

УДК 624.012.45.046

## **ДЕФОРМАЦІЙНИЙ МЕТОД РОЗРАХУНКУ МІЦНОСТІ ПРИОПОРНИХ ДІЛЯНОК ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ.**

д.т.н., проф. Дорофєєв В.С., к.т.н., доц. Карпюк В.М., ас. Карп'юк Ф.Р., ас. Ярошевич Н.М.

Одеська державна академія будівництва та архітектури, м. Одеса, Україна

**АНОТАЦІЯ:** Опираючись на експериментальні дані, сумісний розв'язок системи рівнянь рівноваги (моментів, поперечних та поздовжніх сил) приопорних ділянок і передумови [1,2], критерії вичерпання їхньої несучої здатності [1,3,4,5,6,7], основи оптимізаційної теорії міцності [8,9] автори вдосконалили запропонований в [1,2,10] деформаційний метод розрахунку міцності похилих перерізів прогінних непереармованих залізобетонних конструкцій.

**Постановка проблеми та аналіз досліджень.** Розроблений у 40-х роках минулого сторіччя О.О. Гвоздевим та М.С. Боришанським метод рівноваги граничних зусиль у похилому перерізі знайшов широке визнання і був включений у всі наступні нормативні документи, включаючи нині діючі на Україні [11] та нові норми [12,13] Росії.

В останні десятиліття все більш широкого впровадження у інженерну практику набуває закладений у проект державних будівельних норм ДБН В.2.6.- ... 200... "Бетонні та залізобетонні конструкції . Основні вимоги" деформаційний метод розрахунку залізобетонних елементів, який дозволяє з єдиних позицій прогнозувати деформативність, тріщиностійкість та міцність, в основному, їхніх нормальних перерізів. Основи розрахунку похилих перерізів із застосуванням деформаційного методу закладені у працях [1,2,10]. Разом з тим, точність прогнозу міцності похилих перерізів за вказаним методом, як показали останні дослідження, потрібно вдосконалювати. Отже, проведення експериментально-теоретичних досліджень у вказаному напрямку є актуальним завданням.

**Мета роботи** полягає у викладенні основ вдосконаленого деформаційного методу розрахунку міцності приопорних ділянок непереармованих прогінних залізобетонних конструкцій.

**Викладення основного матеріалу.** Руйнування приопорної ділянки залізобетонного елемента при правильному його армуванні може відбутися по похилій тріщині від розриву поперечної арматури та роздроблення бетону над вершиною похилої тріщини, досягнення робочою арматурою межі текучості на її (тріщини) початку або роздроблення бетону по вузькій смузі між похилими тріщинами.

Використання гіпотез [1,2] передбачає заміну реального елемента чи конструкції розрахунковим з середніми деформаціями стиснутого бетону та розтягнутої арматури. Заміна реальної криволінійної діаграми деформування бетону ламаною лінією дозволяє замінити криволінійну ділянку епюри стискуючих напружень на прямокутну.

Такий підхід спрощує процедуру визначення граничних зусиль (наприклад, згинального моменту) без помітного впливу на точність результату. Якщо ж розрахунок виконується не тільки на силові, а й деформаційні впливи, то перевагу потрібно надати криволінійній діаграмі  $\sigma'_b - \varepsilon'_b$ , побудованій за залежностями ЕКБ-ФП чи М.І. Карпенка, або за поліномом А.М. Бамбури.

Схема внутрішніх зусиль, епюри середніх напружень та деформацій для стадії руйнування за нормальним ( I-I ) і похилим перерізом непереармованого залізобетонного елемента відображена на рис. 1. Можливі сили зчеплення у вершині похилої тріщини не ураховуються, оскільки ширина її розкриття у непереармованих елементах є значно більшою від взаємного зсуву її берегів, що також експериментально підтверджено у роботі [15]. Експериментально також було встановлено [16, 17], що висота стиснутої зони бетону посередині прогону має максимальне значення і поступово зменшується (в середньому на 20%) по мірі наближення до місця прикладення зосередженої сили (вершини похилої тріщини).

Після утворення похилої тріщини балка перетворюється у арку із затяжкою у вигляді повздовжньої арматури, верхня частина якої піддається сумісну дію стиску і зрізу.

Безпосередньо під зосередженою силою стиснута зона бетону розділяється вершиною похилої тріщини, як правило, на дві (інколи на три) частини: верхню, що працює у пластичній чи близькій до неї стадії і нижню, що характеризується майже пружною роботою бетону.

Руйнування непереармованого залізобетонного елемента за нормальним перерізом III-III передбачає досягнення розтягнутою арматурою граничних деформацій, а стиснутим бетоном – деформацій, менших від граничних, або таких, що дорівнюють їм.

Аналіз власних експериментальних досліджень та даних других авторів [14, 18, 19] свідчить про те, що розподіл нормальних

напружень у перерізі I-I (рис. 1) відповідає ідеалізованій ступінчастій прямокутно-трикутній епюрі з нульовими значеннями поблизу вершини нормальної тріщини та розривом зі стрибком над вершиною похилої тріщини.

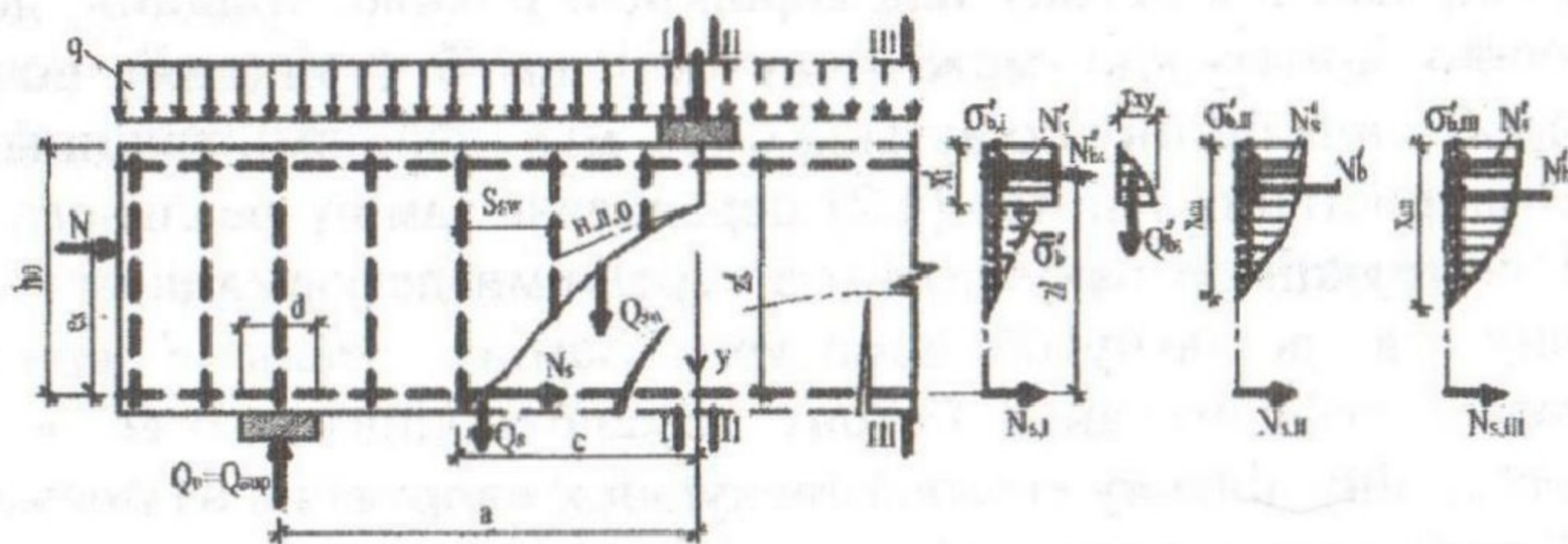


Рис. 1. Розрахункова схема № 1 перевірки (прогнозу) міцності похилого перерізу на переважну дію поперечної сили.

Безпосередньо під вершиною похилої тріщини величина  $\sigma_b$  коливається в межах  $0,3 \dots 0,7 R_b$ , що підтверджується даними [14, 19].

Бетон стиснутої зони над вершиною похилої тріщини знаходиться в умовах плоского напруженого стану, що характеризується нормальними стискуючими напруженнями  $\sigma_x$ , дотичними  $\tau_{x,y}$  та місцевими стискуючими напруженнями  $\sigma_y$ .

Як показали дослідження [6], міцність бетону при двоосьовому стиску зростає і з урахуванням класу бетону виражається:

$$\sigma_{b1} = R_b \cdot \left[ 1 + 1,38 \left( \frac{\sigma_{b2}}{R_b} \right) - 1,15 \cdot \left( \frac{\sigma_{b2}}{R_b} \right)^2 \right] \quad (1)$$

де  $\sigma_{b1} = \sigma'_{bx} = \sigma'_{b,l}$  - нормальні стискуючі напруження, паралельні поздовжній осі елемента;

$\sigma_{b2} = \sigma'_{by}$  - місцеві нормальні стискуючі напруження, перпендикулярні до цієї ж осі.

Для однородного ізотропного тіла у вигляді напів нескінченної пластини товщиною  $b$ , до якої з відомим наближенням можна віднести нетрісну стиснуту зону бетону, теорія пружності [20] для рівномірно розподіленого на відріжку  $a$  прямолінійного краю навантаження інтенсивністю  $q$  пропонує наступний вираз:

$$\sigma_{by} = \frac{q}{\pi} \left( \arctg \frac{d-x}{y} + \arctg \frac{d+x}{y} \right) - \frac{2a \cdot q \cdot y \cdot (x^2 - y^2 - d^2)}{\pi [(x^2 + y^2 - d^2)^2 + 4d^2 \cdot y^2]}, \quad (2)$$

де  $q = \frac{F}{2d \cdot b}$ ;  $x, y$  – координати дослідної точки нормального перерізу елемента шириною  $b$ , початок яких лежить на його поверхні та розділює відрізок  $d$  пополам;

При дії рівномірно розподіленого навантаження вершина похилої тріщини для балок ( $l/h_0 \geq 10$ ) розташовується на віддалі  $a = l/4$  від опори, для коротких  $a = [0,45 - 0,02(l/h_0)] \cdot l$ .

Для визначення граничних значень дотичних напружень над вершиною похилої тріщини скористаємося критерієм міцності бетону при плоскому напруженому стані [3,18], згідно з яким з урахуванням  $\sigma'_b \leq 0,7R_b$ ,  $R_b \leq 80 \text{ МПа} = 8,0 \text{ кН/см}^2$  та опору осьовому розтягу  $R_{bt}$

$$\text{при } \sigma'_{by} \leq \frac{m \cdot R_b}{(\lambda + m)}, \tau_{xy,sp} = R_{bsh} = \left[ 1 + \frac{\lambda - m}{m} \left( \frac{\sigma'_{by}}{R_b} \right) \right] \times \sqrt{\frac{1}{4 \cdot \lambda \cdot m}} \times R_{bt} \geq 0, \quad (3)$$

$$\text{при } \sigma'_{by} > \frac{m \cdot R_b}{(\lambda + m)}, \tau_{xy,sp} = R_{bsh} = \frac{1}{m} \times \sqrt{\frac{\sigma'_{by}}{R_b} - \left( \frac{\sigma'_{by}}{R_b} \right)^2} \times R_{bt}, \quad (4)$$

де  $\lambda = 0,2 + 0,01R_{bt}$  (МПа);  $m = R_{bt}/R_b$ .

Довжину горизонтальної проекції розрахункового похилого перерізу (небезпечної похилої тріщини) автори [1,2] рекомендують визначати: при дії зосередженої сили

$$c = \frac{a(M_I - M_{crc})}{M_I - N \cdot e} \quad (5)$$

при дії рівномірно розподіленого навантаження

$$c = 2a \times \left( \sqrt{1 - \frac{0,75(M_{crc} - N \cdot e)}{M_I - N \cdot e}} - 0,5 \right), \quad (6)$$

де  $M_{crc} = R_{bt} \cdot W_{pl} + P \cdot e_{sp}$

Тобто небезпечною є тріщина, найближча до опори. При цьому, повинна задовольнятися вимога:  $h_0 < c < 2h_0$ , яка на практиці не завжди виконується, наприклад, при  $a = h_0$ .

За даними [21] для залізобетонної балки без поперечного армування похила тріщина починається у тому перерізі, де плече внутрішньої пари сил  $N'_{bt} - N'_s$ , зменшується вдвоє, звідки

$$c = \left( \frac{t - 1 + \sqrt{t^2 + 6t + 1}}{4} \right) \times 0,9h_0, \quad (7)$$

де  $t = a/0,9h_0$

Для створення відповідного запасу міцності для подальших розрахунків, рекомендується приймати менше із трьох значень  $c$ , визначених за (5)...(7), або дослідне значення  $\hat{c}$  за математичною моделлю.

Невідомі: висота стиснутої зони  $X_t$  над вершиною похилої тріщини у перерізі I-I, розтягуюче зусилля у поздовжній арматурі  $N_s$  на початку небезпечної похилої тріщини, поперечна сила (нагельний ефект)  $Q_s$  у тій же арматурі визначаються із умов рівноваги зовнішніх та внутрішніх сил, що діють та виникають на припорній ділянці елемента, а також умови сумісності деформацій:

$$\pm N = N'_{bt} + N'_s - N_s \quad (8)$$

$$Q_I = Q'_{bt} + Q_{sw} + Q_s \quad (9)$$

$$M_I = M_{II} = M_{u,M+Q} = M_{u,M} = N'_{bt} \left( h_0 - 0,5X_t \right) + N'_s \left( h_0 - a' \right) + Q_s \cdot c + Q_{sw} \cdot c/2 \quad (10)$$

$$\text{де } N'_{bt} = \sigma'_{b,I} \cdot A'_{bt}, \quad (11)$$

$$Q'_{bt} = \left( \frac{2}{3} \right) R_{bsh} \cdot A'_{bt} \quad (12)$$

$$Q_{sw} = q_{sw} \cdot c = R_{sw} \cdot A_{sw} \cdot c/s_w \quad (13)$$

$$Q_I = M_I / a = M_{u,M+Q} / a \quad (14)$$

$A'_{bt}$  - частина перерізу I-I висотою  $X_t$ . Якщо при розрахунку таврових чи двотаврових перерізів виявилось, що  $X_t > h'_f$ , то у подальшому розрахунку приймають  $A'_{bt} = b \cdot X_t$ .

$M_I = M_{II} = M_{u,M+Q}$  - визначаються деформаційною методом з використанням реальних діаграм стану матеріалу.

Із гіпотези плоских перерізів

$$\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_s} = \frac{x_t}{h_0 - x_t} \quad (15)$$

Звідки з урахуванням пружно-пластичної роботи бетону і арматури знаходимо висоту бетону над похилою тріщиною[22]:

$$x_t = \frac{h_0}{2} (-k + \sqrt{k^2 + 4k}), \quad (16)$$

де  $k = n \cdot \mu_s$ ;  $n = \frac{E_s}{E_b}$ ;  $\mu_s = \frac{A_s}{b \cdot h_0}$

Для балок таврового перерізу:

$$x_t = \frac{h_0}{2} (-(\mu'_f + k) + \sqrt{(\mu'_f + k)^2 + 4k}), \quad (17)$$

де  $k = n \cdot \mu_s$ ;  $n = \frac{E_s}{E_b}$ ;  $\mu_s = \frac{A_s}{b \cdot h_0}$ ;  $\mu'_f = \frac{(b'_f - b)h'_f}{b \cdot h_0}$

Експериментально встановлено, що у залізобетонних елементах з відносно великою кількістю поздовжньої стиснутої та поперечної арматури ( $\mu'_s \geq 0,006$  та  $\mu_{sw} \geq 0,003$ ) при високих рівнях навантаження ( $F \geq 0,9F_u$ ) вершина небезпечної похилої тріщини може досягти рівня верхньої стиснутої грані, тобто повністю відділити бетонну частину приопорної ділянки від прогінної без зсуву її берегів і проявлення сил зчеплення. Очевидно, що у такому випадку зусилля у стиснутому бетоні перерозподіляються, тобто зусилля  $N'_s$  збільшується до граничного значення  $N'_{s,cr}$ , а залишок  $N'_{bt}$  передається на нижню стиснуту зону під похилою тріщиною.

Зусилля  $Q'_{bt}$  зникає і розрахункова схема (рис. 1) перетворюється на більш просту (рис. 12 [11]).

Руйнування приопорної ділянки елемента супроводжується у такому випадку розривом поперечної арматури, що пересікається небезпечною похилою тріщиною, і текучістю (розривом) робочої арматури на початку цієї тріщини.

Величину поперечної сили, що сприймається розтягнутою поздовжньою арматурою, знаходимо із (27):

$$Q_s = Q_l - (2/3)R_{bsh} \cdot b \cdot X_l - q_{sw} \cdot c < [\hat{Q}_s], \quad (18)$$

де -  $[\hat{Q}_s]$  допустиме значення величини нагельного ефекту поздовжньої робочої арматури, визначене експериментально.

На основі експериментально - теоретичних досліджень [23] для залізобетонних балок без поперечної арматури або з мінімальною її кількістю у залежності від величини прогону зрізу та діаметру поздовжньої робочої арматури було встановлено, що величина поперечної сили, яка сприймається цією арматурою, змінювалася у межах 10...30% від руйнуючої поперечної сили.

Наші експериментальні дослідження показали, що для непереармованих звичайних та нерозрізних залізобетонних елементів прямокутних перерізів з коефіцієнтами поздовжнього та поперечного армування, що коливаються, відповідно, у межах  $\mu_s = 0,010 \dots 0,023$  та

$$\mu_{sw} = 0,0016 \dots 0,0050 \rightarrow (q_{sw} = 0,07 \dots 0,20 \text{ МПа} \times m = 0,7 \dots 2,0 \text{ кН/см}),$$

середні значення нагельного ефекту перед руйнуванням (розривом поперечних стержнів) становлять 2,3...2,5% та не перевищують 8,3...8,6% для елементів з мінімальною кількістю поперечної арматури ( $\mu_{sw} = 0,0016$ ), найменшим прогоном зрізу ( $a = h_0$ ) та кількістю робочої арматури  $\mu_s = 0,023$ . Аналогічні показники нагельного ефекту спостерігаються і для попередньо напружених таврових залізобетонних балок. У зв'язку з тим, що попередньо напружена арматура не зв'язана з поперечною, цей ефект для вказаних балок є дещо більшим.

Після розриву поперечних стержнів, що перетинаються похилою тріщиною, у процесі руйнування припорної ділянки елемента у нижніх і верхніх волокнах поздовжньої робочої арматури на початку небезпечної похилої тріщини напруження досягають межі текучості і нагельний ефект набуває максимального значення, але він уже не може стати на заваді руйнування елемента у цьому місці, оскільки  $Q_s \ll Q_{sw}$ .

Отже, достатньо обґрунтованим, на наш погляд, є обмеження величини нагельного ефекту для елементів з вказаним армуванням.

$$[\hat{Q}_s] \leq 0,05 Q_l = 0,05 M_l / a \quad (19)$$

Із рівняння (8) отримаємо значення поздовжньої сили  $N_s$  на початку небезпечної похилої тріщини

$$N_s = \sigma'_b \cdot A'_{bt} + \sigma'_s \cdot A'_s \mp N \quad (20)$$

При цьому, повинна зберігатися умова:

$$N_s \leq N_{s,l} = \gamma_{s6} \cdot R_s \cdot A_s \quad (21)$$

$\gamma_{s6}$  - коефіцієнт, що ураховує роботу арматури класів А IV і вище.

Перед руйнуванням залізобетонних елементів за наведеною на рис. 1 схемою зусилля  $N_s$  складає  $0,6 \dots 0,9 N_{s,l}$ .

При невиконанні умови (21) розрахункову схему №1 (рис. 1) потрібно замінити на більш просту №2 (рис. 2), що передбачає розрахунок похилого перерізу залізобетонного елемента на дію згинального моменту

при  $Q_s = 0$ ,  $Q'_{bt} = 0$  і для якої

$$M \leq M_s + M_{sw} = R_s \cdot A_s \cdot Z'_s + q_{sw} \cdot c^2 / 2 = M_I = Q_I \cdot a \quad (22)$$

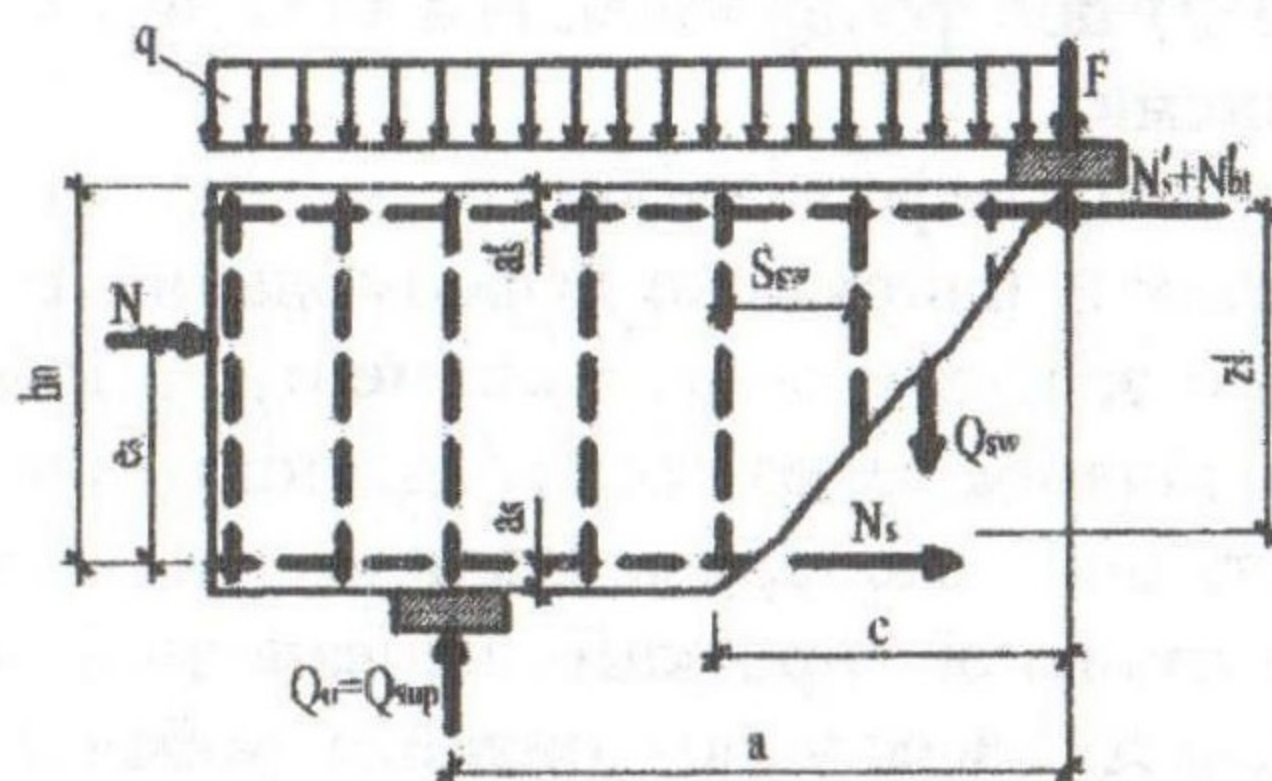


Рис. 2. Розрахункова схема №2 перевірки (прогнозу) міцності похилого перерізу на переважну дію згинального моменту.

Розрахункова схема №2 відрізняється від схеми (рис. 12) [11] тим, що величина  $c < a$ , а також тим, що на ній не показана висота стиснутої зони  $X_t$ , зусилля  $N'_s$  та  $N'_{bt}$  вважаються прикладеними по осі стиснутої поздовжньої арматури.

При відсутності поперечної арматури міцність приопорної ділянки елемента визначають за тими ж формулами (1)...(22) при  $q_{sw} = 0$ .

Розрахунок залізобетонних елементів на дію поперечної сили для забезпечення міцності по похилій полосі між похилими тріщинами потрібно виконувати за умови [11]:



$$Q \leq 0.3 \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0, \quad (23)$$

де  $\varphi_{w1}$  - коефіцієнт, що враховує вплив хомутів, нормальних до поздовжньої осі елемента.

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w, \text{ але не більше } 1,3 \quad (24)$$

де  $\alpha = \frac{E_s}{E_b}$ ;  $\mu_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot s}$ ;  $\varphi_{b1} = 1 - \beta \cdot R_b$ ,  $R_b$  - в МПа.

Для подальших розрахунків використовують найменше з трьох значень  $Q$ .

### Висновки

1. Форма руйнування непереармованих залізобетонних елементів залежить від співвідношення дослідних факторів і супроводжується розривом стержнів поперечної арматури, які перетинаються небезпечною похилою тріщиною, та роздробленням бетону стиснутої зони (схема №1, рис. 1) текучістю поздовжньої розтягнутої арматури (схема №2, рис. 2) або роздробленням бетону по вузькій смузі між похилими тріщинами.

2. Застосування деформаційного методу дозволяє не тільки надійно прогнозувати напружено-деформований стан на усіх етапах роботи прогінного залізобетонного елемента, а й визначати міцність його приопорних ділянок через несучу здатність нормальних перерізів.

3. Використання експериментально підтверджених значень довжини горизонтальної проекції небезпечної похилої тріщини, величини нагельного ефекту поздовжньої робочої арматури, висоти стиснутої зони бетону, урахування зміцнення бетону при плоскому напруженому стані в кінці прогону зрізу внаслідок місцевого прикладання зовнішнього навантаження дозволило підвищити точність прогнозу міцності похилих перерізів дослідних елементів до задовільної (коефіцієнт варіації  $v < 10\%$ ).

1. Голышев А.Б. и др.. Железобетонные конструкции /А.Б. Голышев, В.Я. Бачинский, В.П. Полищук; Под ред. А.Б. Голышева. – К.: Логос, 2001.-420с.
2. Голишев О.Б. Курс лекцій з основ розрахунку будівельних конструкцій і опору залізобетону / О.Б. Голишев, А.М. Бамбура. – К.: Логос, 2004.-340с.
3. Гвоздев А.А. Дмитриев С.А., Крылов С.М. и др. Новое о прочности железобетона. -М.: Стройиздат, 1977.-183с.
4. Гениев Г.А., Киссюк В.Н. К экспериментальному обоснованию условия прочности материалов, обладающих различным сопротивлением растяжению-сжатию. Исследование по расчету оболочек, стержневых и массивных конструкций. ЦНИИСК, Госстройиздат, М., 1963.- 89с.
5. Kupfer H., Hilsdorf H., Rush H. Behavior of Concrete Under Biaxial Stresses. "ACI Journal", proc. V.66, №8, 1969.
6. Бамбура

А.М. Експериментальні основи прикладної деформаційної теорії залізобетону: Автореф. Дис...докт. техн. наук: 05.23.01 – Харків., 2006.-39с. 7.Круглов В.М. Нелинейные соотношения и критерий прочности бетона в трехосном напряженном состоянии // Строительная механика и расчет сооружений.-1987.- №1.-С.40-48. 8.Mitrofanov V.P. Optimization strength theory of reinforced concrete bar elements and structures with practical aspects of its use/ Bygningstatiske Meddelelser. Danish Society for Structural Science and Engineering. Volume 71. - №4. December 2000. – pp 73-125. 9.Митрофанов В.П. Формулы и примеры расчета прочности железобетонных элементов по оптимизационной теории// Сб. научн. трудов, посвящ. 70-летию со дня рождения В.П. Митрофанова «Совершенствование расчетов прочности элементов бетонных, железобетонных и каменных конструкций».- Полтава: Полт. НТУ, 2007.-312с. 10.Давиденко А.И., Бамбура А.Н. Беляева С.Ю., Присяжнюк Н.В. К расчету прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента с использованием полной диаграммы деформирования бетона // Зб. наук. праць Фіз.-мех. Ін-ту ім. Г.В. Карпенка НАН України „Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій” Львів: Каменяр, 2007.-Вип. 7.-С209-216. 11.СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции /Госстрой СССР.- М.:ЦИТП Госстроя СССР, 1985.-79с. 12.СП52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. – М.: ГУП «НИИЖБ», ФГУП ЦПП, 2004.-54с. 13.СП52-102-2004. Предварительно напряженные железобетонные конструкции. – М.ГУП «НИИЖБ», ФГУП ЦПП, 2005.- 49с. 14.Залесов А.С., Климов Ю.А. Прочность железобетонных конструкций при действии поперечных сил. –К.: Будівельник, 1989.-104с. 15.Митрофанов В.П., Котляров В.А. Общая теория расчета прочности железобетонных элементов по наклонным и нормальным трещинам. – Строительство и архитектура. 1990. №9.-С.3-9. 16.Карпюк В.М. Напряженно-деформированное состояние изгибаемых трехслойных железобетонных элементов: Автореф. дис...канд. техн. наук: 05.23.01 – Одесса, 1989.-20с. 17.Хаджи Х.Р. Несущая способность и расчет по наклонным сечениям железобетонных балок, выполненных с применением бетона на пористых заполнителях. Дис...канд. техн. наук: 05.23.01- Одесса, 1985,-163с. 18.Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций / А.А. Гвоздев, С.А. Дмитриев, Ю.П. Гуца и др. –М,6 Стройиздат, 1978.-204с. 19.Новак В.В., Винокур Ф.В., Новак Ю.В. Совершенствование метода расчета прочности конструкций по наклонным сечениям.- Бетон и железобетон. 1984. №12.-С.40-42. 20.Тимошенко С.П., Гудьер Дж. Теория упругости / Пер. с англ. – М.: Транспорт. 1975.-379с. 21.Ставров Г.Н., Кукша Л.Л. К определению усилия в продольной арматуре в наклонных сечениях.- Бетон и железобетон. 1978.№12.-С.25,26. 22.Ашкинадзе К.Г. Практический метод расчёта прочности стен и балок по наклонным сечениям-.- Бетон и железобетон. 1992. №5.-С.15-17. 23.Дорофеев В.С. Исследование изгибаемых элементов конструкций из мелкозернистого известнякового бетона при воздействии поперечных сил. Автореф. дис...канд.техн. наук: 05.23.01 – Одесса, 1972,-25с.