

НАДІЙНІСТЬ РОЗРАХУНКОВИХ ФОРМУЛ МІЦНОСТІ ПОХИЛИХ ПЕРЕРІЗІВ ПРОГІННИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ У НАЦІОНАЛЬНИХ НОРМАХ ПРОЕКТУВАННЯ РОЗВИНЕНИХ КРАЇН

Коцюрубенко О.М., Крантовська О.М., Карпюк В.М.

Одеська державна академія будівництва та архітектури
м. Одеса, Україна

АНОТАЦІЯ: Розглянуто розрахункові формули міцності похилих перерізів прогінних залізобетонних конструкцій у національних нормах проектування різних країн світу з метою встановлення їх надійності шляхом порівняння теоретичних положень, які закладені в аналітичних моделях.

АННОТАЦИЯ: Рассмотрены расчетные формулы прочности наклонных сечений пролетных железобетонных конструкций в национальных нормах проектирования разных стран мира с целью установления их надежности путем сравнения теоретических положений, заложенных в аналитических моделях.

ABSTRACT: Inclination cross section strength calculation formula of concrete span structures by developed countries national design codes are considered with the aim to establish their reliability by comparing the theoretical background.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: залізобетонні конструкції, міцність, похилі перерізи, розрахункові формули, надійність, будівельні норми.

ВСТУП

Досягнення максимальної надійності нормативних розрахункових формул міцності похилих перерізів прогінних залізобетонних конструкцій є однією з важливих задач як у теорії залізобетону, так і у реальному проектуванні. Розв'язання цієї задачі полягає у пошуках методів та аналітичних моделей, які б відтворювали реальну роботу матеріалу під

навантаженням. Спробу її розв'язання було зроблено в рамках розвитку нормативної бази у галузі будівельних конструкцій загалом, проектування й розрахунку залізобетонних конструкцій для будівництва у сейсмічних районах зокрема [1] на основі розширених і систематизованих досліджень, впровадження деформаційного методу розрахунку їхньої несучої здатності. Втім, як показують дослідження і досвід проектування, через відсутність єдиного підходу, що враховував би розрахунок за похилими та нормальними перерізами, особливо при складному напружено-деформованому стані, ця задача залишається невирішеною.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Розвиток методів розрахунку міцності приопорних ділянок прогінних залізобетонних конструкцій вивів модель фермової аналогії на рівень нормативної в багатьох країнах, а процес гармонізації вітчизняної нормативної бази з європейською призвів до впровадження вказаної аналогії як нормативної і у вітчизняні норми ДБН А.1.1-94:2010 (які відміняють СНиП 2.03.01-84*). Загальність підходу та широкі узагальнення, що використовуються, спричиняють більш глибоке вивчення надійності розрахункових формул зокрема при розрахунку міцності похилих перерізів прогінних залізобетонних конструкцій та подальші пошуки аналітичних моделей та методів, які б найбільш повно відображали дійсну роботу конструкцій під навантаженням.

Мета даної роботи полягає у встановленні надійності розрахункових формул міцності похилих перерізів прогінних залізобетонних конструкцій у національних нормах проектування розвинених країн шляхом порівнянь теоретичних положень, які закладені в аналітичних моделях.

РЕЗУЛЬТАТИ ДОСЛІДЖЕНЬ

Формування прийнятої в європейській практиці проектування та розрахунку похилих перерізів фермова аналогія було започатковано на початку ХХ ст. Її суть полягає в тому, що залізобетонний елемент при зовнішніх навантаженнях після утворення похилих тріщин перетворюється на розпірну систему, з розрахунковою схемою у вигляді ферми або арки, де хомутами сприймаються головні розтягуючі напруження. В цьому випадку роль верхнього стиснутого поясу виконується бетоном стиснутої зони, а розтягнутого – поздовжньою арматурою; пояси з'єднуються наскрізною решіткою, у якій розтягнуті елементи представлені поперечною арматурою, а стиснуті – уявними бетонними розкосами під кутом 45° до поздовжньої осі балки. Ця теорія зазнавала змін. Так, наразі у сучасних нормах Eurocode-2 [2] Розрахунок міцності залізобетонних

елементів при дії поперечних сил для цього випадку виконують на основі моделі фермової аналогії зі змінним кутом стиснутого підкосу ($1 \leq \cot\theta \leq 2,5$). В Європейських нормах Eurocode-2 [2] для ділянок елемента, в яких поперечну арматуру встановлюють за розрахунком, передбачено дотримання умови: розрахункова поперечна сила від дії зовнішніх навантажень $V_{ed,w}$ є більшою, від $V_{Rd,ct}$ і для забезпечення міцності похилого перерізу поперечну арматуру необхідно встановлювати за розрахунком. Розрахунок міцності залізобетонних елементів при дії поперечних сил для цього випадку виконують на основі моделі фермової аналогії зі змінним кутом стиснутого підкосу.

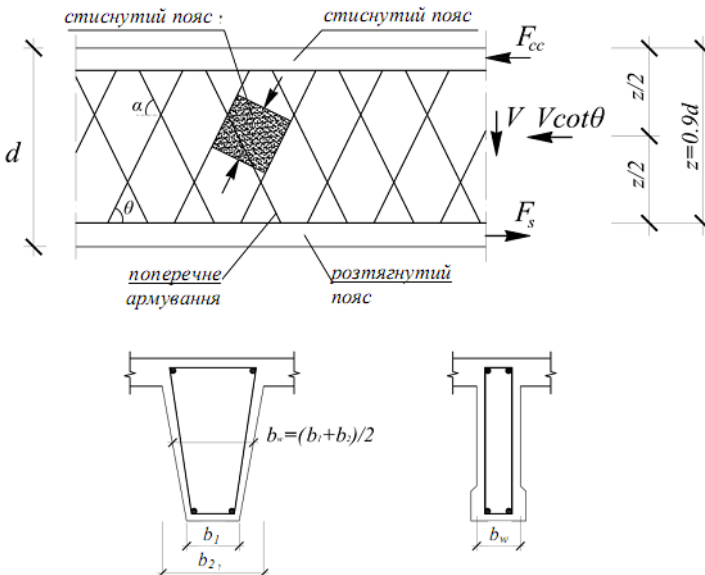


Рис. 1. До розрахунку міцності залізобетонних елементів при дії поперечної сили за методом фермової аналогії згідно з [2]:

α - кут нахилу між поперечною і поздовжньою робочою арматурою;

θ - кут нахилу між стислою бетонною смугою (підкосом) і поздовжньою робочою арматурою. Максимально можливе значення θ слід приймати з умови: $\cot\theta=2,5$. Допускається приймати менші значення θ при дотриманні нижньої межі: $\cot\theta>1$;

b - найменша ширина стінки;

z - плече внутрішньої пари сил, значення якого при розрахунках допускається приймати приблизно $z=0,9d$;

d - робоча висота перерізу

Розрахунок міцності залізобетонних елементів при дії поперечних сил слід проводити з умови:

$$V_{Ed,w} \leq V_{Rd,sy} \quad (1)$$

Розрахунок залізобетонних елементів з поперечним армуванням у випадку, коли на перетин діють поздовжні зусилля, слід проводити за формулою $V_{Rd,sy} = (A_{sw} / s) z f_{ywd} \cot \theta$. При цьому, $A_{sw} f_{ywd} / (b s) \leq 0,5 v f_{cd}$, де v за пропозицією Nielsen [3] для важких бетонів визначається: $v = 0,7 - f_{ck} (МПа) / 200 \geq 0,5$, порівнюючи їх з величиною $V_{Rd,red}$, яка визначається за формулою:

$$V_{Rd,red} = 1,67 V_{Rd,max} \left(1 - \frac{\sigma_{cp,eff}}{f_{cd}} \right) \leq V_{Rd,max}, \quad (2)$$

де: $\sigma_{cp,eff}$ - ефективні напруження в бетоні, викликані дією поздовжнього зусилля, що визначаються за формулою:

$$\sigma_{cp,eff} = N_{Ed} / A_c, \quad (3)$$

де N_{Ed} - поздовжнє зусилля;

A_c - повна площа бетонного елемента.

Розрахунковий метод Німецьких норм DIN-1045-1.12.2008 [4], який використовує положення модифікованої фермової аналогії, дозволяє проектувати згинальні елементи з урахуванням поздовжніх осевих сил (розтягуючих і стискаючих), а також зусилля попереднього напруження. Як і в представленому вище методі СС-2 [2], розглядаються три граничні значення поперечної сили:

$V_{Rd,ct}$ - розрахункова поперечна сила, що сприймається елементом без поперечної арматури;

$V_{Rd,sy}$ - розрахункова поперечна сила, що сприймається поперечною арматурою;

$V_{Rd,max}$ - гранична поперечна сила, що визначає міцність стислих підкосів в моделі фермової аналогії.

Для розрахунку міцності при зрізі елементів без поперечного армування рекомендовано користуватися формулами:

$$V_{Rd,ct} = 0,12 \chi (100 \rho_{i1} \cdot f_{ck})^{1/3} b_w \cdot d, \quad (4)$$

$$\chi = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2,0 \quad (d \text{ в мм}), \quad (5)$$

$$\rho_{i1} = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} \leq 0,02. \quad (6)$$

Формула (4) отримана авторами [5, 6] на базі відомої моделі при обробці всіх доступних результатів досліджень балок без поперечного армування.

На ділянках балки, для яких поперечне армування не розраховують, а встановлюють конструктивно

$$V_{sd} = V_{Rd,ct} \quad (7)$$

У випадку, коли умова (7) не виконується, необхідно проводити розрахунок поперечного армування. Міцність похилого перерізу для елементів, що містять поперечне армування, розраховують на базі моделі модифікованої фермової аналогії [5], в якій окрім опору поперечної арматури ураховується також тертя між бетонними підкосами і зусилля, викликане зачепленням по берегах діагональної тріщини.

У разі армування поперечними стрижнями, перпендикулярними до поздовжньої осі елемента, повинна бути забезпечена наступна умова:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd,y} = 1,2 \frac{A_{sw,l}}{S_{w1}} f_{yw,l} \cdot z + V_{crd}, \quad (8)$$

в якому коефіцієнт 1,2 являється $\cot\beta_r = const$, що відповідає $\beta_r = 40^\circ$, а проекція на вертикальну вісь зусилля зачеплення по берегах тріщини:

$$V_{crd} = 0,072 b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd}. \quad (9)$$

У формулі (Б.37) коефіцієнт v приймає такі значення:

$v=0,8$ для важкого бетону;

$v=0,6$ - для легкого бетону.

Як видно з формули (9), необхідну кількість поперечної арматури розраховують з урахуванням складової поперечної сили V_{crd} , яка сприймається за рахунок тертя (зачеплення) бетону в діагональній тріщині.

Гранична поперечна сила, що сприймається стиснутими бетонними підкосами, визначається за наступною формулою: - для елементів, у яких арматура розташовується перпендикулярно до поздовжньої осі елемента:

$$V_{Rd,max} = \frac{b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \operatorname{tg}\theta}. \quad (10)$$

У формулі (10) θ - кут нахилу бетонних підкосів при досягненні в них граничних стискаючих напружень $\sigma = \sqrt{f_{cd}}$, який визначається за формулою:

$$\cot\theta = \frac{1,2}{1 - V_{crd}/V_{Sd}}, \quad (11)$$

в якій V_{crd} визначають за формулою (10).

У коментарі [5, 6] до проекту DIN 1045-1 пропонується наступне обмеження значень $\cot\theta$:

$\cot\theta \leq 3$ - для важкого бетону,

$\cot\theta \leq 2$ - для легкого бетону.

У випадку, коли зосереджена сила прикладена на відстані x , меншій, ніж $2,5d$ від межі опори, розрахункову поперечну силу V_{sd} зменшують шляхом множення на коефіцієнт $\beta = x/2,5d \leq 1,0$.

Отже, німецькі норми DIN 1045-1 [4], на відміну від EC-2 [2], вносять відразу ж два нововведення. З одного боку, приймається модифікована модель фермової аналогії [5], яка ураховує складову поперечної сили що, сприймається бетоном, виражену через дотичні напруження (сили зачеплення), що діють в перерізі, який проходить по діагональній тріщині V_{crd} . А з іншого боку, при розрахунку поперечного зусилля приймається постійним кут нахилу стислих підкосів, рівний $\beta = 40^\circ$. В той же час, при перевірці міцності стисненого бетонного підкосу використовується модель фермової аналогії при змінному куті нахилу стисненого підкосу θ . Слід зазначити, що внесені пропозиції дещо відрізняються і від підходів, прийнятих моделлю модифікованої фермової аналогії (*Modified Truss Model*), розробленої J. Ramirez і J. Breen, в 1991 році [7]. Згідно з [7] міцність при зрізі залізобетонного елемента включає дві складові

$$V_{MTM} = V_s + V_c. \quad (12)$$

Складову поперечної сили, яка сприймається поперечною арматурою V_s , визначають традиційним способом:

$$V_s = \frac{A_v}{b_w \cdot S} f_y \cdot \cot \alpha \cdot b_w \cdot z = \frac{A_v}{S} f_y \cdot \cot \alpha \cdot z. \quad (13)$$

Складову поперечної сили, яка сприймається бетоном, розраховують в залежності від інтенсивності дотичних напружень, які виникають у розрахунковому перерізі:

$$\text{при } 0,5\sqrt{f_c'} \geq v = \frac{V_{sd}}{b \cdot d} \geq 0,17 \quad V_c = 0,5(\sqrt{f_c'}/2 - v)b_w \cdot d, \quad (14)$$

$$\text{при } v > 0,5\sqrt{f_c'} \quad V_c = 0.$$

Кут α при розрахунку за формулою (13) повинен знаходитися в межах $30^\circ < \alpha < 65^\circ$. При цьому, граничну поперечну силу, яка сприймається стисненим бетонним підкосом, запропоновано визначати за формулою:

$$V_{Rd,max} = \frac{b_w \cdot z \cdot 2,5\sqrt{f_c'}}{\cot \theta + \tan \theta} = 2,5\sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot z \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha \quad (15)$$

Горизонтальну складову діагонального стиску визначають за формулою: $H_u = V_{Rd,max} \cdot \tan \alpha \leq V_u \cdot \tan \alpha$.

Виходячи з того, що розтягуюче зусилля H_u , розподіляється в рівних частках між стиснутим і розтягнутим поясами, розрахунок міцності поздовжньої розтягнутої арматури виконують з умови:

$$\varphi_v \cdot A_{st} \cdot f_y \geq \frac{M_{u,\max}}{z} \geq \frac{M_u}{z} + \frac{H_u}{2}, \quad (16)$$

де φ_v - коефіцієнт безпеки при розрахунку на зріз.

В американських ACI Code 318-08 та канадських CAN 3-A23.3-M84 модель фермової аналогії використовується разом з методом критичної похилої тріщини, що базується на гіпотезі про те, що діюча на елемент поперечна сила сприймається поперечною арматурою, яка досягає граничних напружень, і бетоном, напруження в якому відповідають напруженням утворення критичної похилої тріщини.

В американських ACI Code 318-08 [8] базове рівняння для перевірки міцності балок при дії перерізуючих сил має вигляд:

$$V_{sd} \leq \varphi \cdot V_n, \quad (17)$$

$$V_n = V_c + V_s, \quad (18)$$

де V_{sd} - поперечна сила від дії розрахункового навантаження;

φ - коефіцієнт безпеки, який приймається рівним 0,85;

V_n - номінальний опір зрізу, який визначається за формулою:

$$V_n = V_c + V_s, \quad (B19)$$

тут V_c - складова поперечної сили, яка сприймається бетоном;

V_s - складова поперечної сили, що сприймається арматурою.

Згідно з умовою про те, що всі поперечні стержні в граничному стані досягають границі текучості, складову поперечної сили яка, сприймається поперечною арматурою, розраховують за формулою:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y}{s} \cdot d. \quad (20)$$

Складові поперечної сили у формулі визначаються при постійному куті нахилу стиснутих підкосів величиною 45° . Слід зазначити, що дослідні значення напружень у поперечній арматурі, практично, завжди є значно меншими від визначених за моделлю фермової аналогії при постійному куті нахилу стисненого підкосу $\theta=45^\circ$. Це призводить до того, що у даному випадку розрахункова міцність балок при зрізі недооцінюється, тобто є заниженою.

Відповідно до ACI Code [8] складову поперечної сили, що сприймається бетоном, приймають рівною граничній поперечній силі для балки без поперечного армування і розраховують за формулою:

$$V_c = \left(0,16\sqrt{f'_c} + 17 \frac{\rho_1 \cdot V_{sd} \cdot d}{M_{sd}} \right) b_w \cdot d \leq 0,29\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d, \quad (21)$$

де f'_c - міцність бетону (розрахунковий опір) при стиску;

ρ_1 - коефіцієнт поздовжнього армування;

b_w - ширина стінки балки;

M_{sd} , V_{sd} - розрахунковий момент і розрахункова поперечна сила.

Необхідно відзначити, що механізм руйнування балок без поперечного армування відрізняється від такого в балках, що мають поперечну арматуру. Незважаючи на це, АСІ використовує формулу (Б.5) для розрахунку цих двох типів балок. Використання принципу аддівності складових поперечних сил для розрахунку балок з поперечним армуванням не є коректним, тому що не враховує комплексної взаємодії бетону та арматури [9].

Для елементів, до яких прикладені поздовжні осьові зусилля, використовують модифікацію базового рівняння (21) для визначення поперечної сили, що сприймається бетоном. Для стискаючого зусилля $N_u > 0$ спрощений метод обмежує V_c наступним чином:

$$V_c = \left(0,166 + 0,012 \frac{N_u}{A_q} \right) \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d, \quad (22)$$

де N_u - поздовжнє стискаюче зусилля;

A_q - повна площа поперечного перерізу.

Згідно з повним (детальним) методом

$$V_c = \left(0,16 \sqrt{f'_c} + 17 \frac{\rho_w \cdot V_{sd} \cdot d}{M_m} \right) b_w \cdot d \leq 0,29 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \sqrt{1 + \frac{N_u}{3,45 A_q}}, \quad (23)$$

при
$$M_m = M_{sd} - N_u \left(\frac{4h - d}{8} \right).$$

При осьовому розтягу ($N_u < 0$)

$$V_c = \left(0,166 + 0,048 \frac{N_u}{A_q} \right) \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d. \quad (24)$$

ВИСНОВОК

Отже, в національних нормах проектування розвинених країн, і вітчизняних зокрема, припорні ділянки прогінних залізобетонних елементів розглядаються з позицій фермової аналогії, при чому, виходячи з розбіжностей між різними варіантами теоретичних положень фермової аналогії, для оцінки надійності розрахункових формул рекомендується порівняти розрахунки з експериментальними даними. Безпосередню оцінку достовірності та безпечності прогнозу несучої здатності припорних ділянок дослідних прогінних залізобетонних елементів з урахуванням їхнього складного напружено-деформованого стану, визначених у відповідності з вищенаведеними рекомендаціями діючих [10, 11]

національних норм проектування розвинених країн пропонується виконати в подальшому.

ЛІТЕРАТУРА

1. Панюков С.Э. Сравнение рекомендаций Еврокода и ДБН по расчету и проектированию железобетонных конструкций для строительства в сейсмических районах / С.Э. Панюков // Вісник Національного університету «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва. – 2011. – № 697. – С. 190–194.
2. Design of Concrete Structures. Part 1 General Rules and Rules for Buildings. – Final Draft: EN 1992 – 1: 2001 (Final Draft, April, 2002) Eurocode 2: December, 2004. – 230 p.
3. Litznen H.U. Grundlagen der Bemessung nach DIN 1045–1 in Beispielen / H.U. Litznen. - P. 381–512.
4. Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 1: Bemessung und Konstruktion: DIN 1045–1.12.2008 (Entwurf). - P. 513–614.
5. Zilch K. Bemessung der Stahlbeton und Spannbeton bauleite nach DIN1045–1 / K. Zilch, A. Reqqe. - W. - P.171–311.
6. Митрофанов В.П. Общая теория расчета прочности железобетонных элементов по наклонным и нормальным трещинам / В.П. Митрофанов, В.А. Котляров // Строительство и архитектура. – 1990. – №9. – С. 3–9.
7. Randan B.V. Web Grushing of Reinforced and Prestressed Concrete Beams / Randan B.V. / ACI Struct. Journ. - V. 88, №1, Jan.–Feb., 1991. – P. 12–16.
8. ACI (American Concrete Institute) (2008): "ACI Building Code Requirements for Reinforced Concrete". ACI 318–95 and Commentary (318–08R), American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich. - 369 p.
9. Aoyama H. Design Philosophy for Shear in Earthquake Resistance in Japan / Aoyama H. // Symp. on Concrete Shear in Earthquake. - Houston, 1992. - P. 407 – 418.
10. Карпюк В.М. Розрахункові моделі силового опору прогінних залізобетонних конструкцій у згинальному випадку напруженого стану: монографія / Карпюк В.М. – Одеса: ОДАБА, 2014. – 352 с.
11. Карпюк В.М. До питання про необхідність вдосконалення нормативних методів розрахунку міцності похилих перерізів залізобетонних конструкцій / Карпюк В.М., Крантовська О.М., Коцюрубенко О.М. // Вісник ОДАБА. – Вип. 57. – Одеса, 2015. – С. 182–188.

REFERENCES

1. Panyukov S.E., 2011 (№697). Comparison Eurocode recommendations and NBC (ДБН) by reinforced concrete structures calculation and designing for construction in seismic areas. National University “Lviv Polytechnic” Visnuk. Theory and practice of construction. – P. 190–194.

2. Design of Concrete Structures. Part 1 General Rules and Rules for Buildings. – Final Draft: EN 1992 – 1: 2001 (Final Draft, April, 2002) Eurocode 2: December, 2004. – 230 p.
3. Litznen H.U. Grundlagen der Bemessung nach DIN 1045–1 in Beispielen / H.U. Litznen. - P. 381–512.
4. Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 1: Bemessung und Konstruktion: DIN 1045–1.12.2008 (Entwurf). - P. 513–614.
5. Zilch K. Bemessung der Stahlbeton und Spannbeton bauteile nach DIN1045–1 / K. Zilch, A. Reqqe. - W. - P.171–311.
6. Mitrofanov V.P. The general theory of calculating the strength of reinforced concrete elements on inclined and normal cracks / Mitrofanov V.P., Kotlyarov V.A. // Building and Architecture, 9, 1990. – P. 3–9.
7. Randan B.V. Web Crushing of Reinforced and Prestressed Concrete Beams / Randan B.V. / ACI Struct. Journ. - V. 88, №1, Jan.–Feb., 1991. – P. 12–16.
8. ACI (American Concrete Institute) (2008): ACI Building Code Requirements for Reinforced Concrete. ACI 318–95 and Commentary (318–08R), American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich. - 369 p.
9. Aoyama H. Design Philosophy for Shear in Earthquake Resistance in Japan / Aoyama H. // Symp. on Concrete Shear in Earthquake. - Houston, 1992. - P. 407 – 418.
10. Karpiuk V.M. Calculated force resistance models of span concrete structures in case of bending stress state: monograph / Karpiuk V.M. - Odesa, OSACEA, 2014. – 352 p.
11. Karpiuk V.M. To the need to improve normative strength calculation methods of reinforced concrete structures inclination sections / Karpiuk V.M., Krantovska O.M., Kotsiurubenko O.M. // VISNUK ODABA. – Vol. 57, 2015. – P. 182-188.

Стаття надійшла до редакції 25.07.2015 р.