ISSN 1814-5566 print
ISSN 1993-3517 online
МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ
МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ
METAL CONSTRUCTIONS
N4, ТОМ 14 (2008) 279-284
УДК 624.014

(08)-0174-0

МЕТОДОЛОГІЯ ПЕРЕВІРКИ ПРОСТОРОВОЇ СТІЙКОСТІ СТАЛЕВИХ КОЛОН ЗІ ЗМІННОЮ ВИСОТОЮ ПЕРЕРІЗУ З ПЛОЩИНИДІЇ ЗГИНАЛЬНОГО МОМЕНТУ

С.І. Білик
Київський національний університет будівництва і архітектури,
31, пр. Повітрянофлотський, 01037, м. Київ, Україна.
E-mail: vartist@mail.ru

Отримана 20 жовтня 2008; прийнята 27 жовтня 2008

Анотація. Проведені аналітичні дослідження на основі теоретичних засад теорії тонкостінних стержнів В.З. Власова при аналізі просторової стійкості елементів рам та колон зі змінною висотою стінки при дії поздовжньої стискаючої сили та згинального моменту. Отримана система диференційних рівнянь, описує просторову роботу пружного стрижня зі змінним перерізом в площині дії моменту. Запропоновано приблизне рішення системи диферінційних рівнянь при апроксимації моменту інерції перерізу та секторіального моменту інерції параболічною залежністю. Розроблена методика перевірки стійкості двотаврових колон зі змінною висотою стінки з площини дії згинального моменту. Показані особливості методологічного підходу перевірки стійкості колон постійного перерізу, який прийнятий у нормативних документах.

Ключові слова: раціональні конструкції, сталеві рами, колони, двотаври змінного перерізу, малоенергоємні будівлі, просторова стійкість.

МЕТОДОЛОГИЯ ПРОВЕРКИ ПРОСТРАНСТВЕННОЙ УСТОЙЧИВОСТИ КОЛОНН С ПЕРЕМЕННОЙ ВЫСОТОЙ СТЕНКИ ИЗ ПЛОСКОСТИ ДЕЙСТВИЯ ИЗГИБАЮЩЕГО МОМЕНТА

С.И. Билык
Киевский национальный университет строительства и архитектуры,
31, пр. Воздухофлотский, 01037, м. Киев, Украина.
E-mail: vartist@mail.ru

Получена 20 октября 2008; принята 27 октября 2008

Аннотация. Проведены аналитические исследования на основе теоретических положений теории тонкостенных стержней В.З. Власова при анализе пространственной устойчивости элементов рам и колонн переменного сечения при действии продольной силы и изгибающего момента. Получена система дифференциальных уравнений, которая описывает пространственную работу упругого стержня с переменным сечением в плоскости действия момента. Предложено приблизительное решение системы дифференциальных уравнений при аппроксимации момента инерции сечения и секториального момента инерции сечения параболической зависимостью. Разработана методика проверки устойчивости упругой двутавровой колонны переменного сечения из плоскости действия изгибающего момента. Показаны особенности методологического подхода проверки пространственной устойчивости колонн постоянного сечения, который принят в нормативных документах.

Ключевые слова: рациональніе конструкции, стальные рамы, колонны, двутавры переменного сечения, малоэнергоемкие здания, пространственная стойкость.

METHODS OF CONTROLLING SPATIAL STABILITY OF STEEL COLUMNS WITH A VARIABLE WEB HEIGHT FROM A BENDING MOMENT CROSS-SECTION

S.I. Bilyk
Kyiv National University of Construction and Architecture,
31, Vozduhoflotsky Ave., 03037, Kiev, Ukraine.
E-mail: vartist@mail.ru

Received 20 October 2008; accepted 27 October 2008

Abstract. There are given analytical researches carried out on the base of V.Z.Vlasov's theory of thin-wall rods to analyze a spatial stability of frame and column elements of the I-shaped cross-section under a longitudinal force and bending moment. There was obtained a system of differential equations which describes a spatial operation of a variable cross-section elastic rod under a bending moment. There is suggested an approximate solution of the system of differential equations when approximating a cross-section inertia moment and sectorial cross-section inertia moment by a parabolic dependence. There have been developed methods of controlling stability of a double-T column of a variable cross-section from the plane of a bending moment effect. There are shown peculiarities of a methodological approach of controlling a spatial stability of fixed section columns adopted in the normative documents.

Keywords: steel frame, columns, I-shaped cross-section with a variable web height, buckling resistance of columns, stress-strain condition, optimum structure, rational design.

Актуальність роботи

Конструкції сталевих рам із двотаврів змінного перерізу дають змогу проектувати прогресивні конструкції не тільки економічні за витратами металу [1,3], а і створювати несучі каркаси малоенергоємних будівель [2]. У зв'язку з широким використанням таких економічних конструкцій актуальною задачею є подальше узагальнення і вдосконалення методики розрахунку рам із двотаврів зі змінною жорсткістю, а також розвиток теоретичного апарату визначення раціональних розмірів таких конструкцій.

Аналіз основних досліджень і публікацій

В будівельних нормах з проектування сталевих конструкцій в основу розрахунку просторової стійкості двотаврових сталевих колон постійного перерізу покладено теорію тонкостінних стержнів В.З Власова. [7,8,9]. Відомими є дослідження просторової стійкості стержнів при дії стискальних і згинальних зусиль [4,5,6]. Відомі дослідження [10-15] стійкості елементів змінної жорсткості стали основою для подальшого узагальнення і удосконалення математичного апарату вивчення особливостей втрати стійкості стиснуто-зігнутих сталевих елементів рам зі змінним перерізом в площині дії згинального моменту. Але просторова стійкість двотаврових колон зі змінною висотою стінки потребує додаткових досліджень.

Постановка задачі

Розробити методику перевірки просторової стійкості стиснуто-зігнутих двотаврових сталевих колон зі змінною висотою стінки.

Виклад основного матеріалу досліджень

В статті [13] на основі гіпотез тонкостінних стержнів В.З.Власова [8] отримано систему диференціальних рівнянь, яка описує просторову роботу симетричних і несиметричних колон довжиною l при лінійній зміні розмірів перерізу. Прийнята декартова система координат, початок якої розташований у центрі ваги нижнього кінцевого перерізу стрижня (стержня) з максимальним моментом інерції перерізу, координати будь-якої точки перерізу позначені відповідно через -x, y, z.

$$\begin{cases} EI_{x0}(1-\gamma_y \frac{z}{l})^n \eta^{IV} + N\eta'' + 2N\theta'(x_z') = 0 \\ EI_{y0}(1-\gamma_x \frac{z}{l})^m \xi^{IV} + N\xi'' + (M_{xz} + Na_{yz})\theta'' - 2N\theta'(y_z' - a_{yz}') = 0; \\ EI_{\omega z}(1-\gamma_\omega \frac{z}{l})^r \theta^{IV} - GI_{tz}(1-\gamma_t \frac{z}{l})^p \theta'' + \xi''[M_{xz} + a_{yz}N] + \theta''[Nr_z^2 - \end{cases}$$

$$-2M_{xz}\beta_{yz}] - 2\theta'(y_z - a_{yz})'(M_{xz} + a_{yz}N) = 0. \qquad (1)$$

Система (1) отримана за умови взаємозв'язку між переміщеннями точки перерізу ξ_s і η_s, переміщеннями центру ваги (η, ξ), θ - кутом повороту перерізу, координатами точки перерізу ($x_z; y_z$) та координатами центру згину ($a_{yz}; a_{xz}$): $\eta_s = \eta + \theta(x_z - a_{xz})$; $\xi_s = \xi - \theta(y_z - a_{yz})$. Взаємозв'язок між координатами поточної точки перерізу і секторіальною координатою в диференціальній формі прийнято лінійним: $d\omega_z = (y_z - a_{yz})dx_z + (x_z - a_{xz})dy_z - dy_z dx_z + dx_z dy_z$. Позначення геометричних характеристик змінного перерізу більш високих порядків – J_{yz}; J_{xz}, прийняті як і для тонкостінних пружних елементів постійного перерізу:

$$r_z^2 = \frac{I_{yz} + I_{xz}}{A} + a_{xz}^2 + a_{yz}^2;$$

$$J_{xz} = \int_A y_z x_z^2 dA + \int_A y_z^3 dA; J_{yz} = \int_A x_z^3 dA + \int_A y_z^2 x_z dA;$$

$$\beta_{yz} = \frac{J_{xz}}{2I_{xz}} - a_{yz}; \qquad \beta_{xz} = \frac{J_{yz}}{2I_{yz}} - a_{xz}.$$

Для симетричних двотаврових колон $a_{yz} = 0$; $a_{xz} = 0$; $\eta_s = \eta$; $\xi_s = \xi - \theta y_z$, $y_z = y_0(1-\gamma_h t_z)$ координата точки перерізу по осі OY.

$$\begin{cases} EI_{x0}(1-\gamma_y \frac{z}{l})^n \eta^{IV} + N\eta'' = 0 \\ EI_{y0}\xi^{IV} + N\xi'' + M_{xz}\theta'' - 2N\theta'(y_z') = 0; \\ EI_{\omega z}(1-\gamma_\omega \frac{z}{l})^r \theta^{IV} - GI_{tz}(1-\gamma_t \frac{z}{l})^p \theta'' + \xi'' M_{xz} + \theta'' N r_z^2 - \end{cases}$$

$$-2\theta'(y_z)' M_{xz}. \qquad (2)$$

Дослідження проведені при параболічній апроксимації залежності зміни секторіального моменту інерції ($I_{\omega z}$) перерізу колони по довжині і при параболічній апроксимації моменту інерції (I_{xz}) перерізу відносно осі OX. Зміна крутного моменту інерції перерізу прийнята за лінійним законом (I_{tz}).

$$EI_{xz} = EI_{x0}(1-\gamma_y \frac{z}{l})^2; \qquad EI_{\omega z} = EI_{\omega 0}(1-\gamma_\omega \frac{z}{l})^2;$$

$$t_z = \frac{z}{l}; \gamma_y = 1 - \sqrt{\frac{I_{xn}}{I_{x0}}}; \gamma_\omega = 1 - \sqrt{\frac{I_{\omega n}}{I_{\omega 0}}};$$

$$I_{tz} = I_{t0}(1-\gamma_t t_z).$$

Для двотаврових колон симетричного перерізу зі змінною висотою стінки система диференціальних рівнянь (2) розпадається на диференціальне рівняння, яке описує стійкість в площині дії згинального моменту та з площини дії згинального моменту, тому друге і третє диференціальне рівняння системи (2) за прийнятими умовами слід розглядати і вирішувати окремо від першого рівняння. Рішення першого рівняння системи (2) приведено в [12] і базується на дослідженнях [13,14,15].

$$\eta_z = C_3\sqrt{1-\gamma_y \frac{z}{l}}\sin(v_y u_z)] +$$

$$+ C_4\sqrt{1-\gamma_y \frac{z}{l}}\cos(v_y u_z) + C_1 + C_2 z;$$

$$k_x^2 = \frac{\pi^2}{\mu_x^2}; k_x^2 = \frac{Nl^2}{EI_{x0}};$$

$$u_n = \ln(1-\gamma_x); \ u_z = \ln\left(1-\gamma_x \frac{z}{l}\right);$$

$$v_y^2 = k_x^2/\gamma_x^2 - 0{,}25; \qquad v_y^2 + 0{,}25 = k_x^2/\gamma_x^2.$$

При переході до безрозмірної координати розташування перерізу $t_z = z/l$ система диференціальних рівнянь, яка описує стійкість колони зі змінною висотою стінки з площини дії згинального моменту приймає вигляд.

$$\begin{cases} \xi^{IV} + \frac{Nl^2}{EI_{y0}}\xi'' + \frac{M_{xz}l^2}{EI_{y0}}\theta'' - 2y_z'\frac{Nl^2}{EI_{y0}}\theta = 0; \\ (1-\gamma_\omega \frac{z}{l})^2 \theta^{IV} + (\frac{Nr_z^2 l^2}{EI_{\omega 0}} - \frac{GI_{tz}l^2}{EI_{\omega 0}})\theta'' + \frac{M_{xz}l^2}{EI_{\omega 0}}\xi'' - \end{cases}$$

$$-\frac{2y_z' M_{xz} l^2}{EI_{\omega 0}}\theta = 0. \qquad (3)$$

При шарнірному обпиранні колони з площини дії згинального моменту критичне значення знаходять за допомогою тригонометричних рядів, які лінійно незалежні.

Для побудови методики перевірки стійкості пружних колон змінного перерізу необхідно проаналізувати прийнятий методологічний підхід для двотаврових колон з постійного висотою стінки.

Особливості методики перевірки стійкості пружних колон двотаврового симетричного постійного перерізу

З системи диференціальних рівнянь (3) при прийнятті незмінності висоти перерізу: $y_z'=0$, $\gamma_\omega = 0$, $I_{tz} = I_t = const$, $r_z = r = const$, система (3) переходить до системи диференціальних рівнянь, яка описує просторову стійкість колон постійного перерізу.

$$\begin{cases} \xi^{IV} + \dfrac{Nl^2}{EI_{y0}}\xi'' + \dfrac{M_{xz}l^2}{EI_{y0}}\theta'' = 0; \\ \theta^{IV} + (\dfrac{Nr^2l^2}{EI_{\omega 0}} - \dfrac{GI_tl^2}{EI_{\omega 0}})\theta'' + \dfrac{M_{xz}l^2}{EI_{\omega 0}}\xi'' = 0. \end{cases} \quad (4)$$

Для колон постійного перерізу при фіксації значення згинального моменту $M_{xz} = M_{xm}$ використання тригонометричних функцій однозначно дає рішення. Тригонометричні функції відповідають умові ортогональності. Вважається, що задача щодо власних значеннь вирішується позитивно, а граничні умови шарнірного закріплення пружного стиснутого стержня мають вигляд:

$$\xi_0 = 0; \quad \xi_0'' = 0; \quad \theta_0 = 0; \quad \theta_0'' = 0; \; a_{yz} = 0;$$
$$\xi_n = 0; \quad \xi_n'' = 0; \quad \theta_n = 0; \quad \theta_n'' = 0. \quad (5)$$

$$\xi = \sum_{p=1}^{k} A_p \sin\left(p\pi t_z\right); \; \theta = \sum_{p=1}^{k} B_p \sin\left(p\pi t_z\right), \quad (6)$$

де параметр $p = 1......n$.

Підстановка рішення (6) і відповідних похідних від переміщень і кутів повороту перерізу у систему (4) приводить до алгебраїчного рівняння:

$$(\frac{N_\omega}{N} - 1)r^2\left(\frac{N_y}{N} - 1\right) - (\frac{M_{xm}}{N})^2 = 0,$$

$$(\frac{N_y}{N})^2 - \frac{N_y}{N}(1 + \frac{N_y}{N_\omega}) + \frac{N_y}{N_\omega}(1 - \frac{e_{xm}^2}{r^2}) = 0,$$

де $N_\omega = \pi^2\dfrac{EI_{\omega 0}}{r^2l^2} + \dfrac{GI_{t0}}{r^2}$, $N_y = \dfrac{\pi^2 EI_{y0}}{l^2}$. (7)

Введення відносного значення критичної сили $c_y = N/N_y$ переводить останнє рівняння до квадратного рівняння з невідомим параметром c_y (N - критичне значення стискальної сили при дії згинального моменту, характеризує можливість втрати стійкості за згинально-крутильною формою, N_y - критичне значення стискаючої сили центрально-стиснутого стержня відносно осі ОУ, характеризує можливість втрати стійкості за згинальною формою).

$$\frac{1}{c_y^2} - \frac{1}{c_y}(1 + \frac{N_y}{N_\omega}) + \frac{N_y}{N_\omega}(1 - \frac{e_{xm}^2}{r^2}) = 0;$$

$$c_y = \frac{2}{(\dfrac{N_y}{N_\omega} + 1) + \sqrt{(\dfrac{N_y}{N_\omega} + 1)^2 - 4\dfrac{N_y}{N_\omega}(1 - \dfrac{e_{xm}^2}{r^2})}};$$

$$c_y = \frac{2}{(\dfrac{N_y}{N_\omega} + 1) + \sqrt{(\dfrac{N_y}{N_\omega} - 1)^2 + 4\dfrac{N_y}{N_\omega}\dfrac{e_{xm}^2}{r_m^2})}} \quad (8)$$

Відношення N_y / N_ω в розгорнутому вигляді буде мати вигляд:

$$\frac{N_y}{N_\omega} = \frac{\pi^2 EI_{y0}}{\pi^2\dfrac{EI_{\omega 0}}{r^2} + \dfrac{GI_{t0}l^2}{r^2}} = \frac{I_{y0}r^2}{I_{\omega 0}}\frac{1}{1 + \dfrac{GI_{t0}l^2}{\pi^2 EI_{\omega 0}}}. \quad (9)$$

В формулі (9) використано позначення N_ω – критична сила центрально-стиснутого стержня. Приймається, що відношення моменту секторіального моменту інерції площі перерізу двотавра до моменту інерції відносно осі *ОУ* залежить від квадрату висоти перерізу, а для сталі відношення модулів пружності стала величина. Крім того є можливість перейти то гнучкості стержня λ_y відносно осі ОУ.

$$\frac{I_{y0}}{I_{\omega 0}} = \frac{4}{h_0^2}, \quad \frac{4G}{\pi^2 E} = 0{,}156. \quad \lambda_y^2 = \frac{l^2 A_0}{I_{y0}}.$$

В такому випадку остаточно відношення критичних сил N_y / N_ω переходить до форми запису:

$$\frac{N_y}{N_\omega} = \frac{r^2}{h_0^2}\frac{1}{1 + 0{,}156\dfrac{\lambda_y^2}{h_0^2 A_0}}. \quad (10)$$

В будівельних нормах прийнято:

$$\frac{N_y}{N_{\omega n}} = \frac{r^2}{h_0^2} \frac{1}{2 + 0{,}156 \dfrac{\lambda_y^2}{h_0^2 A_0}}. \qquad (11)$$

Таким чином, в нормативному документі при використанні відношення (11) за (9) визначається максимальне значення $c_{y\max}$.

Для двотаврових колон зі змінною висотою стінки прийнято аналогічну побудову методики визначення параметра c_y.

Підхід щодо перевірки просторової стійкості пружних колон двотаврового симетричного змінного перерізу

Приблизне рішення системи диференціальних рівнянь (3) для граничних умов шарнірного опору стержня із площини дії згинального моменту побудоване через експотенціальні функції при позначенні параметра критичного навантаження - k_ϕ.

$$\xi = Ae^{k_\phi t_z}; \xi'' = Ak_\phi^2 e^{k_\phi t_z}; \xi^{IV} = Ak_\phi^4 e^{k_\phi t_z}; \theta = Be^{k_\phi t_z};$$

$$\theta' = k_\phi Be^{k_\phi t_z}; \theta'' = Bk_\phi^2 e^{k_\phi t_z}; \theta^{IV} = Bk_\phi^4 e^{k_\phi t_z} \qquad (12)$$

Підстановка в систему диференціальних рівнянь (3) запропонованого рішення (12) приводить до системи алгебраїчних рівнянь. При фіксації значення розрахункового згинального та геометричних характеристик розрахункового перерізу можливе нетривіальне рішення системи (3). Для шарнірно опертого стержня з площини дії згинального моменту при граничних умовах (5) значення параметра прийнято приблизним: $k_\phi^2 = \pi^2$.

$$\frac{\pi^4}{k_y^4} + \frac{\pi^2}{k_y^2}\left\{\frac{\pi^2 I_{y0}[1 + 2\gamma_h y_0 e_{ym}/(r_m^2 \pi\ )]}{[I_{\omega 0}(1-\gamma_\omega t_m)^2 \pi^2 / r_m^2 - I_{\omega 0} k_{t\omega m}^2 / r_m^2]} + 1\right\} +$$

$$+ \frac{\pi^2 I_{y0}(1 - e_{ym}^2 / r_m^2)}{[I_{\omega 0}(1-\gamma_\omega t_m)^2 \pi^2 / r_m^2 - I_{\omega 0} k_{t\omega m}^2 / r_m^2]} = 0, \qquad (13)$$

де $k_y^2 = \dfrac{Nl^2}{EI_{y0}}$; $I_{\omega 0}(1-\gamma_\omega t_m)^2 \pi^2 / r_m^2 - I_{\omega 0} k_{t\omega m}^2 / r_m^2 =$

$$= \frac{1}{E}[EI_{\omega 0}(1-\gamma_\omega t_m)^2 \pi^2 / r_m^2 - \frac{I_{\omega 0} GI_{tm} l^2}{r_m^2 I_{\omega 0}}];$$

$$\frac{l^2 N_{\omega m}}{E} = I_{\omega 0}(1-\gamma_\omega t_m)^2 \pi^2 / r_m^2 - I_{\omega 0} k_{t\omega m}^2 / r_m^2 =$$

$$= \frac{l^2}{E}[\frac{\pi^2 EI_{\omega 0}(1-\gamma_\omega t_m)^2}{l^2 r_m^2} - \frac{I_{\omega 0} GI_{t0}(1-\gamma_t t_m)}{r_m^2 I_{\omega 0}}];$$

$$k_{t\omega m}^2 = \frac{GI_{t0} l^2}{EI_{\omega 0}}\ (1 - \frac{\gamma_t}{2} t_m);$$

$$N_{\omega m} = (1 - \frac{\gamma_\omega}{2} t_m)^2 \frac{\pi^2 EI_{\omega 0}}{r_m^2 l^2} + \frac{GI_{t0}}{r_m^2}(1 - \frac{\gamma_t}{2} t_m);$$

$$N_y = \frac{\pi^2 EI_{y0}}{l^2};\ e_{xrm}^2 = \frac{\pi^2 (M_{xm})^2}{k_y^4\ r_m^2 (N_y)^2} = \frac{\pi^2 (e_{xm})^2}{k_y^4\ r_m^2};$$

$$e_{xrm}^2 = \frac{e_{xm}^2}{r_m^2};\ \ e_{xm}^2 = (\frac{M_{xm}}{N})^2;\ k_{\omega ym}^2 = \frac{N_y}{N_{\omega m}}. \qquad (15)$$

Приймемо позначення параметра просторової стійкості – $c_y = N / N_y$.

Введення позначень критичних сил стійкості центрально-стиснутого стержня $N_y, N_{\omega m}$ за (3) дозволяє перейти до спрощеної форми запису рівняння (13) при позначеннях (15).

$$\left(\frac{1}{c_y}\right)^2 + \left(\frac{1}{c_y}\right)\left\{\frac{N_y}{N_{\omega m}}[1 + 2\gamma_h y_0 e_{ym}/(r_m^2 \pi\ )] + 1\right\} +$$

$$+ \frac{N_y}{N_{\omega m}}(1 - e_{ym}^2 / r_m^2) = 0. \qquad (16)$$

Рішенням отримано квадратне рівняння (9) буде при $\rho_{em} = \dfrac{2\gamma_h y_0 e_{ym}}{r_m^2 \pi}$; $y_0 = h_0 / 2$ буде.

$$\left(\frac{1}{c_y}\right) = \frac{\dfrac{N_y}{N_{\omega m}}[1 + \rho_{em}] + 1 \pm}{2}$$

$$\frac{\pm\sqrt{\left\{\dfrac{N_y}{N_{\omega m}}[1 + \rho_{em}] + 1\right\}^2 - 4\dfrac{N_y}{N_{\omega m}}(1 - \dfrac{e_{ym}^2}{r_m^2})}}{2}. \qquad (17)$$

Мінімальне значення параметра просторової стійкості c_{ymin} у традиційній формі запису приймає вигляд:

$$c_{ymin} = \frac{2}{\dfrac{N_y}{N_{\omega m}}(1 + \rho_{em}) + 1} +$$

$$+ \frac{2}{\sqrt{\left\{\dfrac{N_y}{N_{\omega m}}(1 + \rho_{em}) + 1\right\}^2 - 4\dfrac{N_y}{N_{\omega m}}(1 - \dfrac{e_{ym}^2}{r_m^2})}}, \qquad (18)$$

де $\dfrac{N_{ym}}{N_{\omega \mathrm{m}}}=\dfrac{r_m^2}{\dfrac{I_{\omega m}}{I_{y0}}(1+\dfrac{G}{\pi^2 E}\dfrac{I_{y0}I_{tm}\lambda_y^2}{I_{\omega m}A})}=\dfrac{4r_m^2}{h_m^2(1+0{,}156\dfrac{I_{tm}\lambda_y^2}{h_m^2 A})}$

При постійному перерізі двотаврової колони (γ_h=0) остання формула (18) переходить у формулу (8).

Висновки та перспективи

В статті запропоновано підхід перевірки стійкості пружних симетричних двотаврових балок зі змінною висотою стінки з площини дії згинального моменту. Подальші дослідження необхідно виконувати з метою більш точного встановлення значення розрахункових згинальних моментів, значення яких використовують при обчисленні ексцентристета e_{ym}.

Література

1. Пермяков В.О., Білик С.І. Розвиток теорії міцності і стійкості стержнів сталевих каркасів будівель універсального призначення// Современные строительные конструкции из металла и древесины. Сборник научных трудов. Часть І. – Одесса: МОН України, Одесская ГАСА, 2005.– С.151-160.
2. Білик С.І. Рамна конструкція будівлі, формоутворена навколо складного функціонального об-'єму// Прикладна геометрія та інженерна графіка. Міжвідомчій науковий збірник.–Випуск 75.– К.: МОН України, КНУБА, 2005. – С.173-178.
3. Енджиевский Л.В., Наделяев В.Д., Петухова И.Я. Каркасы зданий из легких металлических конструкций и их элементы. –М.: Из-во АСВ, 1998 – 247 с.
4. Бейлин Е.А. Общие уравнения деформационного расчёта и устойчивости тонкостенных стержней// Строительная механика и расчёт сооружений. – 1969.–№5. – С. 35-41.
5. Бейлин Е.А. Определение дополнительных резервов устойчивости и прочности в центрально- и внецентренносжатых тонкостенных стержневых элементах конструкций // Известия вузов. Строительство и архитектура, –1995.–№12. –С. 34-40.
6. Белый Г.И. Приближенное решение задач деформационного расчета стержней в упругой среде// Строительная механика сооружений. Межвузов. тематич. сб. тр. – Л.: ЛИСИ., 1981. –С. 13-22.
7. Чувикин Г.М. Об устойчивости за пределом упругости внецентренно-сжатых тонкостенных стержней открытого профиля. –В кн.: Исследования по стальным конструкциям.–М.: Госстройиздат, 1962.– С. 70-159.
8. Власов В.З. Тонкостенные упругие стержни.–М.: Госиздат, Физматгиз-математической литературы, 1959.–568 с.
9. Прочность, устойчивость, колебания. Справочник, Т.3 / Под ред. И.А.Биргера и Я.Г.Пановко. – М.: Машиностроение, 1968. –567 с.
10. Білик С.І. Рамна конструкція будівлі, формоутворена навколо складного функціонального об-'єму // Прикладна геометрія та інженерна графіка. Міжвідомчій науковий збірник.–Випуск 75.– К.: МОН України, КНУБА, 2005. –С.173-178.
11. Билык С.И. Расчетная длина элементов стальных рам из развитых двутавров с переменной высотой стенки // Сопротивление материалов и теория сооружений. –К.: Будівельник, 1989.
12. Білик С.І. Вплив пружної основи на стійкість сталевих колон рам із параболічним законом зміни жорсткості перерізу // Будівельні конструкції. Міжвідомчій науковий збірник.–Випуск 61.–Том 1. –К: ДНДІ БК, 2004. –С.244-249.
13. Динник А.Н. Продольный изгиб и кручение.– Киев: Издательство АН УССР, 1955. –392с.
14. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Расчетно-теоретический. / Под ред. проф. Уманского А.А.– Книга 2.–М.: Изд. лит. по строительству, 1973.–415с.
15. Строительная механика. Динамика и устойчивость сооружений А.Ф. Смирнов, А.В. Александров, Б.Я. Лащенников, Н.Н. Шарошников. М.:Стройиздат, 1984. –416 с.

Білик Сергій Іванович є завідувачем кафедри «Металеві і дерев'яні конструкції» Київського національного університету будівництва і архітектури. Наукові інтереси: оптимальне проектування металевих конструкцій, методи перевірки просторової стійкості єлементів рам при дії повздожньої сили та згинального моменту.

Билык Сергей Иванович является заведующим кафедры «Металлические и деревянные конструкции» Киевского национального университета строительства и архитектуры. Научные интересы: оптимальное проектирование металлических конструкций, методы проверки пространственной устойчивости элементов рам при действии продольной силі и изгибающего момента.

Bilyk Sergey Ivanovich – Head of the Department "Metal and Wood Structures" of Kyiv National University of Construction and Architecture. His scientific interests: an optimum design of metal structures, methods of controlling a spatial stability of frame elements under a longitudinal force and mending moment effect.