперечної арматури від $\rho_w = 0,0016$ до $\rho_w = 0,0044$, яка разом з поздовжньою арматурою після поділу дослідного елемента на окремі блоки та силами зчеплення між ними сприймала зовнішнє поперечне навантаження.

Прикладання малоциклового знакозмінного навантаження, особливо високих рівнів, не тільки зменшувало несучу здатність дослідних зразків до 20 %, а й характер їхнього 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 зменшенням їх жорсткості, що підтверджується дослідженнями [22-24, 26].

Очевидно, що основною причиною зниження несучої здатності дослідних зразків при циклічному 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 $\eta = \pm 0,5 \dots \pm 0,65$. 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 мож-

ливого зниження їх міцнісних параметрів внаслідок статистичної похибки при визначенні руйнівного 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 визначали 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 $\eta = 0,15 \dots 0,25$ 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'являлися при навантаженнях $\eta = 0,4 \dots 0,6$ від руйнівного посередині висоти в балках з малими або середніми прольотами зрізу або розвивалися з нормальних тріщин у зразках з великим прольотом зрізу і максимальною кількістю поперечної арматури.

Процес розвитку нормальних та похилих тріщин відбувався прогнозовано: з ростом внутрішніх зусиль утворювалися 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, 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 $\eta = \pm 0,5 \dots \pm 0,65$ нормальні тріщини закривалися повністю, а похилі – майже повністю. При високих рівнях навантаженнях ($\eta = \pm 0,8 F_u$) відбувався більш стрімкий розвиток існуючих і

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

поява нових похилих та нормальних тріщин, збільшувалася ширина розкриття та зменшувалася відстань між ними. Як правило, незважаючи на симетричне поздовжнє армування зразків у другому напівциклі (парному «II» або «б») нормальні тріщини є більш довгими і широкими на 10...40 % порівняно з аналогічними тріщинами у першому напівциклі («I» 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 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. 1), з'єднаних між собою поздовжньою та поперечною арматурою.



Рис. 1. 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 $\eta = \pm 0,65F_u$

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 монтажною на даному напівциклі.

Аналіз величин стріли прогину дослідних зразків першої серії (т. зв. еталонних балок) при ступінчастому одноразовому зростаючому навантаженні показала 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 пропорційно до високих 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 (прогини) стабілізувалися при низьких і середніх ($\eta = \pm 0,5... \pm 0,65F_u$) рівнях навантаження, а при високих ($\eta = \pm 0,8F_u$) – 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 їхньої жорсткості, що підтверджується дослідженнями [6, 22, 26].

Наукова новизна та практична значимість отриманих результатів досліджень

За допомогою прийнятої нової методології виконаними експериментальними досліджен-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

нями частково реалізований системний підхід щодо визначення складного напружено-деформованого стану прогінних залізобетонних елементів, доведених малоцикловим знакозмінним навантаженням високих рівнів до вичерпання несучої здатності, вперше отримані нові дані про вплив на їхню міцність, тріщиностійкість та деформативність конструктивних чинників та факторів зовнішньої дії. Завершення запланованих експериментальних та теоретичних досліджень дозволить виявити сповна залежність зазначених параметрів працездатності від вказаних чинників та факторів не тільки зокрема, а й у їхній взаємодії.

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 запропонований 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 їхньої 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 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 малоциклового наван-

таження. Завдяки прийнятій методології отримані нові експериментальні дані та суттєво уточнені фізичні моделі роботи приопорних та інших ділянок дослідних елементів аж до їхнього руйнування з урахуванням дії зазначеного навантаження високих рівнів, в результаті чого вперше визначений системний вплив на тріщиностійкість, деформативність та міцність дослідних зразків-балок величини прольоту зрізу a/h_0 , класу бетону C , коефіцієнта поперечного армування ρ_w , рівня знакозмінного навантаження η .

2. Розкриті особливості напружено-деформованого стану дослідних зразків-балок, що зазнають малоциклового знакозмінного 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 розущільнення та часткової втрати зчеплення з арматурою.

3. Встановлено, що малоциклове знакозмінне навантаження, особливо високих рівнів, не тільки зменшує несучу здатність дослідних зразків до 20 % та їхню тріщиностійкість, суттєво збільшує ширину розкриття нормальних і, особливо, похилих тріщин, величину прогинів до 35 %, а й змінює характер їхнього 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.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Залесов, А. С. Прочность железобетонных конструкций при действии поперечных сил [Текст] / А. С. Залесов, Ю. А. Климов. – Київ : Будівельник, 1989. – 104 с.
2. Залесов, А. С. Расчёт прочности железобетонных конструкций при различных силовых воздействиях по новым нормативным документам

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

- [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 заг. ред. Й. Й. Лучка. – Вип. 7. – Львів : Камеяр, 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 2х 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 : В-цтво НУВГП, 2012. – 108 с.
 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 // Ресурсоєкономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне : Вид-во 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 [Text] / Byggnisstatistiske 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. – Москва : 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 // Ресурсоєкономні 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.
 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.
 14. Дорофеев, В. С. Прочность, деформативность и трещиностойкость приопорных участков внецентренно растянутых и сжатых железобетонных балок [Текст] / В. С. Дорофеев, В. М. Карпюк, Н. Н. Петров. – Одесса : Эвен, 2011. – 183 с.
 15. Dorofeev, V. Their capacity steel cross-section eccentrically shrink or stretch beams / V. Dorofeev, V. Karyuk, N. Petrov [Text] // 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 – 09.09.2005): мат-лы II-й Всерос. международ. конф. По бетону и железобетону. – Москва, 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.
 18. Карпюк, В. М. Розрахунок залізобетонного стержня у загальному випадку напружено-деформованого стану [Текст] / В. М. Карпюк, О. М. Петров, М. М. Петров // Коомунальне господарство міст. Наук.-техн. зб. Харківської національної академії міського господарства. – Харків : ХНАМГ, 2012. – Вип. 105. Серія: технічні науки та архітектура. – С. 83-99.
 19. Карпюк, В. М. Розрахункові моделі прогінних залізобетонних конструкцій при складному напружено – деформованому стані приопорних ділянок [Текст]: дис. д-ра техн. наук: 05.23.01 /

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

- Карпюк Василь Михайлович; Одеська держ. ак. буд-ва та арх.-ри. – Одеса, 2012. – 365 с.
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.
 21. Dorofeyev, V. Strength calculation of support areas in reinforced concrete beam structures [Text] / V. Dorofeyev, 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». – Львів, 2013. – 20 с.
 23. Заречанський, О. О. Особливості роботи стиснуто-зігнутих залізобетонних елементів при одноразових і повторних малоциклових навантаженнях [Текст]: атореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Заречанський Олег Олегович. НУ «Львівська політехніка». – Львів, 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». – Львів, 2008. – 18 с.
 25. Карапетян, С. Х. Міцність і стійкість позациентрово стиснутих залізобетонних стержнів в умовах небагаторазово повторних навантажень [Текст]: автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Карапетян Смбат 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-деформованого стану припорних участків залізобетонних балок при малоцикловому навантаженні [Текст] / В. М. Карпюк, Е. І. Албу, Ю. А. Сєміна, А. К. Кицак // (28.11.2013) Сб. мат-в V Республ. научно-техн. конф. – Бендери : Бендерський ПФ ГОУ «ПГУ ім. Т. Г. Шевченка». – С. 3-10.

В. М. КАРПЮК^{1*}, Е. І. АЛБУ^{2*}, Д. С. ДАНИЛЕНКО, Ю. А. СЄМИНА

^{1*} Кафедра сопроотивлення матеріалів, Одеська державна академія будівництва та архітектури, ул. Дидрихсона, 4, Одеса, Україна, 65029, тел./факс +38 (048) 723 35 10, ел. пошта v.karpiuk@ukr.net

^{2*} Кафедра сопроотивлення матеріалів, Одеська державна академія будівництва та архітектури, ул. Дидрихсона, 4, Одеса, Україна, 65029, тел. +38 (067) 188 82 43, ел. пошта alby_katj@mail.ru

ВЛИЯНИЕ ЦИКЛИЧЕСКОЙ ЗНАКОПЕРЕМЕННОЙ НАГРУЗКИ НА ПРОЧНОСТЬ, ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ И ДЕФОРМАТИВНОСТЬ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Цель. Изучить системное влияние высоких уровней знакопеременного малоциклового нагружения и других факторов на прочность, трещиностойкость и деформативность пролётных непереармированных железобетонных конструкций, усовершенствовать инженерную методику их расчета, базирующуюся на деформационном методе с учетом указанного и других факторов. **Методика.** Для изучения указанного и других вопросов экспериментальные исследования выполняются согласно теории планирования по четырехфакторному трехуровневому плану Бокса B_4 . Опытные образцы – это железобетонные балки прямоугольного сечения с размерами 200×100 мм, длиной 1975 мм, армированные двумя плоскими сварными каркасами с симметричной продольной нижней и верхней арматурой $2 \varnothing 14$ А500С и поперечной $2 \varnothing 3, 4, 5$ ВрI с относительными пролетами среза $a / h_0 = 1, 2, 3$, изготовленные из тяжелого бетона классов С 16/20 (В20), С 30/35 (В35), С 40 / 50 (В50) и испытанные малоцикловоу знакопеременной нагрузкой различных уровней. **Результаты.** В данной статье рассматриваются результаты исследований указанных образцов-балок, изготовленных при средних значениях конструктивных факторов и испытанных на действие малоцикловых знакопеременных нагрузок уровней: $\eta = \pm 0,5$; $\eta = \pm 0,65$; $\eta = \pm 0,8$. **Научная новизна.** Впервые получены новые экспериментальные данные по прочности, трещиностойкости и деформативности опытных образцов-балок, доведенных малоцикловоу знакопеременной нагрузкой высоких уровней до ис-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

черпания их несущей способности ($W_1 \geq 0,4$ мм; $f/l \geq 1/150$). Выполнение запланированных экспериментально-теоретических исследований в полном объеме даст возможность оценить системное влияние конструктивных факторов и факторов внешнего воздействия на указанные параметры, как в частности, так и во взаимодействии, усовершенствовать методику расчета прочности как наклонных, так и нормальных сечений изгибаемых элементов, а также их трещиностойкости и деформативности на основе деформационной модели, разработать предложения по совершенствованию действующих нормативных методик расчета их несущей способности. **Практическая значимость.** Полученные результаты будут использованы в учебном процессе ВУЗов строительного профиля, при проектировании пролетных железобетонных конструкций, на которые воздействуют малоцикловые знакопеременные нагрузки высоких уровней, что позволит повысить их надежность и долговечность, принимать обоснованные решения по рациональному использованию материалов.

Ключевые слова: малоцикловое знакопеременное нагружение; железобетонная балка; прочность; трещиностойкость; деформативность; эксперимент

V. M. KARPYUK^{1*}, E. I. ALBU^{2*}, D. S. DANILENKO, J. A. SYOMINA

^{1*} Department of strength of material, Odessa State Academy of Building and Architecture, 4 Didrikhsona Str., Odessa, Ukraine, 65029, tel./fax +38 (048) 723 35 10, e-mail v.karpiuk@ukr.net

^{2*} Department of strength of material, Odessa State Academy of Building and Architecture, 4 Didrikhsona Str., Odessa, Ukraine, 65029, tel. +38 (067) 188 82 43, e-mail alby_katj@mail.ru

INFLUENCE OF CYCLIC ALTERNATING LOADING ON THE STRENGTH, CRACK RESISTANCE AND DEFORMABILITY OF BENDING REINFORCED CONCRETE ELEMENTS

Purpose. To study the systemic influence of the high levels of low-cycle alternating loading and other factors on the strength, crack resistance and deformability of girder reinforced concrete structures and to improve engineering methodology of their calculation based on the deformation method, taking into account these and other factors.

Methodology. Experimental researches are performed according to the theory of planning by means of the three-level four-factor plan of Boks B_4 for the studying of these and other questions. Specimens are rectangular reinforced concrete beams with the sizes 200×100 mm, with the length of 1975 mm, reinforced with two flat welded frames with symmetric longitudinal bottom and top reinforcement 2 \varnothing 14A500C and transverse reinforcement 2 \varnothing 3, 4, 5 BpI with the relative shear span $a/h_0 = 1, 2, 3$, made from heavy concrete of the grades C 16/20 (B20), C 30/35 (B35), C 40 / 50 (B50), and tested by low-cycle alternating loading of different levels. **Findings.** The results of the tests of these specimens-beams, produced at the average values of constructive factors and tested on the action of low-cycle alternating loading with the levels $\eta = \pm 0,5$; $\eta = \pm 0,65$; $\eta = \pm 0,8$ are considered in this paper.

Originality. New experimental data on the strength, crack resistance and deformability of specimens-beams, reached the end of their load-bearing capacity by means of low-cycle alternating loading of high levels were first obtained. Fulfillment of the planned experimental and theoretical researches in full will give the opportunity to assess the systemic impact of structural factors and factors of external influence on these parameters in particular, and in interaction, improve the methodology for strength calculation both inclined and normal sections of the span elements, as well as their crack resistance and deformability on the basis of the deformation model, to develop proposals for improving the current regulatory methods for calculating of their bearing capacity. **Practical value.** The results will be used in the educational process in university of building profile, the design of span reinforced concrete structures that are affected by low-cycle alternating loads with high levels, which will increase their reliability and durability, make informed decisions on rational using of materials.

Keywords: low-cycle alternating loading; reinforced concrete beam; strength; crack resistance; deformability; experiment

Стаття рекомендована до публікації д.т.н., проф. В. Д. Петренко (Україна), д.т.н., проф. А. І. Лантухом-Лященко (Україна).

Надійшла до редколегії 25.08.2014.

Прийнята до друку 29.09.2014.