

ПИТАННЯ СТІЙКОСТІ ПРИ РОЗРАХУНКУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ В НЕZNІМНІЙ ОПАЛУБЦІ

О.І.Лапенко, к.т.н., доцент

Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка

АНОТАЦІЯ. Розглянуті питання розрахунку на стійкість та перевірки місцевої стійкості залізобетонних конструкцій в незнімній опалубці. Зроблений висновок про доцільність розрахунку загальної стійкості за приведеними перерізами, а при перевірці місцевої стійкості – керуватися вказівками Eurocode 4.

Розрахунок на стійкість конструкцій із зовнішнім армуванням незнімною опалубкою, проблеми якої розглянуті в [1], має суттєве значення, оскільки руйнування сталезалізобетонних конструкцій найчастіше пов'язане з втратою загальної стійкості або їх окремих конструктивних елементів – місцевої втрати стійкості. Ураховуючи це, діючі нормативні документи з розрахунку сталевих (СНиП П-23-81* [2]), залізобетонних (СНиП 2.03.01-84 [3]), сталезалізобетонних (Eurocod 4 [4]) передбачають розрахунки як на загальну стійкість, так і на перевірку місцевої стійкості.

Теорії стійкості стрижнів та пластин виникли із практичних проблем будівництва, оскільки при стискаючих силах, що навіть трохи перевищують критичне навантаження, додаткові напруження вигину досягають великих значень і безпосередньо загрожують міцності конструкції. Тому критичний стан, як безпосередня передумова руйнуванню, вважається неприпустимим у реальних умовах експлуатації. Визначення критичних навантажень є відповідальною частиною інженерного розрахунку конструкції і дозволяє уникнути втрати стійкості введенням належного запасу.

Як уже було відзначено, при будівництві залізобетонних конструкцій в незнімній опалубці доводиться застосовувати відносно тонкі сталеві листи, що працюють як робоче армування, тому у випадку їх стиснення виникають проблеми втрати ними місцевої стійкості. Вирішення цієї задачі ускладнюється тим, що ці сталеві листи з одного, а то й з обох боків, підкріплена бетоном, з яким вони працюють сумісно. Звичайно, ці випадки необхідно мати на увазі при розрахунку місцевої стійкості залізобетонних конструкцій в незнімній опалубці.

Eurocode 4 [4] містить загальні основи розрахунку комплексних будівельних конструкцій та комплексних будівельних елементів наземних і інженерних споруд, тобто конструкцій з використанням сталевого прокату, поєднаного з бетоном.

Перевірку місцевої стійкості сталевих частин можна не проводити у стиснутих комплексних стійках наступних типів [4]:

- забетоновані поперечні перерізи (сталевий профіль повністю оточений бетоном, рис. 1,*a*);
- заповнені бетоном поперечні перерізи (сталевий профіль повністю забетонований, рис. 1,*d-f*);
- частково забетоновані поперечні перерізи (сталевий профіль тільки частково покритий бетоном, рис. 1,*b,c*),
а також для інших поперечних перерізів сталезалізобетонних колон (рис. 1), якщо виконуються наступні умови:

- для заповнених бетоном сталевих круглих труб $\frac{d}{t} \leq 90\varepsilon^2$;
- для прямокутних сталевих порожнистих профілів $\frac{d}{t} \leq 52\varepsilon$;
- для частково забетонованих двотаврових профілів $\frac{d}{t} \leq 44\varepsilon$,

де d — зовнішній діаметр круглих труб;

h — більший з двох зовнішніх розмірів, який паралельний до головної (основної) осі поперечного перерізу;

t — товщина стінки заповнених бетоном порожнистих профілів;

t_l та b — товщина та ширина полки двотаврового чи поставного профілю.

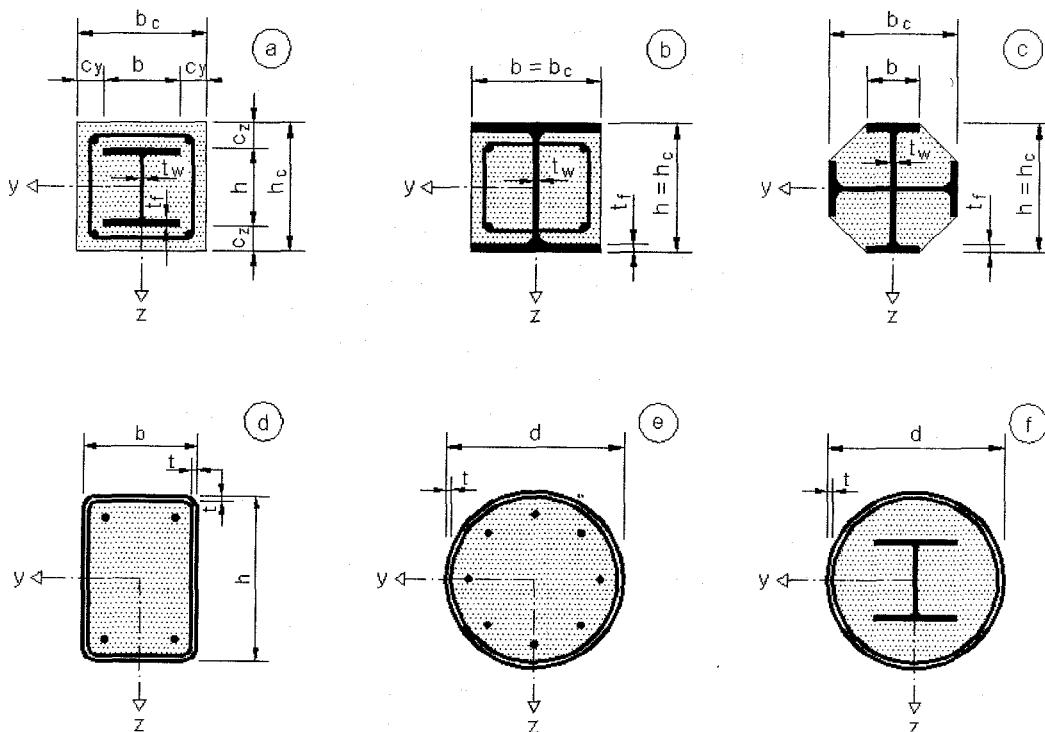


Рис.1. Поперечні перерізи комплексних стійок, що розглядаються в Eurocode 4 [4]

Існує цілий ряд конструкцій в яких використовується листове армування. При проектуванні таких конструкцій постає завдання, окрім визначення загальної несучої здатності, розглядати задачу стійкості пластиини, що з одного

боку контактує з бетоном. Розв'язання такої задачі дає можливість визначати зусилля при якому в сталезалізобетонних конструкціях буде втрачати стійкість сталевий лист [5].

Розглянемо визначення критичних зусиль, що діють на пластину, та викликають в ній початкові однорідні зусилля N_x^0 , N_{xy}^0 , N_y^0 , розрахункова схема якої показана на рис. 2.

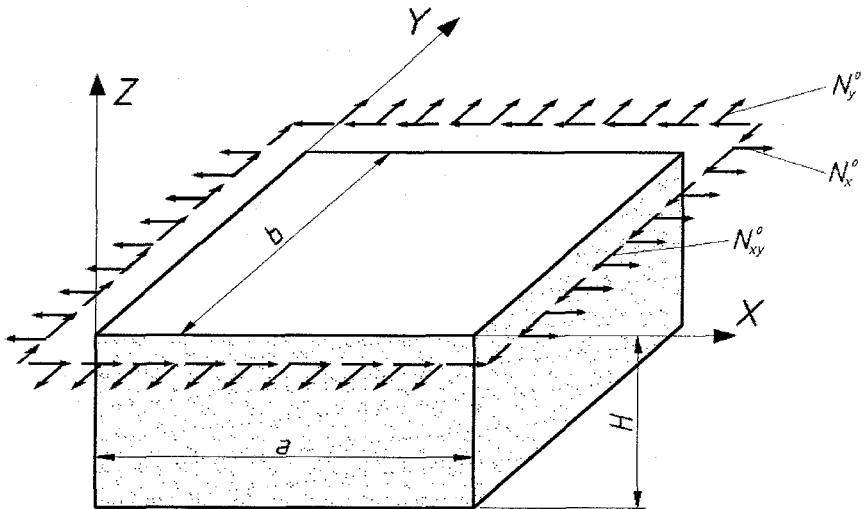


Рис. 2. Початковий напруженний стан пластини на пружній основі

Рівняння нейтральної рівноваги відносно прогину пластини ω виведено з системи відомих лінеаризованих рівнянь теорії пружності [6]:

$$K_1 K_2 L_1(\varpi) - L_2(K_1 \varpi_{,xx} + K_2 \varpi_{,yy}) + \nabla_0^4 Q_z - \\ - \nabla_0^4 (N_x^0 \varpi_{,xx} + 2N_{xy}^0 \varpi_{,xy} + N_y^0 \varpi_{,yy}) = 0 \quad , \quad (1)$$

де L_1 , L_2 , ∇_0^4 – диференційні оператори:

$$L_1 = D_{11} \frac{\partial^4}{\partial x^4} + 4D_{13} \frac{\partial^4}{\partial x^3 \partial y} + 2(C + D_{33}) \frac{\partial^4}{\partial x^2 \partial y^2} + 4D_{23} \frac{\partial^4}{\partial x \partial y^3} + D_{22} \frac{\partial^4}{\partial y^4}, \\ L_2 = (D_{11}D_{33} - D_{13}^2) \frac{\partial^4}{\partial x^4} + 2(D_{11}D_{23} - D_{12}D_{13}) \frac{\partial^4}{\partial x^3 \partial y} + \\ + (D_{33}^2 + 2D_{13}D_{23} + D_{11}D_{22} - C^2) \frac{\partial^4}{\partial x^2 \partial y^2} + \\ + 2(D_{22}D_{13} - D_{12}D_{23}) \frac{\partial^4}{\partial x \partial y^3} + (D_{22}D_{33} - D_{23}^2) \frac{\partial^4}{\partial y^4}, \\ \nabla_0^4 = L_2 - (D_{11}K_2 + D_{33}K_1) \frac{\partial^2}{\partial x^2} - 2(D_{13}K_2 + D_{23}K_1) \frac{\partial^2}{\partial x \partial y} - \\ - (D_{33}K_2 + D_{22}K_1) \frac{\partial^2}{\partial y^2} + K_1 K_2. \quad (2)$$

При цьому $D_{ij} = c_{ij}h^3/12$ ($i, j = 1, 2, 3$); c_{ij} є функціями від $E_1, E_2, G, \nu_1, \nu_2$ [6].

Залежності φ_x та φ_y від прогину ω наступні:

$$\begin{aligned}\nabla_0^4 \varphi_x &= D_{33}K_1 \frac{\partial^3 \omega}{\partial x^3} + (2D_{23}K_1 - D_{13}K_2) \frac{\partial^3 \omega}{\partial x^2 \partial y} + (D_{22}K_1 - CK_2) \frac{\partial^3 \omega}{\partial x \partial y^2} - \\ &- D_{23}K_2 \frac{\partial^3 \omega}{\partial y^3} - K_1 K_2 \frac{\partial \omega}{\partial x}; \\ \nabla_0^4 \varphi_y &= D_{33}K_2 \frac{\partial^3 \omega}{\partial y^3} + (2D_{13}K_2 - D_{23}K_1) \frac{\partial^3 \omega}{\partial x \partial y^2} + (D_{11}K_2 - CK_1) \frac{\partial^3 \omega}{\partial x^2 \partial y} - \\ &- D_{13}K_1 \frac{\partial^3 \omega}{\partial x^3} - K_1 K_2 \frac{\partial \omega}{\partial y}.\end{aligned}\tag{3}$$

У результаті вирішення цієї задачі отримана формула для визначення критичної сили

$$N_{kp} = \frac{D\pi^2}{b^2} K_x,\tag{4}$$

де D – циліндрична жорсткість.

Параметр K_x визначається в залежності від відносної жорсткості основи.

При дослідженні елементів без поздовжньої арматури стійкість стінки розглядалась як стійкість пластини на пружній основі, що враховує сумісну роботу бетону та листової арматури. Розрахунки показують, що втрата місцевої стійкості сталевого листа, який сумісно працює з залізобетоном виникає при напруженнях більших за зусилля текучості в сталевому листі. Це означає, що втрата місцевої стійкості відбувається не в пружній, а в пружно-пластичній та в пластичній стадії роботи конструкції. Втрата стійкості сталевого листа, що сумісно працює з залізобетонною основою, відбувається одночасно з втратою несучої здатності всієї конструкції.

Розрахунок стійкості стиснутих елементів за приведеним до сталі перерізом (пружний розрахунок) є наближенням і використовується для орієнтовної оцінки несучої здатності сталезалізобетонних конструкцій. Розрахунок проводиться з виконанням умов стійкості в площині дії моменту та із площини.

Розрахунок міцності за приведеним до сталі перерізом сталезалізобетонних елементів, що працюють на позацентровий стиск, в площині дії моменту виконується за формулою:

$$\frac{N}{\varphi_e A_{red}} \leq R_y \gamma_c,\tag{5}$$

де γ_c – коефіцієнт умов роботи конструкції, що визначається у відповідності до [2];

R_y – розрахунковий опір сталевого елемента при роботі на розтяг;

A_{red} – приведена площа перерізу сталезалізобетонного елемента, яка визначається за формулою:

$$A_{red} = A_r + n_s A_s + n_b A_b, \quad (6)$$

де n_s і n_b - коефіцієнти приведення поперечного перерізу відповідно стержневої арматури та бетону до сталевого двотавра, що визначаються із виразів:

$$n_s = \frac{E_s}{E_r}, \quad n_b = \frac{E_b}{E_r},$$

де E_s , E_b та E_r - модулі пружності відповідно стержневої арматури, бетону та сталевого двотавра.

Гнучкість в розрахунку сталезалізобетонних елементів при роботі на позацентровий стиск враховується коефіцієнтом поздовжнього згину φ_e , який визначається за допомогою інтерполяції по таблиці 74 СНиП II-23-81* [2] при відомих умовній гнучкості $\bar{\lambda}$ та приведеному відносному ексцентриситеті m_{ef} . Умовна гнучкість визначається за формулою:

$$\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E_r}}, \quad (7)$$

де λ - гнучкість сталезалізобетонного елемента, що визначається з виразу:

$$\lambda = l_{ef}/i_{red}, \quad (8)$$

в якому i_{red} - приведений радіус інерції всього перерізу обчислений за формулою:

$$i_{red} = \sqrt{I_{red}/A_{red}}, \quad (9)$$

в якій I_{red} - приведений момент інерції визначається з виразу:

$$I_{red} = I_r + n_s I_s + n_b I_b, \quad (10)$$

де I_r , I_s та I_b - моменти інерції складових поперечного перерізу конструкції.

Приведений відносний ексцентриситет m_{ef} визначається з виразу:

$$m_{ef} = m \cdot \eta, \quad (11)$$

де η - коефіцієнт впливу форми перерізу, що визначається за таблицею 73 СНиП II-23-81*[2];

m - відносний ексцентриситет, який визначається за формулою:

$$m = \frac{e_0 A_{red}}{W_{red}}, \quad (12)$$

де e_0 - повний ексцентриситет прикладення навантаження N ;

W_{red} - приведений момент опору перерізу сталезалізобетонного елемента, який визначається за формулою:

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_{max}}, \quad (13)$$

де y_{max} - відстань від центра ваги перерізу до найвіддаленішої точки перерізу по осі Y.

Розглянутий метод з успіхом може використовуватися при розрахунку стиснутих гнучких залізобетонних елементів у незнімній опалубці.

Таким чином при перевірці місцевої стійкості сталевих листів, що працюють як складова частина залізобетонних конструкцій, слід керуватися вказівками Eurocode 4 [4], при цьому враховувати такі вимоги: не розраховувати на місцеву стійкість забетоновані поперечні перерізи (сталевий профіль повністю оточений бетоном); заповнені бетоном поперечні перерізи (сталевий профіль повністю забетонований, частково забетоновані поперечні перерізи), сталевий профіль тільки частково покритий бетоном, а також для інших поперечних перерізів сталезалізобетонних колон, передбачених Eurocode 4 при відповідному співвідношенні d/t . При розрахунку загальної стійкості стиснутих сталезалізобетонних елементів найпростішим та таким, що дає задовільні результати, є метод розрахунку за наведеними перерізами. Цей метод досить простий і дозволяє враховувати табличні коефіцієнти врахування гнучкості, що містяться в діючому СНиП II-23-81* [2].

ВИКОРИСТАНА ЛІТЕРАТУРА

1. Стороженко Л.Л і ін. Залізобетонні конструкції в незнімній опалубці / Л.Л.Стороженко, О.Л.Лапенко // Полтава: АСМІ, 2008. – 312 с.
2. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции. – М.: Стройиздат, 1988. – 96с.
3. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции. – М.: Стройиздат, 1985. – 79с.
4. Eurocod 4. Common Unified Rules for Composite Steel and concrete Structures European Committee for Standardization. (CEN) ENV. 1994 – 1-1:1992. – 180 р.
5. Ильгамов М.А. и др. Расчет оболочек с упругим заполнителем /М.А.Ильгамов, В.А.Иванов, Б.В.Гулин // М.: Наука, 1987. – 134 с.
6. Вольмир А.С. Устойчивость деформируемых систем / А.С.Вольмир // М.: Наука, 1967. - 984 с.