

В.С. Дорофєєв, В.М. Карпюк, О.М. Крантовська, М.М. Петров
Одеська державна академія будівництва та архітектури,
кафедра залізобетонних і кам'яних конструкцій

ІНЖЕНЕРНИЙ МЕТОД РОЗРАХУНКУ МІЦНОСТІ ПРИОПОРНИХ ДІЛЯНОК ПРОГІННИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

© Дорофєєв В.С., Карпюк В.М., Крантовська О.М., Петров М.М., 2013

Наведено основні результати експериментальних досліджень міцності приопорних ділянок звичайних, нерозрізних, попередньо напружених, позацентрово розтягнених і стиснених залізобетонних балок. Виявлено нові схеми руйнування приопорних ділянок вказаних конструкцій та встановлено їх залежність від відповідного співвідношення дослідних факторів. Розроблено новий загальний інженерний метод розрахунку міцності приопорних ділянок зазначених елементів, що ґрунтується на виборі та по черговому розгляді найімовірніших схем їх руйнування.

Ключові слова: залізобетонні балки, приопорні ділянки, напружено-деформований стан, міцність.

The main results of experimental studies of strength, bearing areas' are usually uncut, pre-stressed, stretched and eccentrically compressed reinforced concrete beams. The identified of the stated constructions' bearing areas' new destruction patterns and the establishment of their dependence on the research factors' corresponding ratio; the development of new general engineering methods of the studied elements' bearing areas' durability calculation based on the choice and the alternating consideration of the most probable destruction schemes.

Key words: reinforced concrete beams, bearing areas, deflected mode, strength.

Вступ

Опір залізобетонних елементів сумісній дії поздовжніх і поперечних сил, згинальних і крутних моментів є однією з найважливіших і не до кінця вивчених проблем як у теорії залізобетону, так і в реальному проектуванні. У зв'язку з цим систематизовані експериментально-теоретичні дослідження з метою вдосконалення існуючих і розробки сучасних розрахункових моделей приопорних ділянок залізобетонних елементів є важливим завданням.

Аналіз попередніх досліджень

Пріоритетним напрямом досліджень і публікацій з вказаної теми в останні роки є розвиток нормативної бази в галузі будівельних конструкцій, впровадження деформаційного методу розрахунку їхньої несучої здатності. Якщо вивченню несучої здатності нормальних перерізів присвячені численні праці вітчизняних та зарубіжних дослідників, то несуча здатність похилих перерізів вказаних елементів залишається ще недостатньо вивченою. Водночас руйнування залізобетонних конструкцій за похилими перерізами є дуже небезпечним, а тому і вкрай небажаним.

Відмова від так званих методів аналогій під час розрахунку міцності похилих перерізів, зокрема фермових, основним недоліком якого є відмінність прийнятих розрахункових моделей від реальних умов роботи і яка належить нині до чинного європейського стандарту EC-2 [1], вивела у другій половині XX ст. вітчизняні норми на передові рубежі науки з цього питання. Але водночас, як слушно наголошено у роботі В.В. Тура і А.А. Кондратчика [2], недостатньо обґрунтоване зменшення запасу міцності приопорних ділянок і нехтування впливом низки конструктивних факторів та факторів зовнішньої дії призвело до суттєвого зменшення надійності розрахунку за СНиП 2.03.01-84* [3]. На думку авторів [2], найбільшу точність і надійність мають розрахункові формули норвезьких норм NS 3473E, які ґрунтуються на положеннях модифікованої теорії "тиснутих полів" і канадські норми CSA 23, основані на загальній теорії розрахунку на зріз. Результати оцінювання

надійності розрахункових формул EC-2 показали, що вони є проміжним між американськими ACI Code 318 і норвезькими NS 3473E нормами.

У зв'язку з цим автори (О.С. Залесов, О.І. Звездов, Т.А. Мухамедієв, Є.А. Чистяков та ін.) під час перегляду СНиП 2.03.01-84*, введених у Росії з 2003 [4] і 2004 [5] норм стверджують, що існуючі методи розрахунку міцності похилих перерізів залізобетонних елементів при дії поперечних і поздовжніх сил, згинального і крутного моментів внаслідок відсутності системного підходу і урахування достовірного впливу низки факторів, зокрема складного напружено-деформованого стану елементів, ще не досягли такого рівня, щоби їх можна було б прийняти як нормативні методи. Тому у нових російських нормах [4, 5] у бік створення додаткового запасу міцності прийнято спрощену розрахункову схему приопорної ділянки прогінного залізобетонного елемента.

Щодо цього питання значно відрізняються роботи А.М. Бамбури, О.Б. Голишева, О.І. Давиденка та ін. [6, 7, 8, 9, 10], які за допомогою деформаційного методу спроможні через міцність нормальних перерізів задовільно визначати міцність похилих перерізів звичайних і попередньо напружених стержневих елементів.

Впроваджено у практику проектування метод Л.О. Дорошкевича, Б.Г. Демчини, С.Б. Максимович, Б.Ю. Максимовича [11, 12], який також пов'язує розрахунок міцності похилих і нормальних перерізів. Розрахунок поперечної арматури, як вважають автори [11,12], є однаковим для балок, коротких консолей та плит, який виконується на так зване "продавлювання".

Водночас характер напружено-деформованого стану, роботи та руйнування прогінних залізобетонних елементів, завантажених, окрім поперечних, ще й поздовжніми стискаючими або розтягуючими силами, прикладеними з ексцентрисистемами, згинальними та крутними моментами, суттєво відрізняється від такого, що описаний у роботах [1–12].

Мета роботи і задачі досліджень

Мета цієї роботи – загальна характеристика запропонованого інженерного методу розрахунку міцності приопорних ділянок плосконапружених прогінних елементів. Задачі досліджень полягають у розкритті особливостей характеру деформування, тріщиноутворення та руйнування залізобетонних елементів зі складним напружено-деформованим станом плосконапружених приопорних ділянок, виявленні механізмів та описанні нових схем руйнування цих ділянок залежно від співвідношення дослідних факторів.

Методика досліджень

Для досягнення сформульованої мети розроблено спеціальну методологію виконання системних натурних і числових експериментів у шести серіях зі звичайними, попередньо напруженими, нерозрізними, позацентрово розтягнутими і стиснутими прогінними залізобетонними елементами з урахуванням дії тривалого навантаження та використання спеціального лабораторного устаткування. Усі зазначені експерименти були трирівневими, за майже Д-оптимальними планами типу Хартлі На5.

Дослідні елементи – це шарнірно обперті одно- та двопрогінні балки прямокутного і таврового перерізів висотою 200 мм з довжиною прольотів балок, що дорівнювали $9h_0$. Вони були армовані двома плоскими каркасами. Нижня і верхня поздовжня арматура класу А500С, поперечна – Вр-І.

Для виготовлення дослідних зразків – балок використали важкий бетон класів С12/15, С20/25, С30/35 на гранітному щебені та кварцовому піску з використанням звичайного портландцементу марки 400 без добавок.

У розрахункових деформаційних моделях використовували осереднені апроксимувальні діаграми деформування бетонних призм ДП НДІБК з низпадними гілками, відомі ідеалізовані дволінійні та складнішої форми діаграми деформування арматурної сталі, а також різні феноменологічні критерії міцності бетону та залізобетону.

Для створення різних видів деформації та випробування дослідних зразків – балок були запроектовані та виготовлені спеціальні універсальні силові установки.

Деформації бетону та арматури дослідних зразків під час випробувань вимірювали за допомогою тензорезисторів з контролем цих показів індикаторами годинникового типу.

Результати досліджень

Під час експериментальних досліджень розкрито особливості деформування, тріщиноутворення та руйнування прогінних залізобетонних конструкцій зі складним напружено-деформованим станом приопорних ділянок, визначено системний вплив конструктивних чинників та факторів зовнішньої дії на їх несучу здатність, виявлено механізм та нові схеми руйнування цих ділянок, отримані адекватні математичні моделі міцності, тріщиностійкості, деформативності та інші параметри несучої здатності дослідних елементів.

Залежно від співвідношення конструктивних чинників та факторів зовнішньої дії руйнування приопорних ділянок плосконапружених прогінних залізобетонних елементів може відбутися за однією з поданих на рис. 1 схем:

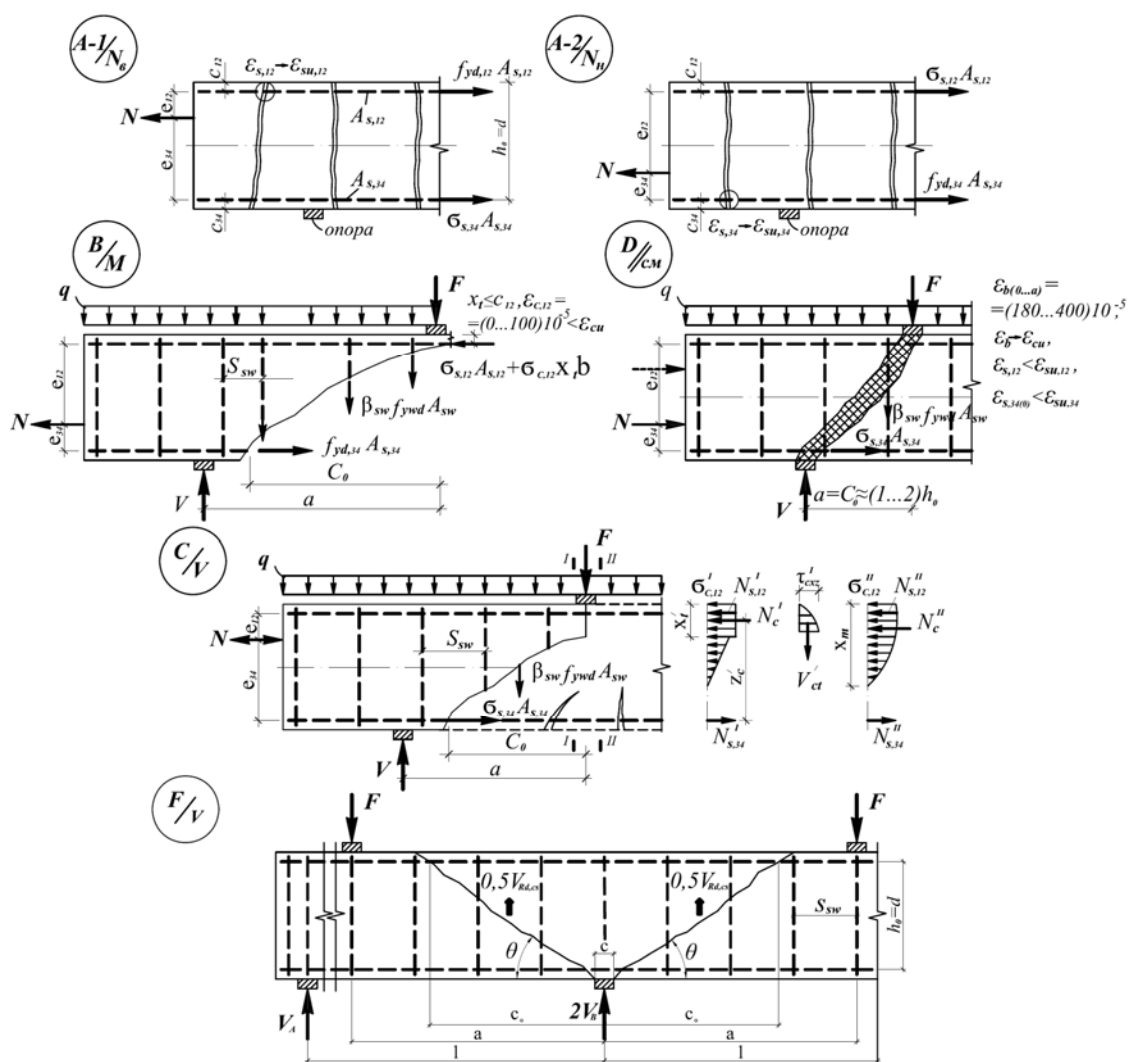


Рис. 1. Основні схеми руйнування однопрогінних позакентрово розтягнутих і стиснутих, звичайних та попередньо напружених залізобетонних балок

- за схемою $A-I/N_b$ або $A-2/N_n$ за **нормальними** перерізами внаслідок **текучості**, відповідно, верхньої або нижньої поздовжньої арматури при недостатній її кількості або наявності надмірної розтягуючої поздовжньої сили;
- за схемою B/M за **похилим** перерізом при переважній дії **згинального моменту** при мінімальній (до 1%) і недостатній (до 0,3 %) кількості поперечної арматури;
- за схемою C/V за **похилим** перерізом при переважній дії **поперечної сили** від зрізу (зсуву) або подрібнення бетону стисненої зони при середній ($\geq 1,5$ %) та великій кількості поздовжньої арматури;
- за схемою $D//см$, тобто за **похилою стислою смугою** між зосередженою силою та опорою в позакентрово стиснутих та попередньо напружених елементах з прольотом зрізу $a \leq 2h_0$;

– за схемою F/V від продавлювання над середньою опорою у вигляді перевернутої трапеції з можливим утворенням «пластичних шарнірів» над середньою опорою і в прольотах, а також перерозподілом внутрішніх зусиль.

Інженерні методики розрахунку міцності приопорних ділянок плосконапружених прогінних стержневих залізобетонних елементів [13] можна об'єднати в один загальний інженерний метод, суть якого полягає в тому, що за допомогою вдосконалених нелінійних шаруватої або вдосконаленої загальної деформаційних моделей чи методу скінчених елементів [14] моделюється напружено-деформований стан прогінної конструкції, визначається несуча здатність окремих нормальних (інколи за МСЕ і похилих) перерізів, а через них також міцність приопорних ділянок і похилих перерізів. Цю процедуру можна спростити. Знаючи співвідношення конструктивних чинників та факторів зовнішнього впливу, потрібно почергово розглянути найбільш вірогідні схеми (рис. 1) руйнування приопорних ділянок конструкції, визначити руйнівні зусилля і взяти за основу її мінімальну несучу здатність.

Так, за позацентрового розтягу дослідних елементів з відносно малими ексцентриситетами характер утворення (по всій висоті перерізу) і розкриття нормальних тріщин свідчить про те, що існує, так званий другий випадок. На підставі цього, умови міцності для схем руйнування $A-I/N_e$, $A-I/N_n$ мають відповідний вид:

$$N \leq f_{yd,12} A_{S,12} (h_0 - c_{12}) / e_{34}; \quad (1)$$

$$N \leq f_{yd,34} A_{S,34} (h_0 - c_{12}) / e_{12}, \quad (2)$$

які дозволяють підібрати необхідну кількість поздовжньої арматури на опорі або визначити допустиме значення N .

Під час руйнування елемента за схемою B/M умова міцності приопорної ділянки відносно центру ваги верхньої (монтажної) арматури має вигляд:

$$M \leq M_S + M_{S,W} = M_{S,N} + M_{S,F} + M_{S,W,F}, \quad (3)$$

яку можна подати і так:

$$M \leq Va + Ne_{12} - f_{yd,34} A_{s,34} z_s - q_{sw} c_0^2 / 2. \quad (4)$$

Ураховуючи $N_S = N_{S,N} + N_{S,F}$, додаткове поздовжнє зусилля $N_{S,N}$ і нормальне напруження $S_{s,34,N}$ у робочій арматурі, викликані поздовжньою розтягувальною силою, можна визначити за деформаційною моделлю через $\varepsilon_{s,N}$, а зусилля $N_{S,F}$, викликане поперечною силою F , за виразом:

$$N_{S,F} = N_S - N_{S,N} = f_{yd,34} A_{s,34} - s_{s,34,N} \cdot A_{s,34} = (f_{yd,34} - s_{s,34,N}) A_{s,34}. \quad (5)$$

У практичних розрахунках відносно довжину горизонтальної проекції небезпечної похилої тріщини c_0 рекомендується визначати за емпіричними залежностями, отриманими за відповідними математичними моделями c_0/h_0 для проведених серій дослідів та раніше опублікованими в роботах авторів:

$$c_0 = f[a/h_0, c, \rho_w, \rho_{fit}, \rho_{f6}, N_p/(f_{ck}bh_0), p/(f_{ck}bh_0)]. \quad (6)$$

Для прогнозу міцності похилого перерізу прогінного залізобетонного елемента, який може зруйнуватися за схемою C/V , прийнято такі передумови: а – міцність похилих перерізів визначається через міцність нормальних перерізів, яка може бути визначена за деформаційним або традиційним методом; б – реальний нормальний переріз елемента замінюється розрахунковим з середніми деформаціями стислого бетону й розтягнутої арматури; в – напруження (деформації) в арматурі визначаються за допомогою деформаційного методу у нелінійній постановці; реальна криволінійна епюра напружень у бетоні стислої зони у розрахунках на міцність може бути замінена на прямокутну над вершиною небезпечної похилої тріщини і трикутну – під нею; г – можливі сили зачеплення бетону у вершині небезпечної похилої тріщини не ураховуються, оскільки у неперармованих елементах ширина розкриття похилих тріщин значно перевищувала можливі деформації зсуву; д – розрахунок починається з визначення несучої здатності нормального перерізу

елемента під зосередженою силою (в кінці прольоту зрізу) з урахуванням можливого збільшення (зменшення) міцності бетону стислої зони при її складному напруженому стані та досягнення максимальними дотичними напруженнями значень до 50 % від призмової (характеристичної f_{ck} під час визначенні руйнівної V_u або розрахункової f_{cd} при визначенні розрахункової V) міцності бетону.

Невідомі внутрішні зусилля, висоту стислої зони бетону та інші параметри працездатності припорної ділянки прогінного залізобетонного елемента під час її руйнування за схемою C/V визначаються:

$$\pm N = N_{ct}^I + N_{S,12}^I - N_{S,34}^I; \quad (7)$$

$$V_I = V_{ct}^I + V_{sw} + V_s; \quad (8)$$

$$M_I = M_{II} = M_{U,M+V} = M_{U,M} = N_{ct}^I (h_0 - 0,5X_t) + N_{S,12}^I (h_0 - c_{12}) + V_s \cdot C_0 + V_{sw} \cdot C_0 / 2, \quad (9)$$

де
$$N_{ct}^I = s_{c,12}^I \cdot A_{ct}^I; \quad (10)$$

$$V_{ct}^I = (2/3)V_{Rd} \cdot A_{ct}^I; \quad (11)$$

$$V_{sw} = q_{sw} \cdot C_0 = b_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot A_{sw} \cdot C_0 / S_{sw}; \quad (12)$$

$$V_I = M_I / a = M_{U,M+V} / a, \quad (13)$$

де A_{ct}^I – частина перерізу $I - I$ висотою X_t ; $b_{sw} = s_{swz} / f_{ywk}$ – коефіцієнт, що характеризує рівень нормальних напружень у поперечній арматурі. Середні значення $b_{sw} = 0,8$ для звичайних, позцентрово розтягнутих і попередньо напружених балок, а для нерозрізних – $b_{sw} = 0,6$;

$$M_{u0} = M_{u,M+V} (1 - C_0 / a) - N_{S,12}^I (h_0 - c_{12}) + 0,5q_{sw} \cdot C_0^2; \quad (14)$$

$$0,5s_{c,12}^I \cdot b \cdot X_t^2 + [(2/3)V_{Rd} \cdot C_0 - s_{c,12}^I h_0] \cdot b \cdot X_t + M_{u0} = 0, \quad (15)$$

де $B_1 = 0,5s_{c,12}^I \cdot b$;

$$B_2 = +[(2/3)V_{Rd} \cdot C_0 - s_{c,12}^I h_0] \cdot b; \quad B_3 = M_{u0}$$

$$V_s = V_I - (2/3)V_{Rd} \cdot b \cdot X_t - q_{sw} \cdot C_0 \leq [\hat{V}_s], \quad (16)$$

де $[\hat{V}_s] \leq 0,05V_I = 0,05M_I / a$ для звичайних однопрогінних, нерозрізних, позцентрово розтягнутих та стиснутих балок; $[\hat{V}_s] = f[a/h_0, b_f/b, h_f/h_0, r_w, p/(f_{ck}bh_0)]$ для попередньо напружених таврових залізобетонних елементів пропонується визначати за відповідною математичною моделлю.

Перевірка:
$$N_s = s_{c,12}^I A_{ct}^I + s_{s,12}^I A_{s,12} \pm N \quad (17)$$

в разі збереження умови:

$$N_s \leq N_{s,I} = g_{s6} f_{yd,34} A_{s,34}. \quad (18)$$

У разі невиконання умови (18) розрахункову схему C/V потрібно замінити на простішу B/M дотриманням $V_s = 0; V_{ct}^I = 0$ і для якої

$$M \leq M_s + M_{sw} = f_{yd,34} A_{s,34} (h_0 - c_{12}) + q_{sw} c_0^2 / 2 = M_I = V_I a. \quad (19)$$

Ураховуючи фактичний напружений стан та прийняте у вітчизняних нормах діалектичну єдність підходів до розрахунку несучої здатності залізобетонних елементів, що руйнуються за похилою стислою смугою (схема $D//cm$), доцільно прийняти умову міцності похилої стислої смуги у традиційному вигляді:

$$V \leq j_{c1}^* f_{cd} b h_0, \quad (20)$$

де j_{c1}^* – коефіцієнт, який на відміну від старих вітчизняних, нових російських і білоруських норм, має змінне значення та інтегрально урахує вплив діючих чинників. Він може бути визначений для звичайних та позацентрово-стиснутих залізобетонних балок за такою емпіричною залежністю:

$$j_{c1}^* = 0,30 - 0,09(c - 25)/10 + 0,01(r_w - 0,0035)/0,00145, \quad (21)$$

а для попередньо напружених залізобетонних елементів – за виразом:

$$j_{c1}^* = 0,398 - 0,008c + 13,889 r_w - 0,007 \frac{s_{sp} \cdot A_{sp}}{b h_0}, \quad (22)$$

Умови міцності приопорних ділянок нерозрізних залізобетонних балок, руйнування яких відбувається над середньою опорою за схемою продавлювання F/V , має вигляд:

$$F_B = 2V_B \leq F_c + F_{sw} = a_c f_{ctd} U_m h_0 + b_w f_{ywd} \sum A_{sw,2C_0}, \quad (23)$$

де F_B – величина реакції над середньою опорою; V_B – розрахункові значення поперечних сил ліворуч і праворуч від опори; F_c – перерізує зусилля, що сприймається бетоном; F_{sw} – перерізує зусилля, що сприймається поперечною арматурою, розташованою на бокових гранях тіла продавлювання сумарною площею $\sum A_{sw,2C_0}$; $a_c = s_c / f_{ctk}$ – коефіцієнт, що характеризує рівень нормальних до поздовжньої осі балки напружень у бетоні на гранях тіла продавлювання і визначається за емпіричною формулою: $a_c = f(a/h_0, c, r_w, r_{fi}, r_{fs})$, $a_c = 0,60 \dots 4,16$; $b_w = s_{sw} / f_{yk}$ – коефіцієнт, що характеризує рівень напружень у поперечній арматурі приопорних ділянок, яку перетинають бокові грані тіла продавлювання і який визначається за аналогічною емпіричною залежністю. $\beta_w = 0,15 \dots 1,00$; U_m – середньоарифметичне значення периметрів верхньої та нижньої основи тіла продавлювання в межах робочої висоти перерізу h_0 .

Результати порівняння експериментальних та розрахункових значень руйнівного поперечного навантаження

№ досліду	Серія I			Серія III-A			Серія III-B			Серія IV			Серія V		
	Експериментальне значення руйнівної поперечної сили Q_0 , кН	Розрахункове значення руйнівної поперечної сили Q_0 , кН	Схема руйнування	Експериментальне значення руйнівної поперечної сили Q_0 , кН	Розрахункове значення руйнівної поперечної сили Q_0 , кН	Схема руйнування	Експериментальне значення руйнівної поперечної сили Q_0 , кН	Розрахункове значення руйнівної поперечної сили Q_0 , кН	Схема руйнування	Експериментальне значення руйнівної поперечної сили Q_0 , кН	Розрахункове значення руйнівної поперечної сили Q_0 , кН	Схема руйнування	Експериментальне значення руйнівної поперечної сили Q_0 , кН	Розрахункове значення руйнівної поперечної сили Q_0 , кН	Схема руйнування
1	2	3	4	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1	63,3	51,9	за \perp	63,3	51,9	В/М	97,0	132,0	Д//см	85,5	73,4	В/М	189,0	159,9	F/V
2	119,1	106,1	Д//см	119,1	106,1	А-1/НВ, В/М	150,0	132,0	Д//см	93,0	86,1	Д//см	269,0	270,5	F/V
3	118,1	123,01	Д//см	118,1	123,01	С/V	130,6	93,3	зм.бет. ч.зг.	76,0	77,7	Д//см	206,0	199,2	F/V
4	31,8	26,6	за \perp	31,8	26,6	С/V	59,7	31,1	зм.бет. ч.зг.	64,0	63,7	С/V	93,0	77,7	F/V
5	146,1	123,01	Д//см	146,1	123,01	В/М	143,2	132,0	Д//см	93,2	86,1	Д//см	366,0	375,4	F/V
6	42,5	60,63	В/М	42,5	60,63	С/V	63,7	46,2	зм.бет. ч.зг.	80,3	73,4	В/М	136,0	146,5	F/V

1	2	3	4	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
7	35,0	32,9	за \perp	35,0	32,9	В/М	78,0	31,1	зм.бет. ч.зг.	69,3	76,5	С/У	93,0	108,6	F/V
8	92,2	106,1	Д//см	92,2	106,1	С/У	139,0	132,0	Д//см	76,8	77,7	Д//см	162,0	166,9	F/V
9	157,8	135,1	Д//см	157,8	135,1	С/У	162,2	132,0	Д//см	95,0	86,1	Д//см	256,0	254,0	F/V
10	50,4	64,0	В/М	–	–	–	74,2	132,0	Д//см	81,0	82,6	В/М	129,0	106,1	F/V
11	34,4	33,0	за \perp	–	–	–	52,5	31,1	зм.бет. ч.зг.	64,0	54,3	С/У	139,0	129,3	F/V
12	92,6	101,0	Д//см	–	–	–	122,0	132,0	Д//см	73,0	77,7	Д//см	233,0	220,5	F/V
13	117,1	135,1	Д//см	–	–	–	156,3	132,0	Д//см	78,3	77,7	Д//см	324,0	313,7	F/V
14	32,5	26,6	за \perp	–	–	–	77,0	31,1	зм.бет. ч.зг.	64,8	54,5	С/У	109,0	146,6	F/V
15	58,4	60,5	В/М	–	–	–	65,0	132,0	Д//см	88,8	82,6	В/М	135,0	149,1	F/V
16	104,9	100,9	Д//см	–	–	–	126,0	132,0	Д//см	89,8	86,1	Д//см	189,0	196,4	F/V
17	47,0	48,03	В/М	–	–	–	74,0	39,1	зм.бет. ч.зг.	80,0	69,6	В/М	128,0	126,9	F/V
18	119,4	132,0	Д//см	–	–	–	144,1	132,0	Д//см	83,0	81,3	Д//см	251,0	250,6	F/V
19	75,6	70,1	В/М	–	–	–	103,4	132,0	Д//см	81,0	81,6	С/У	182,0	181,7	F/V
20	55,8	70,1	В/М	–	–	–	94,2	132,0	Д//см	81,0	79,7	С/У	134,0	134,0	F/V
21	71,4	71,7	В/М	–	–	–	112,5	132,0	Д//см	82,0	80,3	С/У	160,0	157,6	F/V
22	67,4	68,5	В/М	–	–	–	91,2	128,0	Д//см	80,0	80,4	С/У	156,0	155,4	F/V
23	86,0	90,7	В/М	–	–	–	106	132,0	Д//см	90,0	95,8	С/У	178,0	178,0	F/V
24	57,8	52,1	В/М	–	–	–	97,8	132,0	Д//см	70,0	68,8	С/У	139,0	139,9	F/V
25	71,4	70,1	В/М	–	–	–	103,5	132,0	Д//см	82,0	92,1	С/У	190,0	188,6	F/V
26	70,44	70,1	В/М	–	–	–	100,2	132,0	Д//см	80,0	99,7	С/У	127,0	124,5	F/V
27	71,4	70,1	В/М	–	–	–	101,9	132,0	Д//см	81,0	95,7	С/У	158,0	157,4	F/V
коэф. варіац.	$\nu=15,4\%$			$\nu=5,9\%$			$\nu=25,0\%$			$\nu=8,1\%$			$\nu=8,0\%$		

Прогноз несучої здатності складнонапружених прогінних залізобетонних елементів з урахуванням їх стисненого чи вільного кручення потрібно виконувати за вдосконаленою авторами нелінійною деформаційною розрахунковою моделлю.

Порівняння експериментальних і обчислених за запропонованими інженерними методиками значень міцності приопорних ділянок дослідних елементів (таблиця) показало задовільну їх збіжність (коефіцієнт варіації $\nu \leq 12\%$).

Результати роботи використовують у проектній практиці провідних будівельних організацій м. Одеси (ТОВ «Стікон», ПСМО «Одесбуд», НВЦ «Екобуд», ТОВ «ГоловБуд» та ін.) під час підсилення фундаментів Одеського академічного театру опери і балету, відновленні кафедрального Спасо-Преображенського собору в м. Одесі, у новому будівництві та реконструкції знакових для м. Одеси будівель і споруд, у навчальному процесі Одеської державної академії будівництва та архітектури (успішно захищені 3 кандидатські дисертації та 19 магістерських дипломних наукових робіт) та частково впроваджені в чинні державні національні норми проектування.

Висновки

1. Розкрито особливості напружено-деформованого стану дослідних зразків-балок. Вперше встановлена залежність характеру і виду руйнування цих ділянок від відповідного співвідношення конструктивних чинників та факторів зовнішнього впливу. Систематизовані відомі та виявлені нові схеми руйнування плосконапружених (А-1/ N_b , А-2/ N_b , В/М, С/У, Д//см, F/V,) та складнонапружених (E/ $T_{стисн}$, E/ $T_{вільн}$) приопорних ділянок прогінних залізобетонних елементів. Виявлено особливості перерозподілу внутрішніх зусиль у дослідних елементах, зумовленого нелінійністю деформування їхніх матеріалів, утворенням умовних «пластичних шарнірів» у нерозрізних балках.

2. Аналіз методів розрахунку міцності приопорних ділянок прогінних залізобетонних конструкцій, закладених у національних нормах проектування розвинених країн світу, а також авторських методів, показав, що більшість із них ґрунтується не на новому загальному методі, а на

частково вдосконалених методах, які використовували свого часу в старих нормах. Зокрема, методи розрахунку EC-2 та інших зарубіжних країн ґрунтуються на різних умовних схемах та аналогіях, які вимагають застосування емпіричного підходу і використання все більшої кількості формул вказаного походження.

Порівняння розрахункових і дослідних значень несучої здатності приопорних ділянок різних типів прогінних конструкцій, обчислених за рекомендаціями різних національних норм проектування, показало, з одного боку, незадовільну їхню збіжність загалом, а з іншого боку, – недостатню надійність запропонованих формул, оскільки для досить великої кількості дослідних зразків, зокрема складнонапружених і з великими прольотами зрізу, розрахункова міцність значно перевищувала їхню фактичну несучу здатність.

3. Різноманітність форм складного напруженого деформованого стану та схем руйнування унеможливило створення однієї простої і водночас універсальної розрахункової моделі для експрес-оцінки несучої здатності приопорних ділянок різних типів прогінних конструкцій, яка адекватно відображала б вплив як конструктивних чинників, так і факторів зовнішньої дії на неї.

Запропонований новий загальний інженерний метод розрахунку міцності приопорних ділянок плосконапружених прогінних залізобетонних конструкцій, що ґрунтується на виборі найбільш імовірних схем їх руйнування залежно від співвідношення дослідних факторів та почерговому їх розгляді з метою визначення мінімальної несучої здатності, дає змогу звузити існуючий «коридор» розбіжностей експериментальних і розрахункових значень несучої здатності вказаних ділянок з $v = 20\text{--}60\%$ до $v = 6\text{--}12\%$.

1. EN 1992-1:2001 (Final Draft, April, 2002) Eurocode-2: Design of Concrete Structures – Part 1: General Rules and Rules for Building. – Brussels, 2002. – Oktober – 230 p. 2. Тур В.В. Расчет железобетонных конструкций при действии перерезывающих сил / В.В. Тур, А.А. Кондратчик: Монография. – Брест: изд-во БГТУ, 2000. – 400 с.: ил. 3. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с. 4. СП 52-101-2003 “Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры”. – М.: ГУП “НИИЖБ” Госстроя России, 2004. – 55 с. 5. СП 52-102-2004 “Предварительно напряженные железобетонные конструкции”. – М.: ГУП “НИИЖБ” Госстроя России, 2004. – 49 с. 6. Гольшиев А.Б. Железобетонные конструкции / А.Б. Гольшиев, В.П. Полищук, В.Я. Бачинский: [под ред. А.Б. Гольшиева]. – К.: Логос, 2001. – 420 с. 7. Гольшиев О.Б. Курс лекцій з основ розрахунку будівельних конструкцій і з опору залізобетону / О.Б. Гольшиев, А.М. Бамбура. – К.: Логос, 2004. – 340 с. 8. Давыденко А.И. К расчету прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента с использованием полной программы деформирования бетона / А.И. Давыденко, А.Н. Бамбура, С.Ю. Беляева, Н.Н. Присяжнюк // 36. наук. праць фіз-мех. ін-ту ім. Г.В. Карпенка НАН України “Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій”. – Львів: Каменяр, 2007. – № 7. – С. 209–216. 9. Дорофеев В.С. Вдосколений деформаційний метод розрахунку міцності приопорних ділянок непереармованих прогінних залізобетонних конструкцій / В.С. Дорофеев, В.М. Карпюк, Ф.Р. Карп’юк, О.М. Крантовська, Н.М. Ярошевич // Міжвідомчий науково-техн. зб. наук. праць (будівництво) Держ. наук. досл. ін-т буд. кон-цій Мін-ва регіон. розв. та буд-ва України, Вип. 70. – К.: НДІБК, 2008. – С. 103–116. 10. Дорофеев В.С. Деформаційний метод розрахунку міцності приопорних ділянок залізобетонних конструкцій / В.С. Дорофеев, В.М. Карпюк, Ф.Р. Карп’юк, Н.М. Ярошевич // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Вип. № 31. – Одеса: Тов. “Зовнішнєрекламсервіс”, 2008. – С. 141–150. 11. Дорошкевич Л.О. Пропозиції до розрахунку міцності похилих перерізів згинальних залізобетонних елементів (до розділу 4.11.2. ДБН В.2.6.) / Л.О. Дорошкевич, Б.Г. Демчина, С.Б. Максимович, Б.Ю. Максимович // Міжвідомчий науково-техн. зб. наук. праць Держ. наук. досл. ін-т буд. кон-цій. – Вип. 67. – К.: НДІБК, 2007. – С. 601–612. 12. Дорошкевич Л.А. Нестандартный метод расчета поперечной арматуры железобетонных изгибаемых элементов / Л.А. Дорошкевич, Б.Г. Демчина, С.Б. Максимович, Б.Ю. Максимович // Проблемы современного бетона и железобетона: [сб. научн. трудов]. – Минск: Изд-во НП ООО “Стрикон”, 2007. – С. 164–177. 13. Залесов А.С. Прочность железобетонных конструкций при действии поперечных сил / А.С. Залесов, Ю.А. Климов. – К.: Будівельник, 1989. – 105 с. 14. Клованич С.Ф. Метод конечных элементов в механике железобетона / С.Ф. Клованич, И.Н. Мироненко. – Одесса: изд-во ОНМУ, 2007. – 110 с. ил.