

УДК 624.012.45

ТРИЩИНОСТІЙКІСТЬ СТЕРЖНЕВИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

**Дорофєєв В.С., Карпюк В.М., Крантовська О.М., Петров М.М.,
Петров О.М.**

Одеська державна академія будівництва та архітектури

Як показав аналіз літературних джерел, напружено-деформований стан приопорних ділянок елементів, що згинаються, і, особливо, складно навантажених конструкцій аж до вичерпання їхньої несучої здатності в прольоті зрізу залишається недостатньо вивченим.

У зв'язку із цим авторами проведені системні експериментальні дослідження [1], [2] несучої здатності приопорних ділянок звичайних, попередньо напружених і статично невизначених залізобетонних балок сталого й змінного по висоті перетину з урахуванням дії позацентрово прикладених стискаючих і розтягуючих поздовжніх сил, крутних моментів, також тривалої дії навантаження для уточнення й розвитку методів їхнього розрахунку, і для визначення навантаження тріщиноутворення й руйнування, створення банку даних про ширину розкриття похилих і просторових тріщин.

Для досягнення поставленої мети були виконані сім серій зі звичайними (I), попередньо напруженими (IV), нерозрізними (V), попередньо розтягнутими (III-A) і стиснутими (III-B) прогінними залізобетонними елементами з урахуванням дії крутного моменту (II), тривалого навантаження (VI) натурних експериментів та дві серії числових дослідів (III-Б, III-Г) з різними за знаком поздовжньою силою та ексцентриситетом.

Аналіз літературних джерел показав, що в дослідників ще не склалася єдина думка й зустрічаються різні тлумачення про вплив прольоту зрізу, кількості поперечної й поздовжньої розтягнутої й стислої арматури, класу бетону, поздовжніх стискаючих та розтягуючих сил, крутного моменту, попереднього напруження робочої арматури, наявності полицки в стислій зоні та тривалої дії навантаження на несучу здатність похилих перетинів елементів, що згинаються.

Із літературних джерел відомо, що основні параметри працездатності залізобетонних конструкцій підпорядковуються нормальному закону розподілу Гауса. Оскільки дослідні фактори

можуть впливати на функцію "виходу" нелінійно, то її доцільно апроксимувати поліномом другого ступеня. Тому дослідні зразки I, II, III-Б, III-В, III-Г, IV, V та VI серій дослідів були виготовлені за п'ятифакторним тривірневим, близьким за властивостями до Д-оптимального, планом типу Na5 [3], а в серії III-А – за планом Бокса В2.

Обґрунтування вибору дослідних факторів, рівнів їх зміни та планів виконаних експериментів представлено у роботах [4-9].

Дослідні елементи представляли собою шарнірно обперті одно- (I,II,III, IV,VI) та двопрогінні (V серія) балки прямокутного (I,II,III,V,VI серії) і таврового (IV серія) перерізів шириною 100 мм (I,II,III,V,VI серії), 80 мм ребра і 160...320 мм полиці (IV серія), висотою 200 мм (I,II,III,IV,VI серії) і 180 мм (V серія). Величина прольотів балок складала $9h_0$ (1575 мм в I,II,III,IV,VI серіях) та $8h_0+8h_0$ (1240 мм+1240 мм в V серії). Балки були армовані двома плоскими каркасами. Нижня і верхня поздовжня арматура прийнята класу А500С, поперечна – 2ø 3,4 або 5 ВрІ .

Для виготовлення дослідних зразків-балок використовували звичайний важкий бетон класів С12/15, С20/25, С30/35 на гранітному щебені фракції 5...10мм, кварцовому піску з модулем крупності до 2,5. В якості в'язучого використовували звичайний портландцемент марки 400 без добавок. Для зменшення водоцементного відношення, поліпшення легкоукладальності бетонної суміші і скорочення термінів набору міцності бетону у всіх дослідах використовували комплексну добавку Релаксол-Супер М (атестат акредитації НААУ № ІА6.002.Н.592, сертифікат відповідності ISO 9001 №04.156.026) в кількості 1% від ваги цементу в перерахунку на суху речовину.

Характерною особливістю напружено-деформованого стану дослідних зразків-балок є поява перших нормальних тріщин в процесі прикладання поздовжніх розтягуючих сил, а також спіралеподібних (або просторових) тріщин на їх зовнішніх гранях.

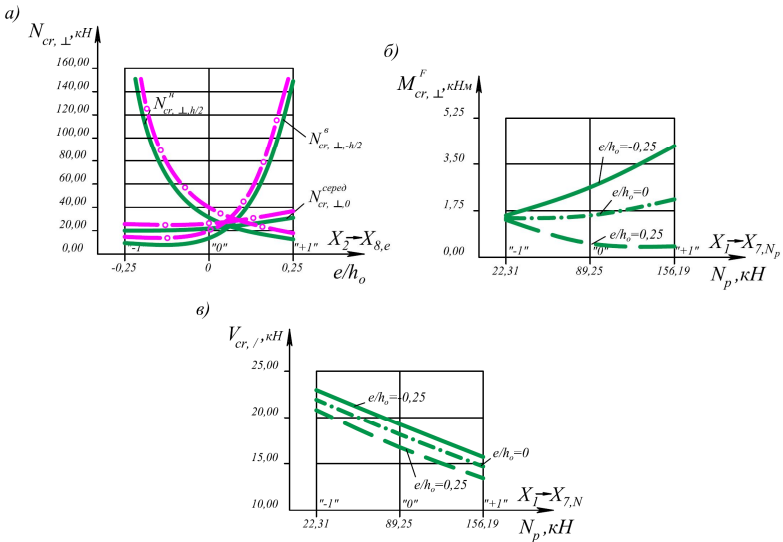
Обробка даних про тріщиностійкість позцентрово розтягнутих елементів дозволила отримати математичні моделі приведених поздовжніх розтягуючих сил, що спричиняють появу перших (так званих, первинних) нормальних тріщин в розтягнутих від дії N_t , а також стиснутих при поперечному згині волокон і посередині висоти балки:

$$\bar{Y} \left[N_{t,cr,\perp,h/2(i)}^{III-A} / (f_{ctk} b h_0) \right] = (74,8 - 259,8x_{8,e} + 219,9x_{8,e}^2) 10^{-2}, \vartheta = 7,3\%; \quad (1)$$

$$\bar{Y} \left[N_{t,cr,\perp,h/2(d)}^{III-A} / (f_{ctk} b h_0) \right] = (42,2 - 168,8x_{8,e} + 150,6x_{8,e}^2) 10^{-2}, \vartheta = 6,2\%; \quad (2)$$

$$\bar{Y}[N_{t,cr,\perp,0}^{III-A} / (f_{ctk} b h_0)] = (53,1 - 12,1x_{8,e} + 7,2x_{8,e}^2) 10^{-2}, \vartheta = 8,4\% \quad (3)$$

Порівняння розрахункових значень (рис.1, а) повздожньої сили, з прогнозованих за допомогою шаруватої деформаційної моделі [9, 10, 11, 12], яка визиває появу нормальних тріщин у тій чи іншій зонах балки, з дослідними даними підтвердило необхідність урахування початкової технологічної пошкодженості бетону дослідних елементів, оскільки вона (пошкодженість) суттєво (на 10...15%) знижує їхню реальну тріщиностійкість. Напевно, цією причиною можна пояснити рекомендації національних норм проектування України і Росії обмежити величину граничної відносної розтяжності бетону $\varepsilon_{btm} \leq 15 \cdot 10^{-5}$ для ходових конструкційних бетонів.



Умовні позначення:



- дослідні значення за залежностями (1,2,3);



- розрахункові значення за шаруватою деформаційною моделлю (без урахування технологічної пошкодженості бетону)

Рис. 1 Залежність появи первинних (а), вторинних (б) нормальних тріщин в зоні «чистого» згину та похилих тріщин (в) на припорних ділянках позацентровано розтягнутих балок
Математична модель, що характеризує відносну величину моменту,

який визиває появу нових (вторинних) нормальних тріщин у зоні «чистого» згину від поперечного навантаження, може бути представлена:

$$\bar{Y} \left[M_{cr,\perp,F}^{III-A} / (f_{ctk} b h_0) \right] = (3,8 - 0,9x_{7,N_p} + 2,3x_{8,e} + 0,8x_{7,N_p}^2 - 2,3x_{7,N_p} x_{8,e}) 10^{-2}, \quad (4)$$

$$\vartheta = 11,3\%;$$

геометричне відображення якої представлено на рис.1,б.

Подальше збільшення поперечного навантаження призводить до утворення перших похилих тріщин на приопорних ділянках. Математична модель приведеної поперечної сили, при якій появляються перші похилі тріщини у цій серії дослідів, має вигляд:

$$\bar{Y} \left[V_{cr,I}^{III-A} / (f_{ctk} b h_0) \right] = 0,45 - 0,09x_{7,N_t} - 0,02x_{8,e}, \quad \vartheta = 7,0\%, \quad (5)$$

а її графічне відображення представлено на рис.1, в.

В процесі позацентрового прикладення стискаючої поздовжньої сили N залежно від знаку ексцентриситету утворюються згинальні моменти, які розтягують то верхні (при додатньому значенні e/h_0), то нижні (при від'ємному значенні e/h_0) волокна і визивають появу в них, так званих, первинних нормальних тріщин.

Оскільки в дослідних позацентрово стиснутих балках III-B серії нормальні тріщини не можуть одночасно з'явитися на нижніх і верхніх гранях, а тільки на одній із них, то вивести єдині залежності для $N_{cr,\perp,h/2(u)}^{III-B}$ і $N_{cr,\perp,-h/2(e)}^{III-B}$, які охарактеризували б усі досліди цієї серії одночасно, неможливо. Тому обмежимося аналізом дослідних даних, отриманих при додатньому і від'ємному ексцентриситетах поздовжньої стискаючої сили, який дозволив отримати наступні двофакторні математичні моделі:

$$\bar{Y} \left[N_{cr,\perp,h/2(u)}^{III-B} / (f_{ctk} b h_0) \right] = (21,0 + 0,8x_{4,s} + 3,2x_{5,s'} + 0,9x_{4,s} x_{5,s'}) 10^{-2}, \quad (6)$$

$$\vartheta = 8,0\%;$$

$$\bar{Y} \left[N_{cr,\perp,-h/2(e)}^{III-B} / (f_{ctk} b h_0) \right] = (30,1 + 6,9x_{4,s} + 0,6x_{5,s'} - 0,9x_{4,s}^2) 10^{-2}, \quad (7)$$

$$\vartheta = 9,0\%.$$

Зі збільшенням поперечного навантаження тріщини, що утворилися від позацентрового стиску в стиснутій від згину зоні поступово закриваються, а в нижній розтягнутій зоні появляються нові (вторинні) нормальні тріщини. Такі ж вторинні тріщини появляються також між первинними нормальними тріщинами, зумовленими позацентровим стиском елемента з від'ємним ексцентриситетом, розділяючи балку на більш дрібні блоки.

Адекватні математичні моделі відносних згинальних моментів від поперечного навантаження, яке визиває появу звичайних і вторинних нормальних тріщин в плосконапружених прогінних дослідних елементах [13,14,15,16,17,18] мають вид:

$$\begin{aligned} \widehat{Y} \left[M_{cr,\perp,F}^I / (f_{ctk} b h_0) \right] = & (17,6 + 0,24x_{2,c} + 1,7x_{4,s} - 0,5x_{1,a}^2 - 0,2x_{3,sw}^2 - \\ & - 0,2x_{5,s'}^2 + 0,5x_{2,c}x_{4,s} + 1,0x_{2,c}x_{5,s'} + 0,7x_{3,sw}x_{4,s} + 1,0x_{3,sw}x_{5,s'}) 10^{-2}, \mathcal{M}, \quad (8) \\ \mathcal{G} = & 5,0\%; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \widehat{Y} \left[M_{cr,\perp,F}^{III-B} / (f_{ctk} b h_0) \right] = & (32,6 - 19,8x_{1,a} + 14,6x_{9,N_{cr}} + 33,2x_{8,e} + \\ & + 1,0x_{4,s} + 10,3x_{1,a}^2 + 1,4x_{8,e}^2 - 6,8x_{1,a}x_{9,N_{cr}} - 17,1x_{1,a}x_{8,e} + 16,3x_{9,N_{cr}}x_{8,e} + \\ & + 0,9x_{8,e}x_{4,s} + 7,9x_{4,s}x_{5,s'}) 10^{-2}, \mathcal{M}, \mathcal{G} = 9,5\%; \quad (9) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \widehat{Y} \left[M_{cr,\perp,F}^{IV} / (f_{ctk} b h_0) \right] = & (24,1 + 1,9x_{11,b'_f} + 0,6x_{2,h'_f} + 16,0x_{13,p} + \\ & + 0,4x_{13,p}^2 + 0,5x_{11,b'_f}x_{12,h'_f}) 10^{-2}, \mathcal{M}, \mathcal{G} = 6,0\%; \quad (10) \end{aligned}$$

$$\widehat{Y} \left[M_{cr,\perp,on}^V / (f_{ctk} b h_0) \right] = (18,6 + 4,4x_{2,c} + 0,8x_{5,s'}) 10^{-2}, \mathcal{M}, \quad \mathcal{G} = 5,0\%; \quad (11)$$

$$\widehat{Y} \left[M_{cr,\perp,np}^V / (f_{ctk} b h_0) \right] = (18,4 + 4,4x_{2,c} + 0,8x_{4,s}) 10^{-2}, \mathcal{M}, \quad \mathcal{G} = 5,5\%. \quad (12)$$

Геометрична інтерпретація зазначених моделей може бути представлена на рис 2, 3.

З ростом поперечного навантаження після утворення нормальних тріщин в зоні чистого згину, як правило, на бокових гранях приопорних ділянок плосконапружених дослідних елементів появляються похилі тріщини, приблизно, посередині висоти балок при середньому і відносно великому відсотковій поздовжнього робочого армування ($\rho_f \geq 0,018$) або розвиваються з нормальних тріщин з подальшим нахилом їх у напрямку до зосередженої поперечної сили при відносно невеликій кількості робочого армування $\rho_f < 0,013$.

Відносна поперечна сила, при якій появляються перші похилі тріщини на приопорних ділянках одно- і двопрігінних звичайних, позацентрово стиснутих і попередньо напружених дослідних залізобетонних балок, може бути охарактеризована наступними математичними моделями:

$$\begin{aligned} \widehat{Y} \left[V_{cr,l}^I / (f_{ctk} b h_0) \right] = & 0,80 - 0,21x_{1,a} + 0,18x_{2,c} + 0,03x_{3,sw} + 0,04x_{4,s} - \\ & - 0,05x_{1,a}x_{2,c} + 0,03x_{2,c}x_{3,sw} + 0,03x_{3,sw}x_{4,s}, \mathcal{G} = 6,0\%; \quad (13) \end{aligned}$$

$$\widehat{Y} \left[V_{cr,l}^{III-B} / (f_{ctk} b h_0) \right] = 1,61 - 0,49x_{1,a} + 0,13x_{8,e} + 0,17x_{4,s} + 0,10x_{5,s'} + 0,41x_{1,a}^2 - 0,08x_{8,e}^2 + 0,12x_{4,s}^2 - 0,08x_{5,s'}^2 + 0,40x_{1,a}x_{9,N_{cr}} + \quad (14)$$

$$+ 0,32x_{9,N_{cr}}x_{8,e} - 0,09x_{9,N_{cr}}x_{4,s} + 0,10x_{8,e}x_{5,s'} + 0,54x_{4,s}x_{5,s'}, \vartheta = 10,5\%;$$

$$\widehat{Y} \left[V_{cr,l}^{IV} / (f_{ctk} b h_0) \right] = 1,05 - 0,22x_{1,a} + 0,03x_{11,b'_f} + 0,09x_{12,h'_f} + 0,07x_{13,p} + 0,07x_{1,a}^2 - 0,03x_{11,b'_f}^2 - 0,03x_{12,h'_f}^2 - 0,03x_{13,p}^2 - 0,06x_{1,a}x_{12,h'_f} - \quad (15)$$

$$- 0,05x_{1,a}x_{13,p} + 0,08x_{11,b'_f}x_{12,h'_f} + 0,03x_{11,b'_f}x_{3,sw}, \vartheta = 6,0\%;$$

$$\widehat{Y} \left[V_{cr,l}^V / (f_{ctk} b h_0) \right] = 1,02 - 0,09x_{1,a} + 0,23x_{2,c} + 0,02x_{1,a}^2 - 0,02x_{1,a}x_{2,c}, \quad (16)$$

$$\vartheta = 7,0\%.$$

Аналіз представлених моделей (13)...(16) показує, що середня приведена поперечна сила, при якій з'являються перші похилі тріщини, у двопрогінних нерозрізних балках в 1,28 рази, попередньо напружених таврових залізобетонних елементах в 1,31 рази, позacentрово стиснутих балках в 2 рази є більшою від вказаної сили у звичайних однопрогінних балках (рис.4).

Цей аналіз підтверджує відомий з теорії пружності висновок про те, що обтиснення бетону приопорної ділянки балки чи то внаслідок попереднього напруження робочої арматури, чи то внаслідок прикладення поздовжньої стискаючої сили суттєво зменшує головні розтягуючі напруження в бетоні балок і, як наслідок, при цьому збільшується величина поперечної сили, при якій фіксується поява перших похилих тріщин.

Характер тріщиноутворення та руйнування дослідних зразків-балок зі стисненим крученням їхніх приопорних ділянок представлений на рис. 5.

Згідно з законом розподілу дотичних напружень при прикладенні на першому етапі тільки крутного моменту спочатку на одній із бокових, а потім на верхній та нижній гранях дослідних елементів з'являються спіралеподібні тріщини, що розвиваються і поглиблюються з ростом крутного моменту.

Відносна величина крутного моменту $T_{cr,tor}^{II} / (f_{ctk} b h_0)$, при якому появляються перші спіралеподібні тріщини, може бути охарактеризована за допомогою лінійної математичної моделі:

$$\widehat{Y} \left[T_{cr,tor}^{II} / (f_{ctk} b h_0) \right] = (4,2 - 0,6x_{1,a}) 10^{-2}, m, \quad \vartheta = 5,6\%, \quad (17)$$

з якої видно, що зі збільшення величини відносного прольоту зрізу a/h_0 від 1 до 3, значення крутного моменту, що визиває появу

спіралеподібних тріщин, зменшиться на 29%. Вплив інших конструктивних чинників на цю величину статистично є малозначними.

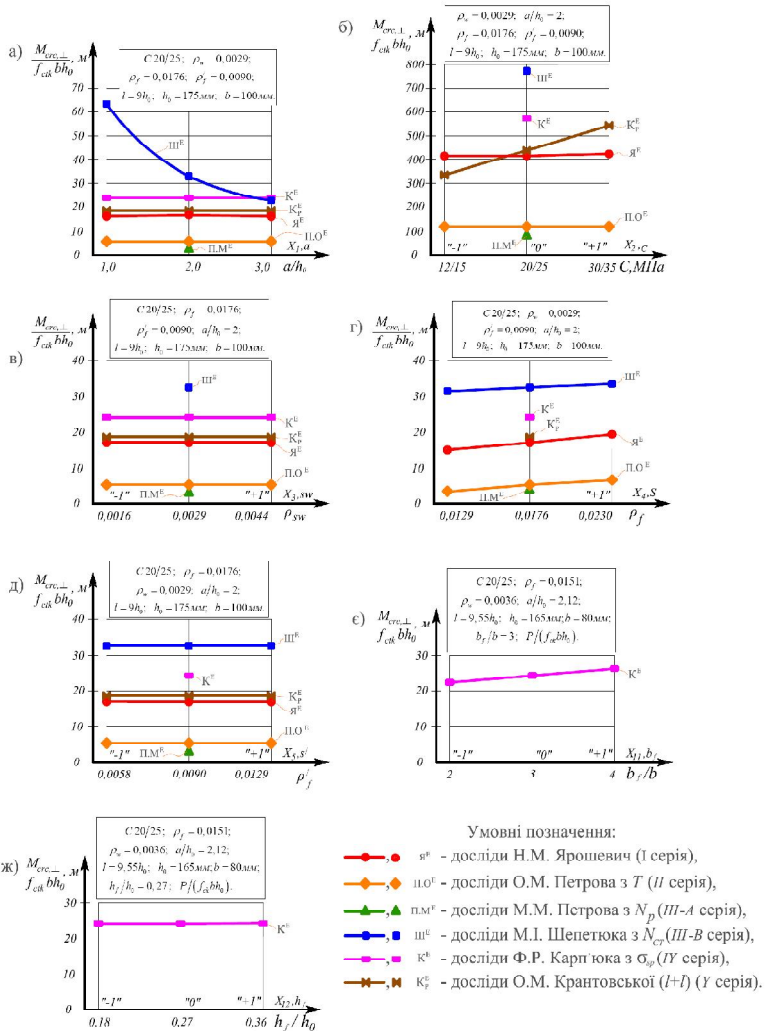


Рис.2 Вплив конструктивних чинників (прольоту зрізу (а), класу бетону (б), кількості поперечної (в), нижньої робочої (г), верхньої монтажної (д) арматури, ширини (е) і товщини (ж) стиснутої полиці) на тріщиностійкість нормальних

перерізів дослідних елементів

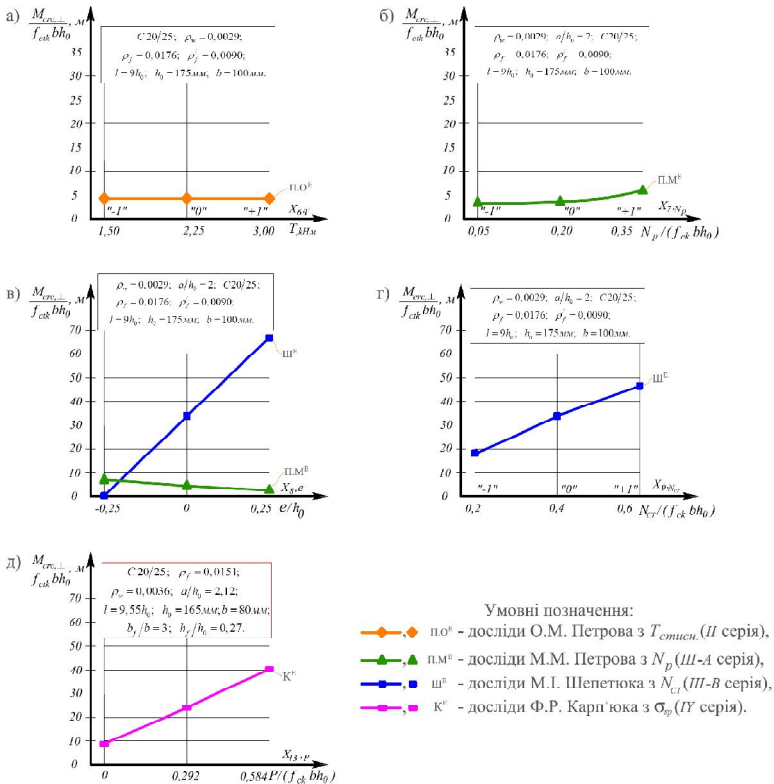


Рис.3 Залежність тріщиностійкості нормальних перерізів від факторів зовнішньої дії (величини крутного моменту (а), поздовжньої розтягуючої (б), стискаючої (г) сили, а також ексцентриситету її прикладення (в), та рівня попереднього напруження робочої арматури (д))

Згодом, після фіксації крутного моменту на заданому планом експерименту рівні та прикладення поперечного навантаження у дослідних зразках – балках II серії в зоні «чистого» згину стали появлятися перші нормальні тріщини:

$$\hat{Y} \left[M_{cr,II,F} / (f_{ctk}bh_0) \right] = (4,6 + 1,1x_{4,s})10^{-2}, M, \quad \mathcal{S} = 6,4\%. \quad (18)$$

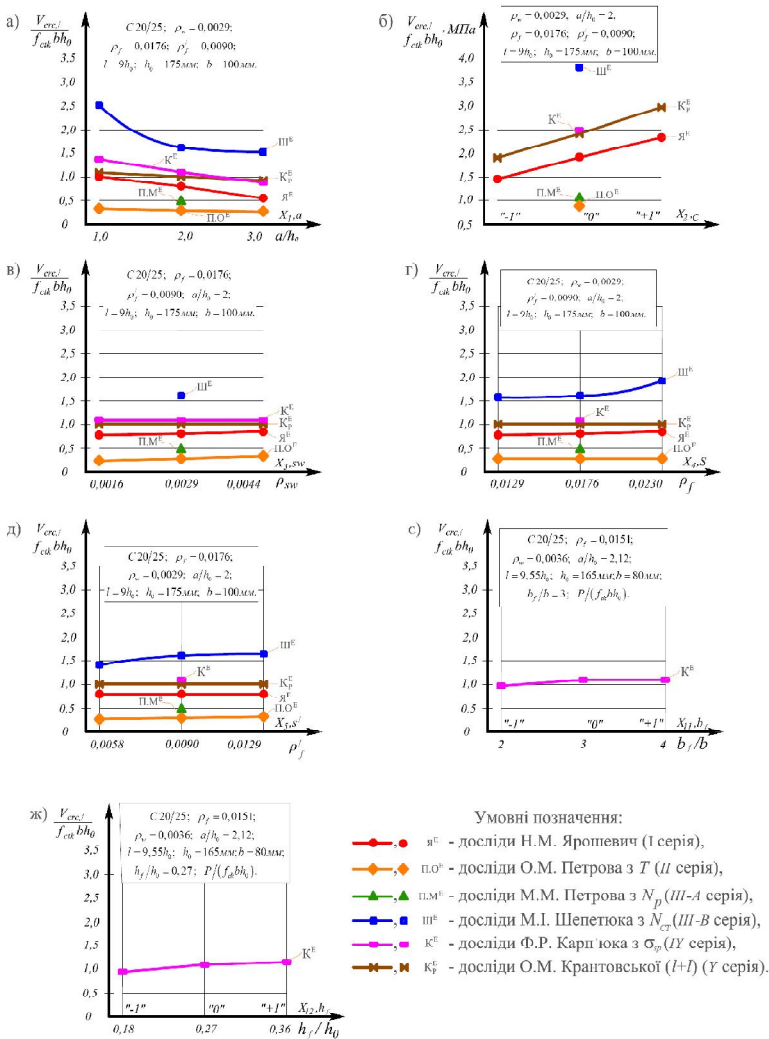


Рис.4 Вплив конструктивних факторів (прольоту зрізу (а), класу бетону (б), кількості поперечної (в), нижньої робочої (г), верхньої монтажною (д) арматури, ширини (е) і товщини (ж) стиснутої полиці) на тріщиностійкість похилих перерізів дослідних елементів

Зі збільшенням поперечного навантаження появляются нові похилі тріщини у напрямку від опори до місця прикладення зосередженої сили. Математична модель відносної поперечної сили, яка викликає появу нових похилих тріщин, має вид:

$$\bar{Y} \left[V_{cr,l}^H / (f_{ctk} b h_0) \right] = 0,33 - 0,008x_{1,a} - 0,012x_{6,T} + 0,008x_{3,sw} + \\ + 0,004x_{5,s'} - 0,026x_{6,T}x_{5,s'} + 0,020x_{3,sw}x_{4,s}, \vartheta = 6,7\%, \quad (19)$$

з якої видно, що внаслідок ослаблення бетону дією крутного моменту приведена поперечна сила, при якій появляются нові похилі тріщини на припорних ділянках дослідних елементів, є меншою від аналогічної поперечної сили для звичайних однопрогінних балок (серія I) в 2,42 рази, а для двопрогінних нерозрізних балок (серія V) – в 3,1 рази.

Висновки

1. Такі фактори зовнішнього впливу, як поздовжня розтягуюча сила та крутний момент, по-перше, спроможні самі по собі визвати утворення тріщин, відповідно, нормальних та просторових спіралеподібних, а по-друге, їх наявність суттєво знижує тріщиностійкість нормальних та похилих перерізів прогінних залізобетонних елементів від дії зовнішнього поперечного навантаження у порівнянні зі звичайними одно- та двопрогінними нерозрізними балками, відповідно, в середньому, в 4,7 та до 2,3 разів (рис. 5).

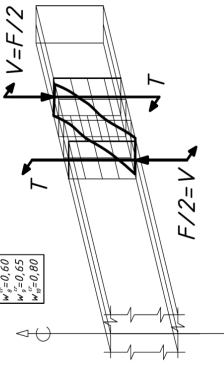
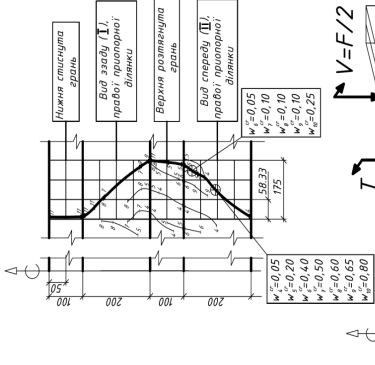
Наявність поздовжньої стискаючої сили N на рівні $0,4 N_{cu}$ та попереднього напруження робочої арматури на рівні $0,3 N_{cu}$ дозволяє, навпаки, підвищити тріщиностійкість нормальних та похилих перерізів прогінних залізобетонних елементів у порівнянні зі звичайними одно- та двопрогінними балками, відповідно, в середньому, на 80...20% та 100...20% при середніх значеннях інших дослідних факторів.

За наявності чи можливості появи зовнішніх поздовжніх сил місця їх прикладення з точки зору підвищення тріщиностійкості слід обирати (проекувати) так, щоби вони завдяки відповідному ексцентриситету утворювали момент, протилежний за знаком тому, який появився чи діє від основного поперечного навантаження.

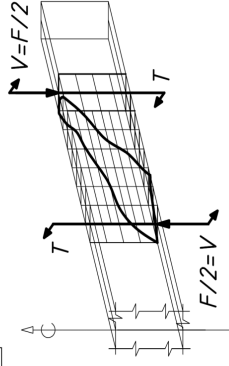
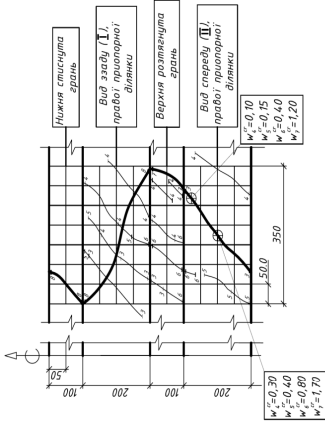
Значення крутних моментів, при яких появляются перші спіралеподібні тріщини, в середньому, в 4,2 рази є меншими від згинальних моментів, при яких появляются перші нормальні тріщини в дослідних зразках-балках аналогічної конструкції. При цьому, наявність крутного моменту середньої величини ($0,45 T_u$) знижує

тріщиностійкість нормальних перерізів звичайних однопрогінних балок в 3,8 разів при середніх значеннях інших дослідних факторів.

а) Дослідна з/б балка №12 Б.
Правя припорна ділянка.



б) Дослідна з/б балка №25 Б.
Правя припорна ділянка.



в) Дослідна з/б балка №11 Б.
Ліва припорна ділянка.

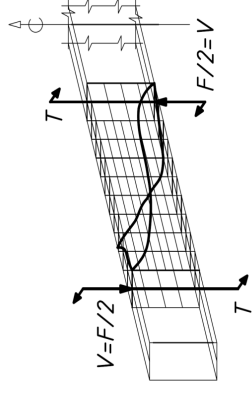
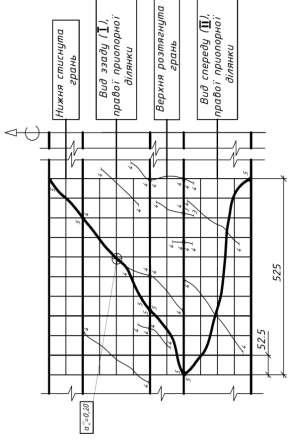


Рис. 5 Характерні схеми тріщиноутворення та руйнування дослідних балок з малим (а), середнім (б) і великим (в) прольотами зрізу при стисненому крученні їх опорних ділянок (П)

2. Аналізуючи вплив конструктивних чинників на появу тих чи інших тріщин у дослідних прогінних елементах, слід зазначити, що:

- зі зменшенням відносного прогону зрізу a/h_0 від 3 до 1 тріщиностійкість нормальних перерізів збільшується до 120% тільки у позацентрово стиснутих балках (серія III-B), похилих перерізів плосконапружених елементів (серії I, III-A,Б,В,Г,IV, V) – зростає від 18% (нерозрізні балки) до 61% (позацентрово стиснуті балки), а просторових похилих перерізів збільшується на 29% від дії T і 5% - M_F ;

- зі збільшенням класу бетону від C12/15 до C30/35 тріщиностійкість нормальних і похилих перерізів звичайних однопрогінних (серія I) і нерозрізних (серія V) балок підвищувалася до 45...48%;

- зміна кількості поперечного армування ρ_w від 0,0016 до 0,0044 мало впливає (до 6%) на тріщиностійкість нормальних і похилих перерізів;

- зі збільшенням коефіцієнта поздовжнього робочого армування ρ_f від 0,013 до 0,023 тріщиностійкість нормальних і похилих перерізів у дослідних серіях збільшувалася всього на 6...21%;

- збільшення кількості монтажної поздовжньої арматури від 0,006 до 0,013 може призвести тільки до збільшення тріщиностійкості похилих плоских (серія III-B) та просторових (серія II) перерізів, відповідно, до 12 і 5%.

При проектуванні прогінних залізобетонних конструкцій потрібно, по-можливості, уникати негативного впливу таких зовнішніх силових факторів, як поздовжня розтягуюча сила і крутний момент. Які у разі зменшують їхню тріщиностійкість.

Серед конструктивних чинників найбільший вплив на тріщиностійкість нормальних і похилих тріщин має клас бетону. З його збільшенням від C12/15 до C30/35 тріщиностійкість дослідних елементів збільшувалася до 50%.

Summary

When designing span reinforced concrete structures need to be avoided if possible negative impact of external forces such as the longitudinal tensile force and torque, which greatly reduce their crack resistance.

Література

- 1.Дорофеев В. С. О необходимости и постановке системных экспериментальных исследований прочности, трещиностойкости и деформативности приопорных участков изгибаемых железобетонных элементов, испытывающих сложные деформации, с целью уточнения и развития методов их расчета / В. С. Дорофеев, В. М. Карпюк, А. Г. Аветисян и др. // Будівельні конструкції : зб. наук. праць. – Київ : НДБК, 2005. – Вип. 62. – С. 160–167.
- 2.Дорофеев В. С. К вопросу об экспериментальном обеспечении дальнейшего развития методов расчета прочности наклонных сечений изгибаемых железобетонных элементов / В. С. Дорофеев, В. М. Карпюк, А. В. Ковров // Зб. наук. праць "Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій" : [за загал. ред. Й.Й. Лучка]. – Львів : Каменярь, 2005. – Вип. 6 – С. 463–471.
- 3.Вознесенский В. А. Статистические методы планирования эксперимента в технико-экономических исследованиях / В. А. Вознесенский [2-е изд. испр. и доп.]. – М. : Финансы и статистика, 1981. – 215 с.
- 4.Дорофеев В. С. Исследование прочности приопорных участков железобетонных элементов при совместном действии поперечных сил, изгибающих и крутящих моментов / В. С. Дорофеев, В. М. Карпюк, А. Н. Петров // Зб. наук. праць "Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди". – Рівне : НУВГП, 2006. – Вип. 14. – С. 183–187.
- 5.Дорофеев В. С. Исследование работоспособности приопорных участков железобетонных балок при длительном действии нагрузки / В. С. Дорофеев, В. М. Карпюк, С. Ф. Неутов, В. П. Макарук // Вестник Харьковского национального автомобильно-дорожного университета. – Харьков : ХНАДУ, 2006. – Вип. № 34–35. – С. 12–15.
- 6.Дорофеев В. С. Методика експериментальних досліджень міцності похилих перерізів розтягнутих прогінних залізобетонних елементів / В. С. Дорофеев, В. М. Карпюк, М. М. Петров // Зб. наук. праць "Ресурсоекономні матеріали, будівлі та споруди". – Рівне : НУВГП, 2008. – Вип. 16. – С. 159–170.
- 7.Дорофеев В. С. Прочность, трещиностойкость и деформативность неразрезных железобетонных балок / В. С. Дорофеев, В. М. Карпюк, Е. Н. Крантовская. – Одесса : Эвен, 2010. – 175 с.ил. – ISBN 978 – 966 – 8169 – 42 – 7.
- 8.Дорофеев В. С. Прочность, трещиностойкость и деформативность предварительно напряженных тавровых железобетонных элементов / В. С. Дорофеев, В. М. Карпюк, Ф. Р. Карпюк. – Одесса : Эвен, 2010. – 223 с.ил. – ISBN 978 – 966 – 8169 – 43 – 4.
- 9.Дорофеев В. С. Прочность, деформативность и трещиностойкость приопорных участков внецентренно растянутых и сжатых железобетонных

балок / В. С. Дорофеев, В. М., В. М. Карпюк, Н. Н. Петров. – Одесса : Эвен, 2011. – 183 с. граф. – ISBN 978 – 966 – 8169 – 49 – 9.

10. Дорофеев В. С. Моделирование напряженно-деформированного состояния железобетонной элементов при продольно-поперечном изгибе / В. С. Дорофеев, В. М. Карпюк, К. И. Артющкина и др. // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Одеса : ТОВ "Зовнішрекламсервіс", 2008. – Вип. 28, часть 2. – С. 137–148.

11. Дорофеев В. С. Міцність приопорних ділянок позацентрово стиснутих або розтягнутих прогінних залізобетонних елементів/ В. С. Дорофеев, В. М. Карпюк, М. М. Петров // Вісник нац. університету "Львівська політехніка". – № 662 "Теорія і практика будівництва " : [за ред. З. Я. Бліхарського]. – Львів : "Львівська політехніка", 2010. – С. 160–168.

12. Dorofeev V. Their capality steel cross-sections pozatsentrovno 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.

13. Дорофеев В. С. Трещиностійкість нерозрізних балок / В. С. Дорофеев, В. М. Карпюк, О. М. Крантовська // Вісник нац. університету "Львівська політехніка." – № 600 "Теорія і практика будівництва" : [за загал. ред. З. Я. Бліхарського]. – Львів : "Львівська політехніка", 2007. – С. 92–100.

14. Дорофеев В. С. Прочность и трещиностойкость изгибаемых железобетонных элементов / В. С. Дорофеев, В. М. Карпюк, Н. М. Ярошевич // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Вип. 28. – Одеса : ТОВ "Зовнішрекламсервіс", 2008. — С. 149–158.

15. Дорофеев В. С. Экспериментальные исследования работы приопорных участков железобетонных балок при длительном воздействии нагрузки / В. С. Дорофеев, В. М. Карпюк, С. Ф. Неутов и др. // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Вип. 38. – Одеса : ТОВ "Зовнішрекламсервіс", 2010. — С. 255–262.

16. Дорофеев В. С. О влиянии конструктивных факторов на несущую способность изгибаемых железобетонных элементов / В. С. Дорофеев, В. М. Карпюк, С. Ф. Неутов и др. // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Вип. 39, част. 1. – Одеса : ТОВ "Зовнішреклам-сервіс", 2010. — С. 186–199.

17. Дорофеев В. С. Деформативность материалов неразрезных железобетонных балок / В. С. Дорофеев, В. М. Карпюк, Е. Н. Крантовская, А. М. Бреднев // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Вип. 38. – Одеса : ТОВ "Зовнішрекламсервіс", 2010. – С. 246–254.

18. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування: ДСТУ Б В.2.6 – 156: 2010. – [Чиний від 2011 – 06 – 01]. –К: Мінрегіонбуд України, 2011.–118с. – (Національний стандарт України).

