

Гудзь С.А.,

к.т.н., доцент кафедри конструкцій з металу, дерева та пластмас,

Гасій Г.М.,

к.т.н., доцент, старший науковий співробітник,

Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка

Україна, м. Полтава, проспект Першотравневий, 24

## **УТОЧНЕННЯ ПОЛОЖЕНЬ НОРМАТИВНОГО РОЗРАХУНКУ ГНУЧКИХ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОЛОН ПРИ ДІЇ СТИСКУ ЗІ ЗГИНОМ**

### **ВСТУП**

Одним із найпоширеніших видів сталезалізобетонних колон є частково або повністю обетоновані сталеві двотаври, які позитивно себе зарекомендували в практиці будівництва завдяки вдалому поєднанню сталі та бетону для отримання сприятливих умов сумісної роботи. Вони мають підвищену несучу здатність порівняно із залізобетонними при тих же розмірах, що дозволяє розставляти колони рідше і робити сітку колон не такою густою. У таких комбінованих колонах сталеві профілі (найчастіше це прокатні двотаври) використовують у ролі внутрішньої жорсткої арматури поряд з арматурними гнучкими стержнями, таким чином утворюючи залізобетонні колони з жорстким армуванням. Ці конструкції мають вогнестійкість, наближену до вогнестійкості звичайних залізобетонних конструкцій зі стержневою арматурою. Порівняно з трубобетонними колонами, які мають свої переваги (об'ємний НДС, забезпечення місцевої стійкості сталеві оболонки) і недоліки (схильність до корозії, знижена вогнестійкість через зовнішнє армування), вони мають власну сферу раціонального використання.

Серед сталезалізобетонних колон особливо перспективними виглядають частково обетоновані сталеві двотаври (сталеві двотаври з боковими порожнинами, заповненими бетоном), котрі поряд із такими перевагами, як

висока несуча здатність, особливо у випадку застосування зварних сталевих профілів, відсутність робіт із влаштування опалубки та захисту гострих бетонних країв, просте рішення для з'єднань і прикладення навантаження, легкий спосіб подальшого підсилення, забезпечення місцевої стійкості сталевого складеного двотавра, захист сталеві частини від корозії, мають лише один суттєвий недолік – знижений опір дії вогню. Сталезалізобетонні колони можуть бути отримані також у результаті підсилення пошкоджених сталевих стиснутих елементів обетонуванням. Проблемним для всіх конструкцій такого типу залишається питання забезпечення сумісної роботи складових. Одним із способів з'єднання елементів є застосування технології приварювання болтових анкерів, щоправда вона не набула значного поширення в Україні (на відміну від країн ЄС), незважаючи на її швидкість і надійність. Інший перспективний спосіб – склеювання поверхонь сталі та бетону акриловими клеями. Необхідно звернути увагу також на описання поведінки комбінованих колон при одночасній дії кількох впливів, що можуть виникати внаслідок відхилень і деформацій конструкції.

Достатньо гнучкі сталезалізобетонні колони піддаються дії стиску зі згином, навіть при завантаженні лише поздовжньою силою, за рахунок наявності впливів другого порядку. Тому в таких випадках центрально стиснута колона завжди перетворюється на стиснуто-згинну, де розрахунок виконується почергово для кожної площини на сумісну дію стиску й одновісного згину. А колона, завантажена поздовжньою силою і згинальним моментом в одній з площин, має розраховуватись на виникнення двовісного згину. Оскільки геометричні неточності колони повинні враховуватись тільки для площини, у якій передбачається можливість руйнування, адже втрата стійкості одразу в двох площинах неможлива, то виникає потреба скоригувати розрахункові формули відповідно до цього принципу, закладеного в основу Єврокоду 4<sup>1</sup>. Норми дозволяють перераховувати менш критичний згинальний момент без

---

<sup>1</sup> ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1:2010 Єврокод 4: Проектування сталезалізобетонних конструкцій. Частина 1-1: Загальні правила і правила для споруд (EN 1994-1-1:2004, IDT) : вид. офіц. – Чинний з 01.07.2013. – К. : Мінрегіонбуд України, 2012. – 159 с.

урахування недосконалостей елемента конструкції, але не містять відповідних формул. В одній перевірці при визначенні внутрішніх зусиль є допустимим враховувати лише одну неточність. Якщо не очевидно, яка з площин є більш чи менш критичною, то перевірку необхідно виконувати для обох площин.

## **1. Визначення внутрішніх зусиль у стиснуто-згинних і позацентрово стиснутих сталезалізобетонних колонах**

У європейських нормах та вітчизняних нормах<sup>2</sup>, що недавно набули чинності й ґрунтуються на європейських, наведено тільки загальні основи розрахунку та проектування сталезалізобетонних конструкцій. Разом з тим у них відсутня повна і вичерпна методика розрахунку стійкості стиснутих елементів, що стримує поширення застосування комбінованих колон у виробництві. Запропонована Ю.Г. Аметовим і А.М. Бамбураю точна методика розрахунку<sup>3</sup> за деформаційним методом із використанням повної діаграми стану бетону, закладена у державні норми, здається необґрунтовано ускладненою щодо сталезалізобетонних конструкцій у зв'язку з тим, що кількість бетону в них менша і висока точність у частині визначення міцності бетону непотрібна через закладені коефіцієнти запасу та невизначеність параметрів (це підтверджує і той факт, що розробники Єврокоду 4 не перейшли на деформаційну модель). Вона вимагає також значної обізнаності та реалізації в прикладних поки що нерозповсюджених і недешевих програмах для персонального комп'ютера через громіздкість й ітераційність процесу, тому потребує розумної доступної альтернативи. Методика К. Роїка і Г. Вагенкнехта<sup>4</sup>, основи якої закладені в Єврокод 4, більше зосереджується на механіці конструкції та її здатності опиратися зовнішнім впливам, ніж на

---

<sup>2</sup> ДБН В.2.6-160:2010. Конструкції будинків і споруд. Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення : вид. офіц. – Чинні з 01.09.2011. – К. : Мінрегіонбуд України, 2010. – 55 с.

<sup>3</sup> Аметов Ю.Г. Розрахунок позацентрово стиснутих сталезалізобетонних конструкцій за деформаційним методом / Ю.Г. Аметов, А.М. Бамбура // Будівельні конструкції. – 2013. – Вип. 78(1). – С. 150 – 157.

<sup>4</sup> Minnert, J., Wagenknecht, G. Verbundbau-Praxis: Berechnung und Konstruktion Nach neuer Verbundbaunorm DIN 18800-Teil 5 in Verbindung mit DIN 1045-1; Brandschutzbemessung nach DIN V ENV 1994-1-2 Bauwerk-Basis-Bibliothek. Beuth Verlag, 2008. – 338 s.

властивостях, міцнісних характеристиках і поведінці під навантаженням матеріалів. Засади розрахунку стійкості сталобетонних і сталезалізобетонних стійок при різних видах навантаження розглянуто в роботах Л.І. Стороженка<sup>5</sup>, О.В. Семка<sup>6</sup> та інших науковців<sup>7,8</sup>. Дійсна робота комбінованих колон при складному опорі викликає зацікавленість у багатьох дослідників, але не може вважатися достатньо дослідженою і потребує подальшого ретельного вивчення. Виходячи з вищенаведеного, внесення уточнень до розрахунку сталезалізобетонних колон є актуальним завданням, що мусить бути розв'язане.

Відповідно до зазначених вимог роботи при спільній дії стиску та двовісного згину перевірка стійкості згідно з рекомендаціями Єврокоду 4 у загальному випадку має полягати у необхідності задоволення таких умов

$$\frac{M_{y,Ed,max}}{M_{pl,y,N,Rd}} = \frac{M_{y,Ed,max}}{\mu_{dy} M_{pl,y,Rd}} \leq \alpha_{M,y}; \quad \frac{M_{z,Ed,max}}{M_{pl,z,N,Rd}} = \frac{M_{z,Ed,max}}{\mu_{dz} M_{pl,z,Rd}} \leq \alpha_{M,z}; \quad (1)$$

$$\frac{M_{y,Ed,max}}{M_{pl,y,N,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,N,Rd}} = \frac{M_{y,Ed,max}}{\mu_{dy} M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} M_{pl,z,Rd}} \leq 1,0; \quad (2)$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,y,N,Rd}} + \frac{M_{z,Ed,max}}{M_{pl,z,N,Rd}} = \frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed,max}}{\mu_{dz} M_{pl,z,Rd}} \leq 1,0, \quad (3)$$

де  $M_{y,Ed,max}$ ,  $M_{z,Ed,max}$  – найбільші розрахункові згинальні моменти відносно відповідних осей за абсолютним значенням з урахуванням впливів другого порядку та неточностей;

$M_{y,Ed}$ ,  $M_{z,Ed}$  – розрахункові згинальні моменти відносно відповідних осей за абсолютним значенням з урахуванням впливів другого порядку;

$M_{pl,y,N,Rd}$ ,  $M_{pl,z,N,Rd}$  – пластичні згинальні моменти внутрішніх пар у відповідній площині згину з урахуванням поздовжньої сили  $N_{Ed}$ ;

<sup>5</sup> Стороженко Л.І. Інженерні методи розрахунку стиснутих елементів зі сталевих складених двотаврів із боковими порожнинами, заповненими бетоном / Л.І. Стороженко, О.В. Нижник // Будівельні конструкції : зб. наук. праць. – К. : НДІБК, 2005. – Вип. 62. Т. 1. – С. 318 – 322.

<sup>6</sup> Семко О.В. До розрахунку позacentрово стиснутих сталобетонних елементів зі швелерів / О.В. Семко, А.В. Гасенко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне : НУВГтаП, 2007. – Вип. 15. – С. 232 – 237.

<sup>7</sup> Джура В.М. Розрахунок несучої здатності стиснутих сталезалізобетонних стійок з урахуванням деформування елементу / В.М. Джура // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне : НУВГП, 2005. – Вип. 12. – С. 144 – 149.

<sup>8</sup> Трусов Г.М. Стійкість сталобетонних стійок при несиметричному навантаженні / Г.М. Трусов, І.В. Атаманенко // Збірник наукових праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського. – К., 2010. – Вип. 5. – С. 230 – 236.

$M_{pl,y,Rd}$ ,  $M_{pl,z,Rd}$  – пластичні згинальні моменти у відповідній площині згину;

$\mu_{dy}$ ,  $\mu_{dz}$  – коефіцієнти, що враховують вплив поздовжньої сили  $N_{Ed}$  на несучу здатність за згинальним моментом і ґрунтуються на кривій взаємодії внутрішніх зусиль;

$\alpha_{M,y}$ ,  $\alpha_{M,z}$  – коефіцієнти, що мають відношення до згину колони відносно осей у-у та z-z відповідно (для звичайної сталі  $\alpha_{M,y} = \alpha_{M,z} = 0,9$ , для високоміцної сталі  $\alpha_{M,y} = \alpha_{M,z} = 0,8$ ).

Для початку схарактеризуємо процес визначення внутрішніх зусиль, адже він теж має свої особливості, потім перейдемо до визначення несучої здатності. Розрахункові пари згинальних моментів з урахуванням впливів другого порядку та неточностей можна визначити на основі теорії другого порядку<sup>9</sup>, або представити у вигляді формул згідно з рекомендаціями Єврокоду 4

$$M_{y,Ed,max} = k_{y(M)}M_{y,Ed,I} + k_{y(N)}N_{Ed}e_{0,y}; M_{z,Ed} = k_{z(M)}M_{z,Ed,I}; \quad (4)$$

$$M_{y,Ed} = k_{y(M)}M_{y,Ed,I}; M_{z,Ed,max} = k_{z(M)}M_{z,Ed,I} + k_{z(N)}N_{Ed}e_{0,z}, \quad (5)$$

де  $k_y$ ,  $k_z$  – збільшувальні коефіцієнти для відповідних осей, котрі враховують ефекти другого порядку для відповідних згинальних моментів

$$\left( k_y = \frac{\beta_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,eff,y}}} \geq 1,0, k_z = \frac{\beta_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,eff,z}}} \geq 1,0, \text{ де } \beta_y, \beta_z - \text{ коефіцієнти еквівалентного} \right.$$

моменту за таблицею 6.4 Єврокоду 4, для  $k_{y(N)}$ ,  $k_{z(N)}$ :  $\beta_y = \beta_z = \beta = 1,0$ ;  $N_{cr,eff,y}$ ,  $N_{cr,eff,z}$  – критичні поздовжні сили для відповідних осей та відповідно до згинальної жорсткості при розрахунковій довжині, рівній довжині колони);

$M_{y,Ed,I}$ ,  $M_{z,Ed,I}$  – найбільші розрахункові згинальні моменти першого порядку в межах довжини стійки відносно відповідних осей за абсолютним значенням без урахування неточностей;

$e_{0,y}$ ,  $e_{0,z}$  – початкові еквівалентні недосконалості елементів у напрямках втрати стійкості (максимальні їх значення посередині колони у вигляді

<sup>9</sup> Гудзь С.А. Урахування геометричної нелінійності при розрахунку стиснуто-згинних сталезалізобетонних колон / С.А. Гудзь // Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація : зб. наук. статей. – Полтава : ПолНТУ, 2016. – Вип. 12. – С. 76 – 87.

частково або повністю обетонованого сталевого двотавра дорівнюють

$$e_{0,y} = \frac{L}{200}, e_{0,z} = \frac{L}{150}, \text{ де } L \text{ – довжина колони}.$$

У формулах (4) – (5) передбачається, що навантаження прикладається до колони тільки на її кінцях (колонна не піддається проміжним поперечним навантаженням), а результуючі згинальні моменти визначаються в середньому по довжині колони перерізі та є не меншими, ніж найбільший момент на опорі. Тому цей метод визначення внутрішніх зусиль вважається спрощеним.

Варто зазначити, що реальні найбільші згинальні моменти відносно різних осей часто діятимуть (при виникненні різних опорних моментів) у різних перерізах по довжині колони і не завжди у місці з максимальним значенням недосконалості, тому в точних розрахунках складати значення моментів від поперечного навантаження й від недосконалості потрібно з урахуванням розподілу їх епюр. Найпростіше це зробити за допомогою будь-якої зручної програми для статичного розрахунку стержневих конструкцій, прикладаючи замість початкових недосконалостей еквівалентні рівномірно розподілені навантаження як на рис. 1. Але складність полягає в урахуванні впливів другого порядку та необхідності виконання перевірки стійкості при двовісному згині практично в кожному перерізі по довжині колони.

Розрахункові пари згинальних моментів по довжині стійки за абсолютним значенням з урахуванням впливів другого порядку та неточностей згідно з теоретичним розрахунком внутрішніх зусиль можна представити у вигляді

$$M_{y,Ed,max}(\xi) = \left| M_{y,Ed,R} \left( \frac{r_y \sin(\varepsilon_y(1-\xi)) + \sin(\varepsilon_y \xi)}{\sin(\varepsilon_y)} \right) + \bar{M}_{y,Ed,0} \left( \frac{\cos(\varepsilon_y(0,5-\xi))}{\cos(\varepsilon_y/2)} - 1 \right) \right|; \quad (6)$$

$$M_{z,Ed}(\xi) = \left| M_{z,Ed,R} \left( \frac{r_z \sin(\varepsilon_z(1-\xi)) + \sin(\varepsilon_z \xi)}{\sin(\varepsilon_z)} \right) + \frac{q_z L^2}{\varepsilon_z^2} \left( \frac{\cos(\varepsilon_z(0,5-\xi))}{\cos(\varepsilon_z/2)} - 1 \right) \right|; \quad (7)$$

$$M_{y,Ed}(\xi) = \left| M_{y,Ed,R} \left( \frac{r_y \sin(\varepsilon_y(1-\xi)) + \sin(\varepsilon_y \xi)}{\sin(\varepsilon_y)} \right) + \frac{q_y L^2}{\varepsilon_y^2} \left( \frac{\cos(\varepsilon_y(0,5-\xi))}{\cos(\varepsilon_y/2)} - 1 \right) \right|; \quad (8)$$

$$M_{z,Ed,max}(\xi) = \left| M_{z,Ed,R} \left( \frac{r_z \sin(\varepsilon_z(1-\xi)) + \sin(\varepsilon_z \xi)}{\sin(\varepsilon_z)} \right) + \bar{M}_{z,Ed,0} \left( \frac{\cos(\varepsilon_z(0,5-\xi))}{\cos(\varepsilon_z/2)} - 1 \right) \right|, \quad (9)$$

де  $\xi$  – відносна координата перерізу,  $\xi = 1 - \frac{x}{L}$ ;

$M_{y,Ed,R}$ ,  $M_{z,Ed,R}$  – найбільші розрахункові опорні згинальні моменти відносно відповідних осей зі своїм знаком;

$r_y$ ,  $r_z$  – масштабні коефіцієнти, які дорівнюють співвідношенню опорних згинальних моментів відносно відповідних осей ( $-1 \leq r \leq 1$ );

$\varepsilon_y$ ,  $\varepsilon_z$  – коефіцієнти, які є подібними до умовної гнучкості та визначаються

за формулами  $\varepsilon_y = L \sqrt{\frac{N_{Ed}}{(EI)_{eff,II,y}}}$ ;  $\varepsilon_z = L \sqrt{\frac{N_{Ed}}{(EI)_{eff,II,z}}}$ ;

$\bar{M}_{y,Ed,0}$ ,  $\bar{M}_{z,Ed,0}$  – умовні розрахункові згинальні моменти відносно відповідних осей,  $\bar{M}_{y,Ed,0} = \frac{q_y L^2 + 8N_{Ed} e_{0,y}}{\varepsilon_y^2}$ ;  $\bar{M}_{z,Ed,0} = \frac{q_z L^2 + 8N_{Ed} e_{0,z}}{\varepsilon_z^2}$ ;

$q_y$ ,  $q_z$  – граничні розрахункові рівномірно розподілені навантаження, прикладені у площинах, перпендикулярних до зазначених осей.

Найбільші розрахункові згинальні моменти по довжині стійки в місці з координатою, яка починається від опорного найбільшого розрахункового згинального моменту,  $\xi_M = 0,5 + \frac{\arctg(c_y)}{\varepsilon_y}$  або  $\xi_M = 0,5 + \frac{\arctg(c_z)}{\varepsilon_z}$  (тут  $c_y$ ,  $c_z$  –

коефіцієнти, які визначаються згідно з рис. 1 за формулами

$$c_y = \frac{M_{y,Ed,R}(r_y - 1)}{M_{y,Ed,R}(1 + r_y) + 2\bar{M}_{y,Ed,0}} \frac{1}{\operatorname{tg}(\varepsilon_y / 2)}; \quad c_z = \frac{M_{z,Ed,R}(r_z - 1)}{M_{z,Ed,R}(1 + r_z) + 2\bar{M}_{z,Ed,0}} \frac{1}{\operatorname{tg}(\varepsilon_z / 2)} \quad 3$$

урахуванням впливів другого порядку та неточностей згідно з теоретичним розрахунком внутрішніх зусиль можна отримати, прирівнявши похідну функції

до нуля ( $\frac{dM_{Ed}(\xi)}{d\xi} = 0$ )

$$M_{y,Ed,max} = \left[ 0,5M_{y,Ed,R}(1 + r_y) + \bar{M}_{y,Ed,0} \right] \frac{\sqrt{1 + c_y^2}}{\cos(\varepsilon_y / 2)} - \bar{M}_{y,Ed,0}; \quad (10)$$

$$M_{z,Ed,max} = \left[ 0,5M_{z,Ed,R}(1 + r_z) + \bar{M}_{z,Ed,0} \right] \frac{\sqrt{1 + c_z^2}}{\cos(\varepsilon_z / 2)} - \bar{M}_{z,Ed,0}. \quad (11)$$

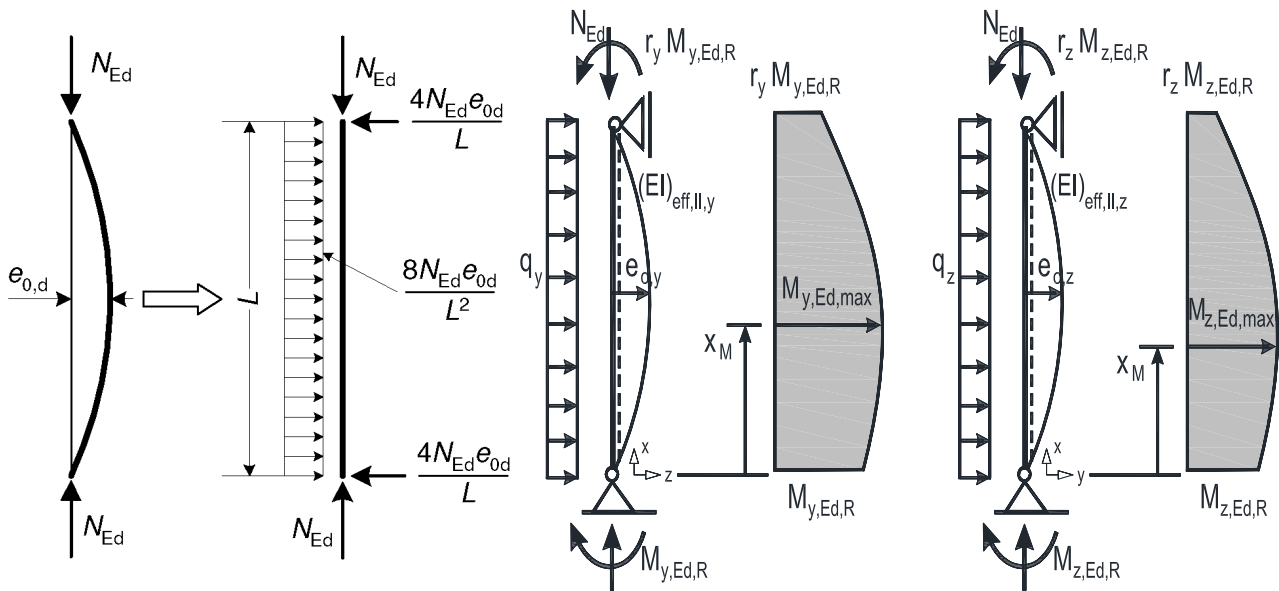


Рис. 1 – Заміна початкових недосконалостей викривлення еквівалентним горизонтальним рівномірно розподіленим навантаженням; розрахункові схеми колони й епюри згинального моменту в теорії другого порядку

Впливи другого порядку можна не враховувати, якщо виконується умова

$$\alpha_{cr} = \frac{N_{cr,eff}}{N_{Ed}} \geq 10, \quad (12)$$

де  $\alpha_{cr}$  – коефіцієнт, за якого розрахункове навантаження повинно зрости до величини, що спричинить пружну втрату стійкості.

Для визначення критичних поздовжніх сил застосовується формула Ейлера

$$N_{cr,eff,y} = \frac{\pi^2 (EI)_{eff,II,y}}{L_{cr,y}^2}; \quad N_{cr,eff,z} = \frac{\pi^2 (EI)_{eff,II,z}}{L_{cr,z}^2}, \quad (13)$$

де  $(EI)_{eff,II,y}$ ,  $(EI)_{eff,II,z}$  – розрахункові значення фактичної згинальної жорсткості;

$L_{cr,y}$ ,  $L_{cr,z}$  – розрахункові довжини колони (тут  $L_{cr,y} = L_{cr,z} = L$ ).

Розрахункові значення фактичної згинальної жорсткості визначають, складаючи жорсткості сталевго двотавра, арматури і бетонної частини:

$$(EI)_{eff,II,y} = K_0 (E_a I_{a,y} + E_s I_{s,y} + K_{e,II} E_{cm} I_{c,y}); \quad (14)$$

$$(EI)_{eff,II,z} = K_0 (E_a I_{a,z} + E_s I_{s,z} + K_{e,II} E_{cm} I_{c,z}), \quad (15)$$



де  $K_0$ ,  $K_{e,II}$  – калібровочний і поправочний на наявність тріщин коефіцієнти, що приймаються  $K_0 = 0,9$ ,  $K_{e,II} = 0,5$ ;

$E_a$ ,  $E_s$ ,  $E_{cm}$  – розрахункове значення модуля пружності конструкційної сталі, розрахункове значення модуля пружності арматурної сталі, середнє значення початкового модуля пружності бетону;

$I_{a,y}$ ,  $I_{s,y}$ ,  $I_{c,y}$ ,  $I_{a,z}$ ,  $I_{s,z}$ ,  $I_{c,z}$  – моменти інерції поперечного перерізу сталевго двотавра, стрижневої арматури і бетонної частини колони відносно відповідних осей ( $I_{s,y} \approx \sum A_{s,i} z_s^2$ ,  $I_{s,z} \approx \sum A_{s,i} y_s^2$ , де  $A_{s,i}$  – площа поперечного перерізу арматурного стержня;  $z_s$ ,  $y_s$  – відстані від центра поперечного перерізу арматурного стержня до осі  $y-y$  та  $z-z$  відповідно;  $I_{c,y} = \frac{b_c h_c^3}{12} - I_{a,y} - I_{s,y}$ ,  $I_{c,z} = \frac{h_c b_c^3}{12} - I_{a,z} - I_{s,z}$ , де  $b_c$ ,  $h_c$  – ширина і висота перерізу колони).

Початковий модуль пружності бетону  $E_{cm}$  необхідно знижувати до величини  $E_{c,eff}$  для врахування коефіцієнта повзучості згідно з виразом

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \frac{N_{G,Ed}}{N_{Ed}} \varphi_t}, \quad (16)$$

де  $N_{G,Ed}$  – постійно діюча частина поздовжньої сили;

$\varphi_t$  – коефіцієнт повзучості ( $t$ ,  $t_0$ ) згідно з Єврокодом 2 (додаток В.1)<sup>10</sup> залежно від віку бетону в момент часу  $t$ , що розглядається, та віку  $t_0$  на момент прикладання навантаження.

Рекомендації щодо визначення коефіцієнта повзучості містяться в статті<sup>11</sup>. Коефіцієнт повзучості встановлюється з виразу

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \beta_c(t, t_0), \quad (17)$$

де  $\varphi_0$  – основний коефіцієнт повзучості;

<sup>10</sup> ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010 Єврокод 2: Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1: Загальні правила і правила для споруд (EN 1992-1-1:2004, IDT) : вид. офіц. – Чинний з 01.07.2013. – К. : Мінрегіонбуд України, 2012. – 312 с.

<sup>11</sup> Семко О.В. Визначення прогину сталезалізобетонної балки з урахуванням повзучості та усадки бетону / О.В. Семко, С.А. Гудзь // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне, 2012. – Вип. 23. – С. 418 – 426.

$\beta_c(t, t_0)$  – коефіцієнт для описання часового протікання повзучості під навантаженням.

Основний коефіцієнт повзучості визначається за формулою

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_0), \quad (18)$$

де  $\varphi_{RH}$  – коефіцієнт для врахування відносної вологості повітря;

$\beta(f_{cm})$  – коефіцієнт для врахування міцності бетону;

$\beta(t_0)$  – коефіцієнт для врахування віку бетону при початку навантаження.

Коефіцієнт для врахування відносної вологості повітря встановлюється з виразів

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1\sqrt[3]{h_0}} \quad \text{для } f_{cm} \leq 35 \text{ МПа}; \quad (19)$$

$$\varphi_{RH} = \left[ 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1\sqrt[3]{h_0}} \alpha_1 \right] \alpha_2 \quad \text{для } f_{cm} > 35 \text{ МПа}, \quad (20)$$

де  $RH$  – відносна вологість повітря у відсотках (у розрахунках наближено приймається такою, що дорівнює 50% для сухого повітря при розташуванні колони всередині будівлі, або 80% для вологого повітря при розташуванні колони на відкритому повітрі);

$h_0$  – номінальний розмір елемента в міліметрах ( $h_0 = \frac{2A_c}{u}$ , де  $u$  – периметр елемента, що контактує з атмосферою, для колони у вигляді повністю обетонованого сталевого двотавра  $u = 2(b_c + h_c)$ , для частково обетонованого сталевого двотавра (з порожнинами, заповненими бетоном)  $u \approx 2h + 0,5b$ , де  $h$  і  $b$  – висота та ширина перерізу сталевого двотавра);

$f_{cm}$  – середнє значення міцності бетону на стиск у віці 28 діб у МПа ( $f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ МПа}$ , де  $f_{ck}$  – характеристичне значення циліндричної міцності бетону на стиск у віці 28 діб у МПа);

$\alpha_1, \alpha_2$  – коефіцієнти для врахування впливу міцності бетону

$$\left( \alpha_1 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7}, \alpha_2 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} \right).$$

Коефіцієнт  $\beta(f_{cm})$  для врахування міцності бетону визначається за формулою

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}}. \quad (21)$$

Коефіцієнт для врахування віку бетону при початку навантаження знаходиться з виразу

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,2}}, \quad (22)$$

де  $t_0$  – вік бетону на момент прикладання навантаження в добах, при нормально твердіючому цементі наближено можна прийняти 28 діб.

Коефіцієнт для описання часового протікання повзучості під навантаженням визначається за формулою

$$\beta_c(t, t_0) = \left[ \frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3}, \quad (23)$$

де  $t$  – вік бетону в момент часу, що розглядається, в добах (наближено можна прийняти 7 років, тобто 2550 діб);

$\beta_H$  – коефіцієнт, який залежить від відносної вологості повітря та ефективної будівельної товщини бетонного поясу.

Коефіцієнт  $\beta_H$  встановлюється з виразів

$$\beta_H = 1,5 \left[ 1 + (0,012RH)^{18} \right] h_0 + 250 \leq 1500 \quad \text{для } f_{cm} \leq 35 \text{ МПа}; \quad (24)$$

$$\beta_H = 1,5 \left[ 1 + (0,012RH)^{18} \right] h_0 + 250 \alpha_3 \leq 1500 \alpha_3 \quad \text{для } f_{cm} > 35 \text{ МПа}, \quad (25)$$

де  $\alpha_3$  – коефіцієнт для врахування впливу міцності бетону ( $\alpha_3 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5}$ ).

## **2. Визначення несучої здатності сталезалізобетонних колон за згинальним моментом з урахуванням поздовжньої сили**

Розрахунки сталезалізобетонних перерізів із трьох матеріалів потенційно більш складні, ніж розрахунки залізобетонних, тому в Єврокодi 4 були зроблені спрощення деяких положень Єврокоду 2. Опір перерізу сталезалізобетонної

колони знаходять, використовуючи прямокутні епюри напружень. Для простоти їх продовжують до нейтральної осі. Це спрощення є неконсервативним порівняно до кривих залежності деформації від напруження в бетоні. Для компенсації цього положення пластичний момент опору для перерізу колони знижений за допомогою коефіцієнта  $\alpha_M$ , який залежить від класу конструкційної сталі. Цей коефіцієнт дає поправку на зростання напруження стиску в перерізі у випадку текучості сталі, що несприятливо діє на бетон, коли границя текучості сталі зростає.

Несуча здатність сталезалізобетонної колони за згинальним моментом з урахуванням поздовжньої сили  $N_{Ed}$  ( $M_{pl,N,Rd} = \mu_d M_{pl,Rd}$ ) описується кривою взаємодії між цими зусиллями. У роботі<sup>4</sup> наведено дві методики визначення зміненої несучої здатності. Перша точна методика придатна для колони у вигляді частково обетонованого сталевого двотавра і полягає у безпосередньому визначенні пластичних моментів з урахуванням поздовжньої сили залежно від положення пластичної нейтральної осі. Друга спрощена методика підходить для колон у вигляді частково та повністю обетонованих сталевих двотаврів і передбачає визначення пластичних моментів та коефіцієнтів  $\mu_{dy}$ ,  $\mu_{dz}$ , що враховують вплив поздовжньої сили, залежно від положення нейтральної осі з наближеної кривої взаємодії.

Положення пластичної нейтральної осі слідує з умови, що різниця стискувальних сил  $N_c$  і розтягувальних сил  $N_t$ , які отримані з епюр напружень, дорівнюють заданій поздовжній силі  $N_{Ed}$  ( $N_c - N_t = N_{Ed}$ ). Щоб визначити це положення, вводиться координата, для котрої в перерізі сталезалізобетонної колони у вигляді частково обетонованого сталевого двотавра з чотиристержневою симетричною арматурою при спільній дії стиску і згину відносно осі  $y-y$  розрізняють 3 області (див. рис. 2), а при спільній дії стиску і згину відносно осі  $z-z$  – 2 області (див. рис. 2, проходження нейтральної осі через стінку сталевого двотавра отримується при відносно малій поздовжній

---

<sup>4</sup> Minnert, J., Wagenknecht, G. Verbundbau-Praxis: Berechnung und Konstruktion Nach neuer Verbundbaunorm DIN 18800-Teil 5 in Verbindung mit DIN 1045-1; Brandschutzbemessung nach DIN V ENV 1994-1-2 Bauwerk-Basis-Bibliothek. Beuth Verlag, 2008. – 338 s.

силі, що призводить до низького коефіцієнта використання, тому є малоймовірним і неефективним).

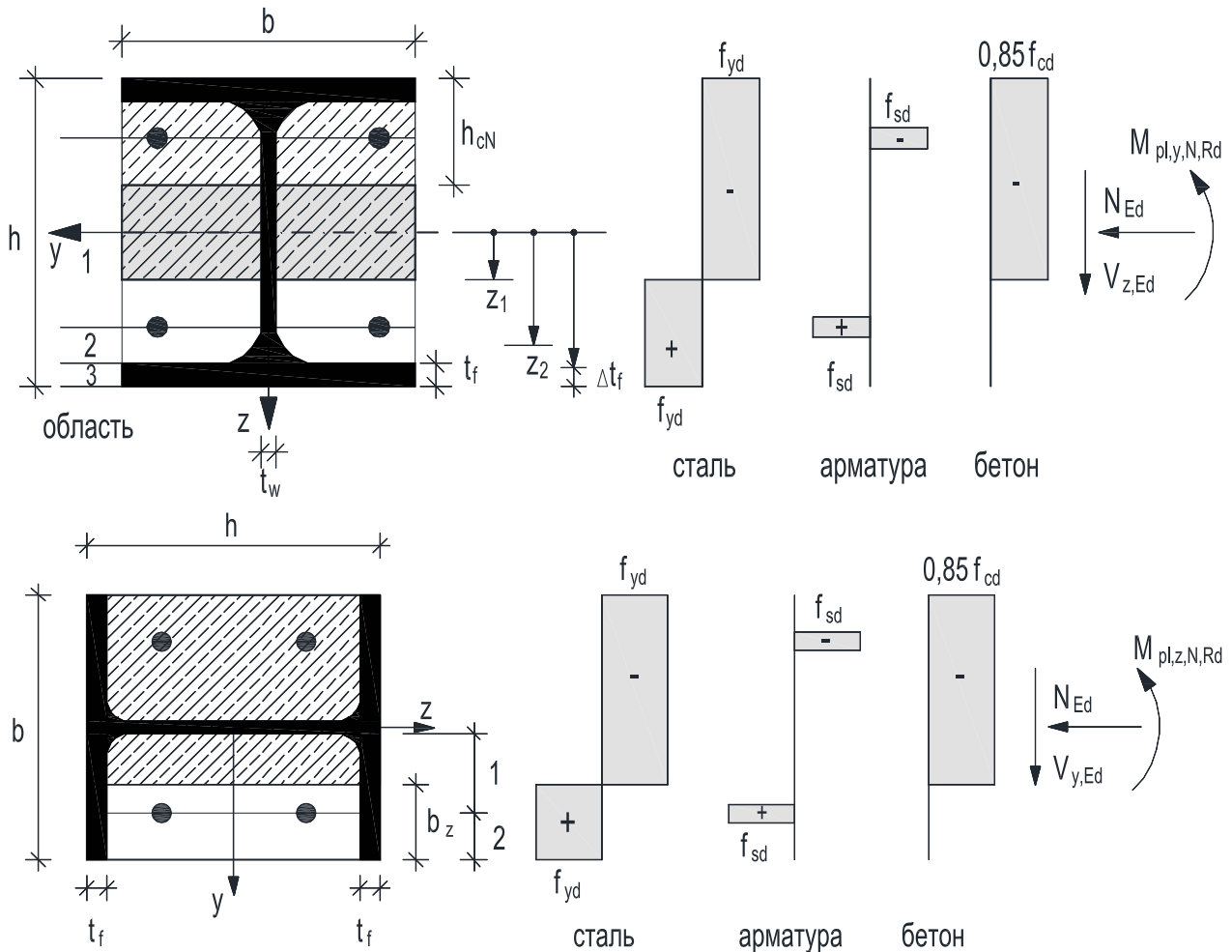


Рис. 2 – Поперечні перерізи колони й епюри нормальних напружень граничної рівноваги при спільній дії стиску і згину відносно осі  $y-y$  (вгорі); відносно осі  $z-z$  (внизу) (пластична нейтральна вісь розташована в області 1)

При спільній дії стиску і згину відносно осі  $y-y$  у випадку проходження пластичної нейтральної осі через область 1 (див. рис. 2) координата  $z_1$  визначатиметься за формулою

$$z_1 = \frac{N_{Ed} - 0,5N_{c,Rd}}{(b - t_w)0,85f_{cd} + 2t_w f_{yd}}, \quad (26)$$

де  $N_{c,Rd}$  – розрахункове значення несучої здатності бетонного перерізу за позовжньою силою;  $N_{c,Rd} = (hb - A_a - A_s)0,85f_{cd}$ ;

$t_w$  – товщина стінки сталевого двотавра.

Розрахункове значення несучої здатності сталезалізобетонної колони за згинальним моментом у пластичній стадії відносно осі у-у із урахуванням поздовжньої сили  $N_{Ed}$  обчислюють, складаючи значення несучої здатності сталевго двотавра, бетонної частини й арматури за умови, що симетричні епюри напружень у середній частині перерізу висотою  $2z_1$  не створюють вклад у несучу здатність

$$M_{pl,y,N,Rd} = W_{pl,aN} f_{yd} + W_{pl,sN} f_{sd} + W_{pl,cN} 0,85 f_{cd}, \quad (27)$$

де  $W_{pl,aN}$ ,  $W_{pl,sN}$ ,  $W_{pl,cN}$  – пластичні моменти опору поперечних перерізів сталевго двотавра, арматури та бетонної частини з урахуванням поздовжньої сили ( $W_{pl,aN} = 2(S_y - 0,5t_w z_1^2)$ ), де  $S_y$  – статичний момент поперечного перерізу сталевго двотавра відносно осі у-у;  $W_{pl,sN} = A_s z_s$ ;

$$W_{pl,cN} = bh_{cN} \left( \frac{h}{2} - \frac{h_{cN}}{2} \right) - \left( S_y - \frac{t_w z_1^2}{2} \right) - \frac{A_s z_s}{2}, \text{ де } h_{cN} = \frac{h}{2} - z_1.$$

У випадку проходження пластичної нейтральної осі через область 2 (див. рис. 2) координата  $z_2$  визначатиметься за формулою

$$z_2 = \frac{N_{Ed} - 0,5(N_{c,Rd} + N_{s,Rd})}{(b - t_w)0,85 f_{cd} + 2t_w f_{yd}}, \quad (28)$$

де  $N_{s,Rd}$  – розрахункове значення несучої здатності арматури за поздовжньою силою;  $N_{s,Rd} = A_s f_{sd}$ .

Формули для визначення пластичних моментів опору зміняться

$$(W_{pl,aN} = 2 \left( S_y - \frac{t_w z_2^2}{2} \right); W_{pl,sN} = 0 \text{ см}^3; W_{pl,cN} = bh_{cN} \left( \frac{h}{2} - \frac{h_{cN}}{2} \right) - S_y + \frac{t_w z_2^2}{2}; h_{cN} = \frac{h}{2} - z_2).$$

У випадку проходження пластичної нейтральної осі через область 3 (див. рис. 2) товщина  $\Delta t_f$  визначатиметься за формулою

$$\Delta t_f = \frac{N_{pl,Rd} - N_{Ed}}{2bf_{yd}}, \quad (29)$$

де  $N_{pl,Rd}$  – розрахункове значення несучої здатності сталезалізобетонної колони за поздовжньою силою у пластичній стадії; яке обчислюють, складаючи значення несучої здатності сталевго двотавра, бетонної частини й арматури

( $N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + A_c 0,85 f_{cd} + A_s f_{sd}$ , де  $A_a$ ,  $A_c$ ,  $A_s$  – площі поперечних перерізів сталевго двотавра, бетонної частини (окремо) й арматури;  $f_{yd}$ ,  $f_{cd}$ ,  $f_{sd}$  – розрахункові опори конструкційної сталі на границі текучості, бетону на стиск, арматурної сталі на границі текучості). Для заповнених бетоном прямокутних чи круглих труб коефіцієнт 0,85 можна замінити на 1,0 за рахунок наявності ефекту обойми.

Формули для визначення пластичних моментів опору зміняться ( $W_{pl,aN} = \Delta t_f b (h - \Delta t_f)$ ;  $W_{pl,sN} = 0 \text{ см}^3$ ;  $W_{pl,cN} = 0 \text{ см}^3$ ).

**При спільній дії стиску і згину відносно осі z-z** у випадку проходження пластичної нейтральної осі через область 1 (див. рис. 2) ширина  $b_z$  визначатиметься за формулою

$$b_z = \frac{N_{pl,Rd} - N_{Ed} - N_{s,Rd} + 0,5 A_s 0,85 f_{cd}}{4 t_f f_{yd} + (h - 2 t_f) 0,85 f_{cd}}, \quad (30)$$

де  $t_f$  – товщина полочки сталевго двотавра.

Розрахункове значення несучої здатності сталезалізобетонної колони за згинальним моментом у пластичній стадії відносно осі z-z із урахуванням поздовжньої сили  $N_{Ed}$  обчислюють за аналогічною формулою

$$M_{pl,z,N,Rd} = W_{pl,aN} f_{yd} + W_{pl,sN} f_{sd} + W_{pl,cN} 0,85 f_{cd}, \quad (31)$$

де  $W_{pl,aN}$ ,  $W_{pl,sN}$ ,  $W_{pl,cN}$  – пластичні моменти опору поперечних перерізів сталевго двотавра, арматури та бетонної частини з урахуванням поздовжньої сили ( $W_{pl,aN} = 2 b_z t_f (b - b_z)$ ;  $W_{pl,sN} = A_s y_s$ ;  $W_{pl,cN} = b_z h \left( \frac{b}{2} - \frac{b_z}{2} \right) - b_z t_f (b - b_z) - \frac{A_s y_s}{2}$ ).

У випадку проходження пластичної нейтральної осі через область 2 (див. рис. 2) ширина  $b_z$  визначатиметься за формулою

$$b_z = \frac{N_{pl,Rd} - N_{Ed}}{4 t_f f_{yd} + (h - 2 t_f) 0,85 f_{cd}}. \quad (32)$$

Формули для визначення пластичних моментів опору зміняться

$$(W_{pl,aN} = 2 b_z t_f (b - b_z); W_{pl,sN} = 0 \text{ см}^3; W_{pl,cN} = b_z h \left( \frac{b}{2} - \frac{b_z}{2} \right) - b_z t_f (b - b_z)).$$

Точний розрахунок потребує занадто великих затрат, оскільки визначення зміненої несучої здатності виконується ітераційно. Тому загалом для кривої взаємодії між згинальним моментом і поздовжньою силою використовується наближення (рис. 3). На ділянці між точками А та С приймається пряма лінія, а на ділянці між точками В і С пропонується обрис для кривої у формі параболи.

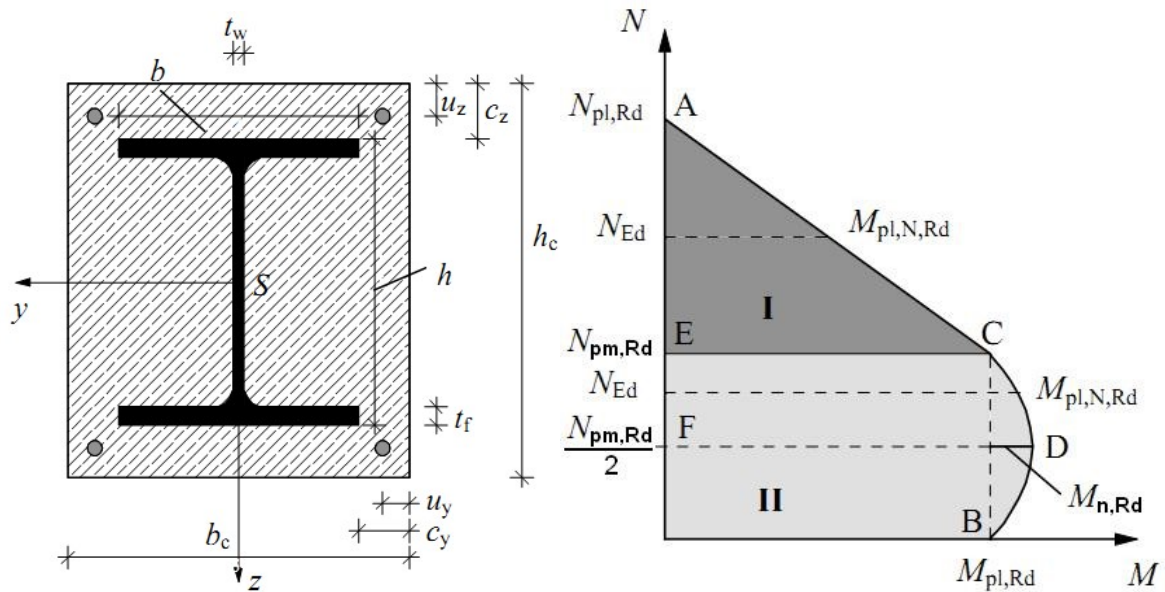


Рис. 3. Переріз сталезалізобетонної колони у вигляді повністю обетонованого сталевих двотавра (ліворуч); наближення для кривої взаємодії між згинальним моментом і поздовжньою силою (праворуч)

Значення  $\mu_d = \mu_{dy}$  або  $\mu_{dz}$  стосуються розрахункового пластичного моменту внутрішньої пари  $M_{pl,Rd}$  у площині згину, яка розглядається. При цьому значення  $\mu_d > 1,0$  допустимі тільки в тому випадку, якщо згинальний момент  $M_{Ed}$  залежить безпосередньо від дії поздовжньої сили  $N_{Ed}$ , наприклад, коли згинальний момент отримано внаслідок ексцентриситету поздовжньої сили. В іншому випадку частковий коефіцієнт надійності  $\gamma_F$  для внутрішніх зусиль, які призводять до підвищення несучої здатності, слід зменшити на 20%.

Для ділянки I (при  $N_{Ed} \geq N_{pm,Rd}$ , де  $N_{pm,Rd}$  – розрахункове значення несучої здатності бетонного поперечного перерізу за поздовжньою силою у пластичній стадії) коефіцієнти, що враховують вплив поздовжньої сили, визначатимуться за формулою



$$\mu_{dy} = \mu_{dz} = \mu_d = 1 - \frac{N_{Ed} - N_{pm,Rd}}{N_{pl,Rd} - N_{pm,Rd}}. \quad (33)$$

Для ділянки II (при  $N_{Ed} < N_{pm,Rd}$ ) коефіцієнти, що враховують вплив поздовжньої сили, встановлюватимуться з виразів

$$\mu_{dy} = 1 + \frac{4M_{n,y,Rd}}{M_{pl,y,Rd}} \left( \frac{N_{Ed}}{N_{pm,Rd}} - \left( \frac{N_{Ed}}{N_{pm,Rd}} \right)^2 \right); \quad (34)$$

$$\mu_{dz} = 1 + \frac{4M_{n,z,Rd}}{M_{pl,z,Rd}} \left( \frac{N_{Ed}}{N_{pm,Rd}} - \left( \frac{N_{Ed}}{N_{pm,Rd}} \right)^2 \right), \quad (35)$$

де  $M_{n,y,Rd}$ ,  $M_{n,z,Rd}$  – розрахункові значення несучої здатності середньої частини сталезалізобетонної колони висотою  $2h_{n,y}$  ( $2h_{n,z}$ ) за згинальним моментом у пластичній стадії при  $N_{Ed} = 0,5N_{pm,Rd}$  ( $h_{n,y}$ ,  $h_{n,z}$  – відстані від положення нейтральної осі до осі у-у та z-z відповідно).

Розрахункові значення несучої здатності всієї колони за згинальним моментом у пластичній стадії  $M_{pl,y,Rd}$ ,  $M_{pl,z,Rd}$  обчислюються з різниці максимальних моментів  $M_{max,y,Rd}$ ,  $M_{max,z,Rd}$  та моментів  $M_{n,y,Rd}$ ,  $M_{n,z,Rd}$ . Надалі розрахунковий опір бетону на стиск приймемо для зручності з урахуванням зменшувального коефіцієнта і позначимо  $f_{cc}$  ( $f_{cc} = 0,85f_{cd}$ ).

**При спільній дії стиску і згину відносно осі у-у** максимальний момент, який може сприйняти колона у вигляді повністю обетонованого сталевго двотавра (точка D на рис. 3), обчислюють, складаючи значення несучої здатності двотавра, арматури та бетонної частини за згинальним моментом

$$M_{max,Rd} = W_{pl,a} f_{yd} + W_{pl,s} f_{sd} + 0,5W_{pl,c} f_{cc}, \quad (36)$$

де  $W_{pl,a}$ ,  $W_{pl,s}$ ,  $W_{pl,c}$  – пластичні моменти опору поперечних перерізів сталевго двотавра, арматури та бетонної частини ( $W_{pl,a} = 2S_y$ ;  $W_{pl,s} = \sum_i A_{si} |z_i|$ , де  $A_{si}$  – площа поперечного перерізу одного арматурного стержня;  $z_i$  – відстань від центра поперечного перерізу арматурного стержня до осі у-у;

$$W_{pl,c} = \frac{b_c h_c^2}{4} - W_{pl,a} - W_{pl,s}).$$

Положення нейтральної осі  $h_n$  отримується з таких умов для області перерізу висотою  $h = 2h_n$ :

$$N_{a,n} + N_{s,n} = 0,5N_{pm,Rd} - N_{c,n} \text{ або } N_{a,n} + N_{c,n} = 0,5N_{pm,Rd} - N_{s,n}, \quad (37)$$

де  $N_{a,n}$ ,  $N_{s,n}$ ,  $N_{c,n}$  – розрахункові значення несучої здатності частин сталевих двотавра, арматури та бетонного перерізу за поздовжньою силою, які потрапляють до середньої частини сталезалізобетонної колони висотою  $2h_n$ .

Якщо нейтральна вісь проходить через стінку сталевих двотавра (в основному, при  $h_n \leq 0,5h - t_f$ ), то  $N_{a,n} = A_{a,n}f_{yd} = 2t_w h_{n,y} f_{yd}$ ,  $N_{s,n} = A_{s,n}f_{sd}$ , де  $A_{s,n}$  – площа поперечного перерізу арматурних стержнів, що потрапляють до середньої частини сталезалізобетонної колони висотою  $2h_n$ , для початку  $A_{s,n} = 0 \text{ см}^2$ ;  $N_{pm,Rd} = A_c f_{cc}$ ;  $N_{c,n} = A_{c,n} f_{cc} = (b_c - t_w) h_{n,y} f_{cc} - 0,5 A_{s,n} f_{cc}$ . Тоді відстань від положення нейтральної осі до осі у-у визначатиметься за формулою

$$h_{n,y} = \frac{0,5N_{pm,Rd} - A_{s,n}(f_{sd} - 0,5f_{cc})}{2t_w f_{yd} + (b_c - t_w) f_{cc}}. \quad (38)$$

Розрахункові значення несучої здатності середньої частини сталезалізобетонної колони висотою  $2h_n$  за згинальним моментом у пластичній стадії при  $N_{Ed} = 0,5N_{pm,Rd}$  обчислюють, складаючи значення несучої здатності частин сталевих двотавра, арматури та бетонного перерізу за згинальним моментом

$$M_{n,Rd} = W_{pa,n} f_{yd} + W_{ps,n} f_{sd} + 0,5W_{pc,n} f_{cc}, \quad (39)$$

де  $W_{pa,n}$ ,  $W_{ps,n}$ ,  $W_{pc,n}$  – пластичні моменти опору частин поперечних перерізів сталевих двотавра, арматури та бетонної частини, які потрапляють до середньої частини сталезалізобетонної колони висотою  $2h_n$  ( $W_{pa,n} = t_w h_{n,y}^2$ ;  $W_{ps,n} = \sum_i A_{s,i} |z_i|$ , де  $z_i$  – відстань від центра поперечного перерізу арматурного стержня, що потрапляє до середньої частини сталезалізобетонної колони висотою  $2h_{n,y}$ , до осі у-у;  $W_{pc,n} = b_c h_{n,y}^2 - W_{pa,n} - W_{ps,n}$ ).

Якщо нейтральна вісь проходить через полицку сталевго двотавра (при  $0,5h - t_f < h_n < 0,5h$ ), то  $N_{a,n} = A_{a,n}f_{yd} = 2bh_{n,y}f_{yd} - (b - t_w)(h - 2t_f)f_{yd}$ ;  $N_{s,n} = A_{s,n}f_{sd}$ ;  $N_{c,n} = A_{c,n}f_{cc} = (b_c - b)h_{n,y}f_{cc} + 0,5(b - t_w)(h - 2t_f)f_{cc} - 0,5A_{s,n}f_{cc}$ ;  $N_{pm,Rd} = A_c f_{cc}$ . Тоді відстань від положення нейтральної осі до осі у-у обчислюватиметься за формулою

$$h_{n,y} = \frac{0,5N_{pm,Rd} - A_{s,n}(f_{sd} - 0,5f_{cc}) + (b - t_w)(h - 2t_f)(f_{yd} - 0,5f_{cc})}{2bf_{yd} + (b_c - b)f_{cc}}. \quad (40)$$

При цьому зміниться момент опору  $W_{pa,n}$  ( $W_{pa,n} = bh_{n,y}^2 - 0,25(b - t_w)(h - 2t_f)^2$ ).

Якщо нейтральна вісь проходить повз сталеий двотавр (при  $0,5h \leq h_n \leq 0,5h_c$ ), то  $N_{a,n} = A_{a,n}f_{yd} = A_a f_{yd}$ ;  $N_{s,n} = A_{s,n}f_{sd}$ ;  $N_{pm,Rd} = A_c f_{cc}$ ;  $N_{c,n} = A_{c,n}f_{cc} = b_c h_{n,y}f_{cc} - 0,5A_a f_{cc} - 0,5A_{s,n}f_{cc}$ . Тоді відстань від положення нейтральної осі до осі у-у визначатиметься за формулою

$$h_{n,y} = \frac{0,5N_{pm,Rd} - A_{s,n}(f_{sd} - 0,5f_{cc}) - A_a(f_{yd} - 0,5f_{cc})}{b_c f_{cc}}. \quad (41)$$

При цьому зміниться момент опору  $W_{pa,n}$  ( $W_{pa,n} = W_{pl,a}$ ).

При спільній дії стиску і згину відносно осі z-z формула для визначення максимального моменту не зміниться, але зміняться величини моментів опору, які входять до неї ( $W_{pl,a} = 2S_z$ , де  $S_z$  – статичний момент поперечного перерізу сталевго двотавра відносно осі z-z;  $W_{pl,s} = \sum_i A_{si}|y_i|$ , де  $y_i$  – відстань від центра поперечного перерізу арматурного стержня до осі z-z;  $W_{pl,c} = \frac{h_c b_c^2}{4} - W_{pl,a} - W_{pl,s}$ ).

Якщо нейтральна вісь проходить через стінку сталевго двотавра (при  $h_n \leq 0,5t_w$ ), то  $N_{a,n} = A_{a,n}f_{yd} = 2hh_{n,z}f_{yd}$ ;  $N_{s,n} = A_{s,n}f_{sd}$ ;  $N_{pm,Rd} = A_c f_{cc}$ ;  $N_{c,n} = A_{c,n}f_{cc} = (h_c - h)h_{n,z}f_{cc} - 0,5A_{s,n}f_{cc}$ . Тоді відстань від положення нейтральної осі до осі z-z обчислюватиметься за формулою

$$h_{n,z} = \frac{0,5N_{pm,Rd} - A_{s,n}(f_{sd} - 0,5f_{cc})}{2hf_{yd} + (h_c - h)f_{cc}}. \quad (42)$$

При зміні напрямку дії згину формула для визначення моменту  $M_{n,Rd}$  також не зміниться, але зміняться величини моментів опору, які входять до неї ( $W_{pa,n} = hh_{n,z}^2$ ;  $W_{ps,n} = \sum_i A_{s,n} |y_n|$ , де  $y_n$  – відстань від центра поперечного перерізу арматурного стержня, що потрапляє до середньої частини сталезалізобетонної колони висотою  $2h_{n,z}$ , до осі z-z;  $W_{pc,n} = h_c h_{n,z}^2 - W_{pa,n} - W_{ps,n}$ ).

Якщо нейтральна вісь проходить через полицки сталевго двотавра (при  $0,5t_w < h_n < 0,5b$ ), то  $N_{a,n} = A_{a,n} f_{yd} = 4t_f h_{n,z} f_{yd} + t_w (h - 2t_f) f_{yd}$ ;  $N_{s,n} = A_{s,n} f_{sd}$ ;  $N_{c,n} = A_{c,n} f_{cc} = (h_c - 2t_f) h_{n,z} f_{cc} - 0,5t_w (h - 2t_f) f_{cc} - 0,5A_{s,n} f_{cc}$ ;  $N_{pm,Rd} = A_c f_{cc}$ . Тоді відстань від положення нейтральної осі до осі z-z визначатиметься за формулою

$$h_{n,z} = \frac{0,5N_{pm,Rd} - A_{s,n} (f_{sd} - 0,5f_{cc}) - t_w (h - 2t_f) (f_{yd} - 0,5f_{cc})}{4t_f f_{yd} + (h_c - 2t_f) f_{cc}}. \quad (43)$$

При цьому зміниться момент опору  $W_{pa,n}$  ( $W_{pa,n} = 2t_f h_{n,z}^2 + 0,25(h - 2t_f) t_w^2$ ).

Якщо нейтральна вісь проходить повз сталевий двотавр (при  $0,5b \leq h_n \leq 0,5b_c$ ), то  $N_{a,n} = A_{a,n} f_{yd} = A_a f_{yd}$ ;  $N_{s,n} = A_{s,n} f_{sd}$ ;  $N_{pm,Rd} = A_c f_{cc}$ ;  $N_{c,n} = A_{c,n} f_{cc} = h_c h_{n,y} f_{cc} - 0,5A_a f_{cc} - 0,5A_{s,n} f_{cc}$ ). Тоді відстань від положення нейтральної осі до осі z-z обчислюватиметься за формулою

$$h_{n,z} = \frac{0,5N_{pm,Rd} - A_{s,n} (f_{sd} - 0,5f_{cc}) - A_a (f_{yd} - 0,5f_{cc})}{h_c f_{cc}}. \quad (44)$$

При цьому зміниться момент опору  $W_{pa,n}$  ( $W_{pa,n} = W_{pl,a}$ ).

Для колони у вигляді частково обетонованого сталевго двотавра ця методика також підходить за умови прийняття  $h_c = h$  і  $b_c = b$  і виключення варіанта проходження нейтральної осі повз сталевий двотавр. Перевірка зони прикладання навантаження при сумісній дії стиску зі згином, що полягає в порівнянні зусиль в болтовому анкері (стад-болті) при розподіленні в пружній або пластичній стадії з його несучою здатністю, може виконуватись згідно з актуальною методикою<sup>12</sup>.

<sup>12</sup> Беляев Н.А. Проектирование сталежелезобетонных конструкций зданий в соответствии с Еврокодом 4 и национальными приложениями Украины [Электронный ресурс] / Н.А. Беляев, К.В. Калафат, А.С. Билык, А.М. Постернак. – Режим доступа : <https://dwg.ru/lib/3118>. – Название с экрана. – Дата обращения: 27.09.2018.

## ВИСНОВКИ

Уточнення нормативної методики визначення внутрішніх зусиль у стиснуто-згинних сталезалізобетонних колонах згідно з теоретичним розрахунком були перевірені на тестовому прикладі<sup>4,13</sup>, із паралельним розрахунком конструкції частково обетонованого сталевго двотавру за допомогою комп'ютерної програми розрахунку сталевих і сталезалізобетонних колон при згині й осьовому стиску згідно з Єврокодом А3С version 2.89. Порівняння результатів визначення згинальних моментів за точною методикою показало, що розбіжність перебуває в межах 1%. Однак при нормативному спрощеному розрахунку виявилось, що розробники програми неправильно трактують положення Єврокоду 4 за умови дії опорного згинального моменту. Хибність полягає в тому, що береться один загальний коефіцієнт, котрий враховує ефекти другого порядку, а не два – окремо для опорного моменту та для моменту від неточності, до того ж моменти беруться поточні, а не найбільші. Це призводить до заниження розрахункового моменту більш ніж на 20%. Думка про те, що таке тлумачення помилкове, знаходить підтвердження в посібнику<sup>14</sup>. Не зважаючи на це, точна методика дозволяє знизити розрахунковий згинальний момент майже на 18% порівняно з консервативною нормативною методикою. До недоліків програми також слід віднести той факт, що при відсутності навантаження в певній площині вона не визначає внутрішні зусилля, але ж вони будуть діяти внаслідок наявності неточності, тому в такому випадку треба навмисно задавати мінімальне навантаження. Окрім цього, при взаємодії згинальних моментів неточності враховуються одразу в двох площинах, а не в площині, у котрій передбачається можливість руйнування, що призводить до зростання коефіцієнта використання більш ніж на 27%.

---

<sup>4</sup> Minnert, J., Wagenknecht, G. Verbundbau-Praxis: Berechnung und Konstruktion Nach neuer Verbundbaunorm DIN 18800-Teil 5 in Verbindung mit DIN 1045-1; Brandschutzbemessung nach DIN V ENV 1994-1-2 Bauwerk-Basis-Bibliothek. Beuth Verlag, 2008. – 338 s.

<sup>13</sup> Dujmovic, D., Androic, B. and Lukacevic, I. Composite Structures According to Eurocode 4: Worked Examples. John Wiley & Sons, 2015. – 890 p.

<sup>14</sup> Джонсон Р.П. Руководство для проектировщиков к Еврокоду 4: Проектирование сталежелезобетонных конструкций. EN 1994-1-1 / Р.П. Джонсон ; пер. с англ. – 2-е изд. – М. : МГСУ, 2013. – 414 с.

Розрахунок несучої здатності колони за точною методикою, яка реалізована і в програмі АЗС, дав змогу в нашому випадку знизити коефіцієнт використання на 25%. Також вдалося знайти погрішність у формулах методу<sup>4,13</sup> при спільній дії стиску і згину відносно осі  $z-z$ , де вся бетонна частина перерізу була прийнята стиснутою через невідале виключення з роботи розтягнутого бетону, що призвело до завищення несучої здатності майже на 12%.

## АНОТАЦІЯ

У статті висвітлено, узагальнено та вдосконалено на основі теорії другого порядку методику визначення внутрішніх зусиль у стиснуто-згинних і позацентрово стиснутих сталезалізобетонних колонах, яка відповідає вимогам європейських норм. Наведено уточнення і доповнення до розрахунку їх несучої здатності для перевірки стійкості згідно з українською версією Єврокоду 4. Розроблено алгоритм розрахунку, реалізований у програмному середовищі, розглянуто його основні етапи і виділено ті моменти, на які потрібно звертати особливу увагу. Враховано особливості роботи складеної конструкції при дії складного навантаження. Пропонується викласти додаткові положення нормативного розрахунку в редакції, близькій до змісту наведеного матеріалу із застосуванням зазначених формул, що дасть можливість ефективно використати і поєднати властивості сталі та бетону в одній конструкції.

## ЛІТЕРАТУРА

1. ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1:2010 Єврокод 4: Проектування сталезалізобетонних конструкцій. Частина 1-1: Загальні правила і правила для споруд (EN 1994-1-1:2004, IDT) : вид. офіц. – Чинний з 01.07.2013. – К. : Мінрегіонбуд України, 2012. – 159 с.

---

<sup>4</sup> Minnert, J., Wagenknecht, G. Verbundbau-Praxis: Berechnung und Konstruktion Nach neuer Verbundbaunorm DIN 18800-Teil 5 in Verbindung mit DIN 1045-1; Brandschutzbemessung nach DIN V ENV 1994-1-2 Bauwerk-Basis-Bibliothek. Beuth Verlag, 2008. – 338 s.

<sup>13</sup> Dujmovic, D., Androic, B. and Lukacevic, I. Composite Structures According to Eurocode 4: Worked Examples. John Wiley & Sons, 2015. – 890 p.

2. ДБН В.2.6-160:2010. Конструкції будинків і споруд. Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення : вид. офіц. – Чинні з 01.09.2011. – К. : Мінрегіонбуд України, 2010. – 55 с.

3. Аметов Ю.Г. Розрахунок позацентрово стиснутих сталезалізобетонних конструкцій за деформаційним методом / Ю.Г. Аметов, А.М. Бамбура // Будівельні конструкції. – 2013. – Вип. 78(1). – С. 150 – 157.

4. Minnert, J., Wagenknecht, G. Verbundbau-Praxis: Berechnung und Konstruktion Nach neuer Verbundbaunorm DIN 18800-Teil 5 in Verbindung mit DIN 1045-1; Brandschutzbemessung nach DIN V ENV 1994-1-2 Bauwerk-Basis-Bibliothek. Beuth Verlag, 2008. – 338 s.

5. Стороженко Л.І. Інженерні методи розрахунку стиснутих елементів зі сталевих складених двотаврів із боковими порожнинами, заповненими бетоном / Л.І. Стороженко, О.В. Нижник // Будівельні конструкції : зб. наук. праць. – К. : НДІБК, 2005. – Вип. 62. Т. 1. – С. 318 – 322.

6. Семко О.В. До розрахунку позацентрово стиснутих сталобетонних елементів зі швелерів / О.В. Семко, А.В. Гасенко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне : НУВГтаП, 2007. – Вип. 15. – С. 232 – 237.

7. Джура В.М. Розрахунок несучої здатності стиснутих сталезалізобетонних стійок з урахуванням деформування елементу / В.М. Джура // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне : НУВГП, 2005. – Вип. 12. – С. 144 – 149.

8. Трусов Г.М. Стійкість сталобетонних стійок при несиметричному навантаженні / Г.М. Трусов, І.В. Атаманенко // Збірник наукових праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського. – К., 2010. – Вип. 5. – С. 230 – 236.

9. Гудзь С.А. Урахування геометричної нелінійності при розрахунку стиснуто-згинних сталезалізобетонних колон / С.А. Гудзь // Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація : зб. наук. статей. – Полтава : ПолтНТУ, 2016. – Вип. 12. – С. 76 – 87.

10. ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010 Єврокод 2: Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1: Загальні правила і правила для споруд (EN 1992-1-1:2004, IDT) : вид. офіц. – Чинний з 01.07.2013. – К. : Мінрегіонбуд України, 2012. – 312 с.

11. Семко О.В. Визначення прогину сталезалізобетонної балки з урахуванням повзучості та усадки бетону / О.В. Семко, С.А. Гудзь // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне, 2012. – Вип. 23. – С. 418 – 426.

12. Беляев Н.А. Проектирование сталежелезобетонных конструкций зданий в соответствии с Еврокодом 4 и национальными приложениями Украины [Электронный ресурс] / Н.А. Беляев, К.В. Калафат, А.С. Билык, А.М. Постернак . – Режим доступа : <https://dwg.ru/lib/3118>. – Название с экрана. – Дата обращения: 27.09.2018.

13. Dujmovic, D., Androic, B. and Lukacevic, I. Composite Structures According to Eurocode 4: Worked Examples. John Wiley & Sons, 2015. – 890 p.

14. Джонсон Р.П. Руководство для проектировщиков к Еврокоду 4: Проектирование сталежелезобетонных конструкций. EN 1994-1-1 / Р.П. Джонсон ; пер. с англ. – 2-е изд. – М. : МГСУ, 2013. – 414 с.

### **Information about authors:**

Hudz S.A.,

PhD in Technical Sciences, Associate Professor  
of Chair of Structures from Metal, Wood and Plastics,

Gasii G.M.,

PhD in Technical Sciences, Associate Professor,  
Senior Researcher,

Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University  
24, Pershotravneva Avenue, Poltava, Ukraine