

ПРОПОЗИЦІЇ ТА ДОПОВНЕННЯ ДО НОРМАТИВНОЇ МЕТОДИКИ РОЗРАХУНКУ ПОЗАЦЕНТРОВО СТИСНУТИХ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОЛОН

Наведено пропозиції та доповнення до методики визначення несучої здатності позацентрово стиснутих сталезалізобетонних колон за згинальним моментом для перевірки стійкості згідно з українською версією Єврокоду 4.

Ключові слова: сталезалізобетонні колони, позацентровий стиск, несуча здатність, крива взаємодії, повзучість бетону.

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 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. Сталезалізобетонні колони можуть бути отримані також у результаті підсилення пошкоджених сталевих стиснутих елементів обетонуванням. Проблемним залишається питання забезпечення сумісної роботи. 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.

Огляд останніх джерел досліджень і публікацій. У європейських нормах [1] та вітчизняних нормах [2], 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. Бамбурою точна методика розрахунку за деформаційним методом із використанням повної діаграми стану бетону [3], закладена у державні норми, деяким критикам здається необґрунтовано ускладненою щодо сталезалізобетонних конструкцій у зв'язку з тим, що кількість бетону в них менша і висока точність 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 [4], основи якої закладені в Єврокод 4, більше

зосереджується на механіці конструкції та її здатності опиратися зовнішнім впливам, ніж на 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, О.В. Семка та інших науковців [5 – 8].

Виділення не розв’язаних раніше частин загальної проблеми. Дійсна робота комбінованих колон при складному опорі викликає зацікавленість у багатьох дослідників, але не може вважатися достатньо дослідженою і потребує подальшого ретельного вивчення.

Постановка завдання. У роботі поставлено за мету висвітлити, узагальнити та вдосконалити методикау визначення несучої здатності позацентрово стиснутих сталезалізобетонних колон за згинальним моментом, яка відповідає вимогам європейських норм і враховує особливості роботи складеної конструкції при складному навантаженні. Виходячи з вищенаведеного, внесення пропозицій та доповнень до розрахунку сталезалізобетонних колон є актуальним завданням, що мусить бути розв’язане.

Основний матеріал і результати. Розглянемо основні етапи розрахунку позацентрово стиснутих сталезалізобетонних колон і виділимо ті моменти, на які потрібно звертати особливу увагу. Для початку коротко схарактеризуємо процес визначення внутрішніх зусиль, адже він теж має свої особливості, потім перейдемо до визначення несучої здатності.

Найбільші розрахункові згинальні моменти визначаються з урахуванням впливів другого порядку та неточностей. Неточності (геометричні недосконалості) повинні враховуватися тільки для площини, у котрій передбачається можливість руйнування. Якщо не очевидно, яка з площин є більш критичною, то перевірку необхідно виконувати для обох площин. Це означає, що в одній перевірці при визначенні внутрішніх зусиль ураховується лише одна неточність.

Варто зазначити, що найбільші розрахункові згинальні моменти відносно різних осей часто може бути отримано (при виникненні опорних моментів) у різних перерізах по довжині колони і не завжди вони діятимуть у місці з максимальним значенням недосконалості, тому 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).

Для визначення критичних поздовжніх сил використовується формула Ейлера, розрахункові значення фактичної згинальної жорсткості в якій визначають, складаючи жорсткості сталевго двотавра, арматури і бетонної частини.

Модуль пружності бетону необхідно знижувати для врахування коефіцієнта повзучості згідно з Єврокодом 2 (додаток В.1) [9] 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 [10]. У розрахунках при розташуванні колони всередині будівлі відносна вологість повітря (RH) наближено приймається такою, що дорівнює 50%, а при розташуванні колони на відкритому повітрі – 80%. При визначенні номінального розміру елемента в міліметрах (h_0) периметр елемента, що контактує з атмосферою (u), для колони у вигляді повністю обетонованого сталевго двотавра (рис. 1) становитиме $2(b_c+h_c)$, для частково обетонованого сталевго двотавра (з порожнинами, заповненими бетоном) – наближено $2h+0,5b$, де h і b – висота та ширина перерізу сталевго двотавра. Вік бетону на момент прикладання навантаження (t_0) при нормально твердіючому цементі наближено можна прийняти 28 діб. Вік бетону в момент часу, що розглядається, в добах (t) наближено можна прийняти не менше 7 років, тобто 2550 діб.

Несуча здатність сталезалізобетонної колони за згинальним моментом з урахуванням поздовжньої сили ($M_{pl,N,Rd} = \mu_d M_{pl,Rd}$) описується кривою взаємодії між цими зусиллями. У роботі [4] наведено дві методики визначення зміненої несучої здатності. Перша точна методика придатна для колони у вигляді частково обетонованого сталевго 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 μ_{dy} , μ_{dz} , що враховують вплив поздовжньої сили, залежно від положення нейтральної осі. 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. 1). 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.

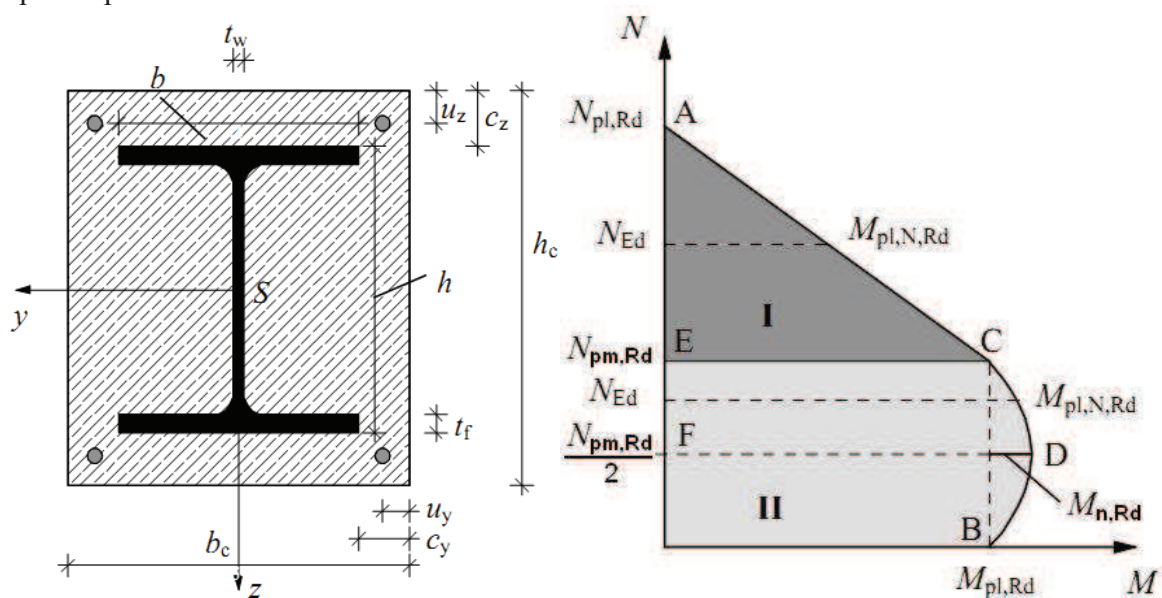


Рисунок 1 – Переріз сталезалізобетонної колони у вигляді повністю обетонованого сталевго двотавра (ліворуч); наближення для кривої взаємодії між згинальним моментом і поздовжньою силою (праворуч)

Значення $\mu_d = \mu_{dy}$ або μ_{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 γ_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

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

де $N_{pl,Rd}$ – розрахункове значення несучої здатності сталезалізобетонної колони за поздовжньою силою у пластичній стадії.

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

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

$$\mu_{dz} = 1 + \frac{4M_{n,z,Rd}}{M_{pl,z,Rd}} \left(\frac{N_{Ed}}{N_{pm,Rd}} - \left(\frac{N_{Ed}}{N_{pm,Rd}} \right)^2 \right), \quad (3)$$

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).

Розрахункове значення несучої здатності сталезалізобетонної колони за поздовжньою силою у пластичній стадії (точка А на рис. 1) обчислюють, складаючи значення несучої здатності сталевго двотавра, бетонної частини й арматури

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + 0,85 A_c f_{cd} + A_s f_{sd}, \quad (4)$$

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).

Вираз (4) застосовується для колон у вигляді повністю або частково обетонованих сталевих двотаврів. Для заповнених бетоном прямокутних чи круглих труб коефіцієнт 0,85 можна замінити на 1,0 за рахунок наявності ефекту обойми. Надалі розрахунковий опір бетону на стиск приймемо для зручності з урахуванням зменшувального коефіцієнта і позначимо f_{cc} ($f_{cc} = 0,85 f_{cd}$).

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 $M_{n,y,Rd}$, $M_{n,z,Rd}$.

При спільній дії стиску і згину відносно осі у-у максимальний момент, який може сприйняти сталезалізобетонна колона у вигляді повністю обетонованого сталевго двотавра (точка D на рис. 1), обчислюють, складаючи значення несучої здатності сталевго двотавра, арматури та бетонної частини за згинальним моментом

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

де $W_{pl,a}$, $W_{pl,s}$, $W_{pl,c}$ – пластичні моменти опору поперечних перерізів сталевго двотавра, арматури та бетонної частини ($W_{pl,a} = 2S_y$, де S_y – статичний момент поперечного перерізу сталевго двотавра відносно осі у-у; $W_{pl,s} = \sum_i A_{si} |z_i|$, 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 $h = 2h_n$:

$$N_{a,n} + N_{s,n} = 0,5N_{pm,Rd} - N_{c,n} \text{ або } N_{a,n} + N_{c,n} = 0,5N_{pm,Rd} - N_{s,n}, \quad (6)$$

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

Нейтральна вісь може займати різне положення, тому спрощена методика визначення несучої здатності потребує розширення, адже вона охоплює не всі варіанти розташування нейтральної осі.

Якщо **нейтральна вісь проходить через стінку сталевго двотавра** (в основному, при $h_n \leq 0,5h - t_f$), то $N_{a,n} = A_{a,n} f_{yd} = 2t_w h_{n,y} f_{yd}$, де t_w – товщина стінки сталевго двотавра; $N_{s,n} = A_{s,n} f_{sd}$, де $A_{s,n}$ – площа поперечного перерізу арматурних стержнів, що потрапляють до середньої частини сталезалізобетонної колони висотою $2h_{n,y}$, 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

$$h_{n,y} = \frac{0,5N_{pm,Rd} - A_{s,n}(f_{sd} - 0,5f_{cc})}{2t_w f_{yd} + (b_c - t_w) f_{cc}}. \quad (7)$$

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

$$M_{n,Rd} = W_{pa,n} f_{yd} + W_{ps,n} f_{sd} + 0,5W_{pc,n} f_{cc}, \quad (8)$$

де $W_{pa,n}$, $W_{ps,n}$, $W_{pc,n}$ – пластичні моменти опору частин поперечних перерізів сталевго двотавра, арматури та бетонної частини, які потрапляють до середньої частини сталезалізобетонної колони висотою $2h_{n,y}$ ($W_{pa,n} = t_w h_{n,y}^2$; $W_{ps,n} = \sum_i A_{s,n} |z_n|$, де z_n – 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 $N_{a,n} = A_{a,n} f_{yd} = 2bh_{n,y} f_{yd} - (b - t_w)(h - 2t_f) f_{yd}$, де t_f – товщина полицки сталевго двотавра; $N_{s,n} = A_{s,n} f_{sd}$; $N_{c,n} = A_{c,n} f_{cc} = (b_c - b) h_{n,y} f_{cc} + 0,5(b - t_w)(h - 2t_f) f_{cc} - 0,5 A_{s,n} f_{cc}$; $N_{pm,Rd} = A_c f_{cc}$.

Тоді відстань від положення нейтральної осі до осі у-у обчислюватиметься за формулою

$$h_{n,y} = \frac{0,5N_{pm,Rd} - A_{s,n}(f_{sd} - 0,5f_{cc}) + (b - t_w)(h - 2t_f)(f_{yd} - 0,5f_{cc})}{2bf_{yd} + (b_c - b)f_{cc}}. \quad (9)$$

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 сталевий 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

$$h_{n,y} = \frac{0,5N_{pm,Rd} - A_{s,n}(f_{sd} - 0,5f_{cc}) - A_a(f_{yd} - 0,5f_{cc})}{b_c f_{cc}}. \quad (10)$$

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

$$h_{n,z} = \frac{0,5N_{pm,Rd} - A_{s,n}(f_{sd} - 0,5f_{cc})}{2hf_{yd} + (h_c - h)f_{cc}}. \quad (11)$$

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 полицьки 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

$$h_{n,z} = \frac{0,5N_{pm,Rd} - A_{s,n}(f_{sd} - 0,5f_{cc}) - t_w(h - 2t_f)(f_{yd} - 0,5f_{cc})}{4t_f f_{yd} + (h_c - 2t_f)f_{cc}}. \quad (12)$$

При цьому також 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

$$N_{a,n} = A_{a,n} f_{yd} = A_a f_{yd}; \quad N_{s,n} = A_{s,n} f_{sd}; \quad N_{pm,Rd} = A_c f_{cc};$$

$$N_{c,n} = A_{c,n} f_{cc} = h_c h_{n,y} f_{cc} - 0,5 A_a f_{cc} - 0,5 A_{s,n} f_{cc}.$$

Тоді відстань від положення нейтральної осі до осі у-у обчислюватиметься за формулою

$$h_{n,z} = \frac{0,5 N_{pm,Rd} - A_{s,n} (f_{sd} - 0,5 f_{cc}) - A_a (f_{yd} - 0,5 f_{cc})}{h_c f_{cc}}. \quad (13)$$

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

Для колони у вигляді частково обетонованого сталевий двотавра ця методика також підходить за умови прийняття $h_c = h$ і $b_c = b$ і виключення варіанта проходження нейтральної осі повз сталевий двотавр.

Висновки. Розроблена методика розрахунку позакентрово стиснутих сталезалізобетонних колон дає можливість ефективно використати і поєднати властивості сталі та бетону в одній конструкції внаслідок урахування особливостей роботи при складному навантаженні.

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). Видання офіційне. – Чинний з 01.07.2013. – К.: Мінрегіонбуд України, 2012. – 159 с.
2. ДБН В.2.6-160:2010. Конструкції будинків і споруд. Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення / Видання офіційне. – Чинні з 01.09.2011. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 55 с.
3. Аметов Ю.Г. Розрахунок позакентрово стиснутих сталезалізобетонних конструкцій за деформаційним методом / Ю.Г. Аметов, А.М. Бамбура // Будівельні конструкції. – 2013. – Вип. 78(1). – С. 150 – 157.
4. Wagenknecht G. Bemessung von Verbundstützen. DIN EN 1994-1-1 (Dezember 2010) [Електронний ресурс]. – Режим доступу до публікації: http://www.ebn.din.de/sixcms_upload/media/3583/Zu_5C_Bemessung_Verbundstuetzen_Wagenknecht.pdf.
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. – Вип. 62, Том 1. – К.: НДІБК, 2005. – С. 318 – 322.
6. Семко О.В. До розрахунку позакентрово 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. Джюра В.М. Розрахунок несучої здатності стиснутих сталезалізобетонних стійок з урахуванням деформування елемента / В.М. Джюра // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Вип. 12. – Рівне: НУВГП, 2005. – 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, 2010. – Вип. 5. – С. 230 – 236.
9. 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). Видання офіційне. – Чинний з 01.07.2013. – К.: Мінрегіонбуд України, 2012. – 312 с.

10. 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. – Вип. 23. – Рівне, 2012. – С. 418 – 426.

С.А. Гудзь, к.т.н., ст. преподаватель
Полтавский национальный технический университет имени Юрия Кондратюка

ПРЕДЛОЖЕНИЯ И ДОПОЛНЕНИЯ К НОРМАТИВНОЙ МЕТОДИКЕ РАСЧЕТА ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫХ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН

Приведены предложения и дополнения к методике определения несущей способности внецентренно сжатых сталезалезобетонных колонн по изгибающему моменту для проверки устойчивости согласно украинской версии Еврокода 4.

Ключевые слова: сталезалезобетонные колонны, внецентренное сжатие, несущая способность, кривая взаимодействия, ползучесть бетона.

S.A. Guds, Ph.D., Senior Lecturer
Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University

PROPOSALS AND ADDITIONS TO THE NORMATIVE METHODOLOGY OF DESIGN OF ECCENTRICALLY COMPRESSED COMPOSITE COLUMNS

Proposals and additions to the methodology of determination of carrying capacity of eccentrically compressed composite columns by bending moment are brought for verification of stability according to the Ukrainian version of Eurocode 4.

Keywords: composite columns, eccentric compression, carrying capacity, curve of interaction, creep of concrete.

Надійшла до редакції 30.09.2014

© С.А. Гудзь