

потребує їх удосконалення. Різноманітні підходи, гіпотези та розрахункові моделі вказують на актуальність та важливість даних питань. Переважна більшість формул отримана на експериментальних даних емпіричним шляхом і не може відповідати усім потребам сучасного проектування.

Методика досліджень. Розглянемо напружено-деформований стан згинального залізобетонного елемента в похилому перерізі (рис.1, а). Загально прийнято його розглядати розбивши на два блока: перший блок знаходиться над похилою тріщиною (блок №1, рис.1, а), другий – під похилою (блок №2, рис.1, а).

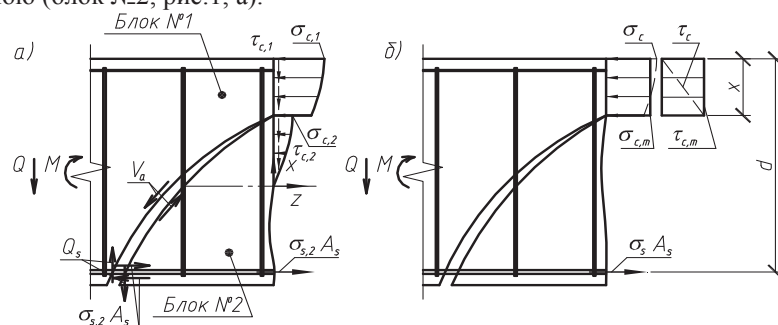


Рис.1. Напружено-деформований стан похилого перерізу:
а) дійсний; б) спрощений

Для визначення всіх необхідних параметрів напружено-деформованого стану застосовують цілу низку емпірично-експериментальних формул, а також чисельні моделі та гіпотези. Розгляд двох блоків окремо дає можливість скласти шість рівнянь рівноваги, в результаті розв'язку яких отримують шукані невідомі. Такий метод вперше був запропонований, ще А.А. Гвоздевим [1] та отримав подальший розвиток у працях багатьох вчених з використанням сучасних моделей деформування залізобетонних елементів [2, 3, 5]. Такі методи на сьогодні є найбільш точними, хоча й містять цілу низку емпіричних формул.

Запропонуємо дещо спрощену модель напружено-деформованого стану похилих перерізів (рис.1, б). Для цього знехтуємо впливом стиснутого бетону під похилою тріщиною в блоці №2 (рис.1, а). Напруги у бетоні стиснутої зони над похилою тріщиною в блоці №1 приймемо рівномірно розподіленими. В такому випадку епюра дотичних напруг τ_c буде трикутною, але для зручності будемо користуватися середніми рівномірно розподіленими дотичними напругами $\tau_{c,m}$. Напруги в робочій арматурі в нормальному перерізі будемо визначати за допомогою нелінійної деформаційної моделі з урахуванням лінеаризації методу розрахункових опорів залізобетону. Розрахунок похилих перерізів будемо виконувати за однією із загальноприйнятих теорій Мора – "методу найбільших дотичних напруг".

Запропонована методика розрахунку ґрунтується на методі розрахункових опорів залізобетону. Основна ідея методу розрахункового опору полягає у відділенні геометричних параметрів від фізико-механічних. Коли мова йде про елементи із одного матеріалу, це не викликає ніяких суперечностей. У випадку композитних матеріалів маємо фізико-механічні та геометричні параметри кожного матеріалу. В багатьох випадках можна виділити геометричні параметри загалом від всіх фізико-механічних, але не окремо від кожного. У зв'язку з чим розрахунковий опір композитних матеріалів буде залежати від фізико-механічних параметрів усіх матеріалів, з яких складається переріз елемента. У загальному це можна виразити такою залежністю

$$f_i(a_1, \dots, a_n) = F_{Ed} / (f(b_1, \dots, b_n)), \quad (1)$$

де $f_i(a_1, \dots, a_n)$ – розрахунковий опір перерізу елемента із композитного матеріалу при умові руйнування по i -му матеріалу, МПа; F_{Ed} – зовнішній силовий фактор, який відповідає руйнуванню перерізу елемента; $f(b_1, \dots, b_n)$ – відповідна геометрична характеристика; a_1, \dots, a_n – фізико-механічні параметри матеріалів поперечного перерізу композитного елемента; b_1, \dots, b_n – геометричні параметри поперечного перерізу композитного елемента.

Розрахунковий опір композитних матеріалів можна отримати, як теоретичним так і експериментальним шляхом. Визначення його теоретичним шляхом відбувається прийняттям необхідних обґрунтованих гіпотез та рівнянь статки. Отриманий таким чином розрахунковий опір не містить емпіричних коефіцієнтів, а визначається за загально прийнятими експериментально та теоретично обґрунтованими гіпотезами та передумовами. Ще однією особливістю використання розрахункових опорів є те, що їх визначають для конкретних табульованих значень відповідних класів або характеристик матеріалів.

Введення розрахункового опору композитних матеріалів дозволяє використовувати, ще одне не менш важливе поняття – *напруги у перерізі елемента із композитного матеріалу* σ_i . Це також умовне гіпотетичне поняття, за допомогою якого можна визначити параметри напружено-деформованого стану за різного рівня навантаження. Ці напруги встановлюються за формулою, аналогічною виразу (1)

$$\sigma_i(a_1, \dots, a_n) = F_i / (f(b_1, \dots, b_n)), \quad (2)$$

де $\sigma_i(a_1, \dots, a_n)$ – напруги у перерізі елемента із композитного матеріалу, МПа; F_i – зовнішній силовий фактор, який відповідає певному рівню навантаження.

Геометрична характеристика у виразах (1) та (2) за певного виду деформування має однакове значення. Для згину це буде загальновідомий момент опору робочого перерізу бетону залізобетонного елемента. Для теоретичного отримання даних напруг необхідно розглянути системи рівнянь рівноваги за певного виду деформування та звести їх до безрозмірних

величин. Отримані параметри табулюються у залежності від рівня навантаження, встановлених параметрів, класів матеріалів тощо.

Залежність напруг у поздовжній розтягнутій арматурі від зовнішнього згинального моменту від початку утворення тріщин до досягнення межі текучості приймемо лінійною. Така лінійна апроксимація була проведена для залізобетонних елементів із різним процентом армування по всіх табличних класах бетону. Коефіцієнт кореляції отриманих кривих знаходиться в межах 0,98-0,99. Апроксимацію у виразі через напруги можна подати у вигляді

$$\sigma_z = M / W_c = \alpha \sigma_s, \quad (3)$$

де σ_z – напруги у залізобетоні елемента, МПа; M – зовнішній згинальний момент; $W_c = bd^2/6$ – момент опору робочого бетонного перерізу, см³; α – коефіцієнт лінеаризації.

Запишемо рівняння рівноваги для стадії, показаної на рис.1, б

$$F_x = 0, \quad \sigma_c bx = \sigma_s A_s; \quad (4)$$

$$M_{н.л} = 0, \quad \sigma_s A_s d - \sigma_c bx^2 / 2 = M. \quad (5)$$

Після нескладних перетворень рівнянь (4), (5) з урахуванням (3), отримаємо вирази для визначення напруг у бетоні стиснутої зони та її висоти

$$\sigma_c = \frac{\sigma_z \rho_f}{2(1 - \alpha / (6 \rho_f)) \alpha}, \quad (6)$$

$$x = 2d(1 - \alpha / (6 \rho_f)), \quad (7)$$

де ρ_f – процент армування перерізу елемента поздовжньою арматурою.

Середні дотичні напруги повинні врівноважуватись по взаємно перпендикулярним напрямкам. Це дає змогу записати наступне рівняння

$$\tau_c + \tau_s = Q / (bx), \quad (8)$$

де τ_c – середні дотичні напруги у стиснутому бетоні, τ_s – середні дотичні напруги у поперечній арматурі, визначаються за виразом

$$\tau_s = f_{yw} A_{sw} / (bs), \quad (9)$$

де f_{yw} – розрахунковий опір поперечної арматури, A_{sw} – площа перерізу поперечної арматури, яка розташована в одній нормальній до поздовжньої осі елемента площині, s – відстань між поперечною арматурою по довжині елемента.

Середні дотичні напруги у бетоні стиснутої зони визначимо з виразу (8), з урахуванням (7)

$$\tau_c = \frac{Q}{bd} \frac{1}{2(1 - \alpha / (6 \rho_f))} - \tau_s. \quad (10)$$

Згідно з теорією найбільших дотичних напруг Мора, умова міцності має вигляд

$$(\sigma_c / \sigma_{max})^2 + (\tau_c / \tau_{max})^2 \leq 1, \quad (11)$$

де σ_c – максимально можливі нормальні напруги на стик; τ_{max} – максимально можливі дотичні напруги на зріз.

Максимально можливі нормальні напруги відповідають розрахунковому опору бетону на стиск f_c .

$$\sigma_c = \frac{f_{zM} \rho_f}{2(1 - \alpha / (6 \rho_f)) \alpha}, \quad (12)$$

де f_{zM} – розрахунковий опір залізобетону на згин [10].

Максимально можливі середні дотичні напруги при чистому зрізі дорівнюють

$$\tau_{z,max} = Q / (bd) = 2 f_{ctm}, \quad (13)$$

де f_{ctm} – розрахунковий опір бетону на розтяг.

Визначимо максимальні середні дотичні напруги при наявності нормальних тріщин у згинальному елементі при відсутності поперечної арматури, підставив у вираз (10), вираз (13)

$$\tau_{c,max} = \frac{f_{ctm}}{(1 - \alpha / (6 \rho_f))}. \quad (14)$$

Формула (14) виведена для прямокутної епюри напруг у стиснутій зоні. В дійсності епюра дотичних напруг близька до трикутної при прийнятому рівномірному розподілі нормальних напруг. Тому необхідно зменшити максимальні напруги у відповідності з відношенням площ епюр дотичних напруг, тобто у два рази. Тоді максимальні дотичні напруги в бетоні стиснутої зони з урахуванням форми епюри будуть дорівнювати

$$\tau_{max} = \frac{f_{ctm}}{2(1 - \alpha / (6 \rho_f))}. \quad (15)$$

Остаточно умову міцності залізобетонних елементів по похилих перерізах представимо у вигляді розрахункових опорів залізобетону

$$(\sigma_z / f_{zM})^2 + (\tau_z / f_{ctm} - \tau_s / \tau_{zQ})^2 \leq 1, \quad (16)$$

де $\sigma = 6M / (bd^2)$, $\tau = Q / (bd)$ – нормальні та дотичні напруги у перерізі залізобетонного елемента, відповідно; f_{zM} , τ_{zQ} – розрахунковий опір залізобетону на згин та розрахунковий опір залізобетону на зріз, відповідно. Вони визначаються за виразами

$$\tau_{zQ} = \tau_{max} = \frac{f_{ctm}}{2(1 - \alpha / (6 \rho_f))}. \quad (17)$$

Для проведення розрахунку похилих перерізів необхідно встановити для певного перерізу внутрішні зусилля та перевірити виконання умови (16).

Вираз (16) дозволяє вирішувати всі задачі розрахунку похилих перерізів, а саме: а) розрахунок міцності бетону, що знаходиться між двома похилими тріщинами; б) розрахунок міцності по похилій тріщині на дію поперечної сили; в) розрахунок міцності по похилій тріщині на дію згинального моменту.

Визначимо максимальний крок поперечних стержнів із умови перетину похилою тріщиною хоча б одного із них. Кут нахилу похилої тріщини для цього розрахунку приймемо рівним 45° (рис.2). Норми проектування [11] пропонували визначати максимальний крок із умови не утворення похилої тріщини між стержнями. Перші похилі тріщини утворюються на ділянках дії максимальних дотичних напруг, які знаходяться біля нейтральної лінії та направлені під кутом 45° . Таким чином максимальний крок повинен бути не більший відстані від нейтральної лінії до робочої арматури

$$s_{max} = d - x = d(\alpha / (3\rho_f) - 1). \quad (18)$$

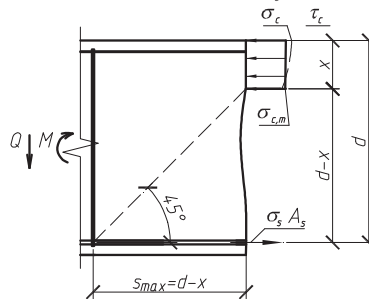


Рис. 2. До визначення максимальної відстані між поперечними стержнями

За запропонованою методикою були оброблені експериментальні зразки випробувані відомими дослідниками [1]. У табл.1 наведені результати розрахунку за наведеною методикою, та методикою викладеною у [9]. Статистичні показники показали задовільну збіжність розробленої методики з експериментальними даними, та вказують на можливість її широкого використання.

Результати досліджень. Розглянемо приклад розрахунку згинального залізобетонного елемента методом розрахункових опорів залізобетону. Визначити необхідне армування балки, розрахункова схема якої представлена на рис.3. Прийняти поперечне армування балки арматурою класу А240С, поздовжнє – А400С, клас бетону балки С20/25. Поперечний переріз балки $b \times h = 200 \times 400$ мм. Необхідні розрахункові параметри методу розрахункових опорів приведені у табл.2. та табл.3.

Розв'язок.

1. Визначаємо внутрішні зусилля

$$M = Pa = 120 \text{ кНм}; \quad Q = P = 60 \text{ кН}.$$

2. Встановлюємо геометричні характеристики

$$W_c = bd^2/6 = 4320 \text{ см}^3; \quad A_c = bd = 720 \text{ см}^2.$$

3. Обчислюємо поздовжнє армування. Визначаємо необхідний розрахунковий опір на згин

$$f_{zMn} = M/W_c = 27,78 \text{ МПа.}$$

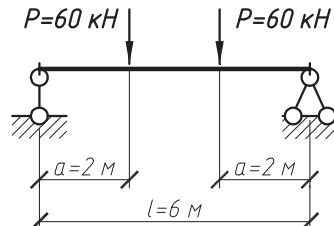


Рис. 3. Розрахункова схема балки

Таблиця 1

Перевірка запропонованої методики розрахунку на експериментальних балках [1]

№ n/n	b, см	d, см	$f_{сд}$ МПа	ρ_s %	$f_{yд}$ МПа	s, см	ρ_{sw} %	Q_e кН	$\frac{Q_e}{Q_1}$	$\frac{Q_e}{Q_{сп}}$	
1	15.2	27	23.4	0.75	724	-	-	60.0	0.98	1.02	
2	15.4	25.8		1.01	728	-	-	75.0	1.17	1.32	
3	15.5	26		1.58	773	-	-	80.0	1.18	1.39	
4	15.4	25.8		1.58	773	12	0.31	90.0	1.15	0.76	
5	15.4	25.5		2.5	800	12	0.31	86.0	1.07	0.74	
6	15.5	26.7	31	0.62	724	-	-	40.0	0.63	0.56	
7	15.5	26.8		0.62	724	-	-	60.0	0.94	0.84	
8	14.5	26.8		1.51	773	-	-	70.0	0.88	1.04	
9	14.7	26.6		1.51	773	-	-	58.0	0.73	0.86	
10	15	27		1.43	773	10	0.36	102	1.12	0.80	
11	16	26.7	31	1.42	773	10	0.36	94.0	0.99	0.72	
12	15.2	26.5		2.38	800	10	0.36	93.0	0.99	0.74	
13	15.4	26		2.4	800	10	0.36	98.0	1.04	0.78	
14	14.4	27.3		48	1.51	773	-	-	62.0	0.70	0.67
15	14.5	27		49	2.36	800	10	0.38	150	1.37	1.01
Середнє значення $\chi_{сер}$									1.00	0.88	
Середнє квадратичне значення σ , %									19.9	23.3	
Коефіцієнт варіації v , %									20.1	26.4	

Таблиця 2

(Фрагмент) - Розрахунковий опір залізобетону на згин f_M , МПа [10]

Клас бетону	Процент армування ρ_f								
	0.05	0.50	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00	2.50	3.00
$f_{yd} = 375 \text{ МПа (A400C)}$									
C20/25	1.11	10.49	19.48	23.40	26.95	30.11	32.88	34.82	35.65

Таблиця 3

(Фрагмент) - Параметр лінеаризації α для розрахунку похилих перерізів

Клас бетону	Параметр лінеаризації α			
	0.50	1.00	2.00	3.00
C20/25	0.026	0.049	0.094	0.137

4. Визначаємо процент армування за табл.2 та підбираємо арматуру

$\rho_f=1,565\%$, приймаємо $2\varnothing 28 A_s=12,32 \text{ см}^2$, $\rho_f=1,711\%$.

5. Обчислюємо поперечне армування. Визначаємо розрахункові опори

$\alpha=0,081$ (табл.3), $f_{zМ}=29,62 \text{ МПа}$ (табл.2), $\tau_{zQ}=3,65 \text{ МПа}$ (за виразом (16)).

6. Знаходимо необхідні дотичні напруги у поперечній арматурі

$\tau_s \geq 0,761 \text{ МПа}$ (з виразу (15)).

7. Визначаємо максимально можливий крок поперечної арматури

$s_{max}=20,84 \text{ см}$.

8. Визначаємо площу поперечного перерізу одного стержня

$A_{swl}=\tau_s b s_{max}/(2f_{yw})=0,91 \text{ см}^2$, остаточно приймаємо $\varnothing 12 A_{240C}$, $A_{swl}=1,13 \text{ см}^2$.

Висновки: 1. Наведено методику розрахунку похилих перерізів при наявності нормальних тріщин у розтягнутій зоні методом розрахункових опорів залізобетону. 2. Експериментальна перевірка запропонованої методики показала її надійність та можливість використання.

1. Новое о прочности железобетона / Под. ред. К.В. Михайлова. – М.Стройиздат, 1977. – 272 с. 2. Прочность железобетонных конструкций при действии поперечных сил/ А.С.Залесов, Ю.А.Климов.. – К. : Будівельник, 1989. – 104 с.ил. – ISBN 5-7705-0187-1. 3. Бондаренко В.М., Колчунов В.И. Расчётные модели силового сопротивления железобетона. –М.:Издательство «АСВ», 2004. – 472 с. 4. Дорофеев В.С., Карпюк В.М., Ковров А.В. К вопросу об экспериментальном обеспечении дальнейшего развития методов расчета прочности наклонных сечений изгибаемых железобетонных элементов // Збірник наукових праць „Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди” / Нац. ун-т водного господарства та природокористування. – Рівне: НУВГП, 2006. – Вип. 14. – С 463–471. 5. Железобетонные конструкции. Основы теории, расчета и конструирования // Учебное пособие для студентов строительных специальностей. Под. ред. проф. Т.М.Пецольда и проф. В.В.Тура. – Брест, БГТУ, 2003 – 380 с. ил. – ISBN 985-6584-59-0. 6. Митрофанов В.П., Погребной В.В. Сопротивление бетона разрушению при совместном действии срезающих и сжимающих сил // Деп. во ВНИИИС Госстроя СССР, 1989. – Вып. 1. – № 8764. – 10 с. 7. MacGregor J.G. Reinforced Concrete: Mechanics and Design, 2nd Ed. – Prentice – Hall. Englewood Cliff, NJ, 1992 – 848 pp. 8. Tabassum J. Analysis of current methods of flexural design for high strength concrete beams, School of Civil, Environmental & Chemical Engineering, RMIT University 2007, 330 pp. 9. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / ГУП НИИЖБ Госстроя России. – М., 2003. – 125 с. 10. Кочкаръов, Д.В. Практичний розрахунок залізобетонних елементів на міцність за дії згинального моменту на базі ДБН В.2.6-98:2009 / Д.В. Кочкаръов, В.І. Бабич // Комунальне господарство міст – Харків:ХНАМГ, 2012. – Вип. 103. – С. 46 – 57. 11. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1991. – 79 с.