

УДК 624.075:624.016

## **Стійкість тонкостінних сталевих елементів, підкріплених легким полімербетоном**

**Семко О.В.,** д.т.н., **Воскобійник О.П.,** к.т.н., **Авраменко Ю.О.**

Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка,  
Україна

**Анотація.** В роботі представлено результати теоретичного аналізу місцевої стійкості тонкостінних сталевих елементів, підкріплених легким полімербетоном. Проведено порівняння експериментальних результатів із результатами розрахунків, виконаних згідно з теорією пружності та запропонованою методикою.

**Аннотация.** В работе представлены результаты теоретического анализа местной устойчивости тонкостенных стальных элементов, подкрепленных легким полимербетоном. Проведено сравнение экспериментальных результатов с результатами расчетов, выполненных в соответствии с теорией упругости и предложенной методикой.

**Abstract.** This publication contains results of theoretical analysis of local stability of thin-walled steel elements reinforced light concrete. The results were compared with results of calculations performed according by the theory of elasticity and the proposed method.

**Ключові слова:** місцева стійкість, легкий бетон, тонкостінні сталеві конструкції.

**Постановка проблеми в загальному вигляді.** Протягом останніх років тонкостінні сталеві пластинки й оболонки є об'єктом численних і різноманітних досліджень [2, 3]. Такі пластинки й оболонки являють собою основні несучі елементи відповідальних інженерних конструкцій і споруд, що застосовуються в сучасному будівництві. В поєднанні з обмеженнями за питомою вагою і необхідністю забезпечення достатнього рівня надійності, ставляться підвищені вимоги до використання таких конструкційних матеріалів. Найбільш повно цим вимогам відповідають композитні матеріали, широкі можливості варіювання внутрішньої структури яких надають ефективний інструмент цілеспрямованого управління параметрами композитних тонкостінних систем і відкривають шлях до створення раціональних легких конструкцій, що найкращим чином відповідають усім особливостям режиму їх експлуатації [1, 5, 10].

Впровадження композитних матеріалів у тонкостінні сталеві несучі елементи конструкцій і їх широке використання в різноманітних галузях сучасного будівництва виявили необхідність врахування нових факторів і поставили принципово нові завдання як до композитних матеріалів, так і конструкцій на їх основі [11, 12].

Тонкостінна пластинка чи оболонка, що контактує з її поверхнею товстостінного масиву, виконаного з іншого матеріалу, є конструктивними елементами у багатьох машинах, апаратах і спорудах. Саме під таке визначення можливо віднести сталезалізобетонні конструкції [8], що складаються з тонкостінних сталевих елементів, підкріплених легким полімербетоном, та зарекомендували себе як надійні та економічні, постійно розвиваються і потребують різнобічного дослідження [6].

**Аналіз останніх досліджень і публікацій та виділення не розв'язаних раніше частин загальної проблеми.** Розрахунку напружено-деформованого стану, пружної стійкості тонкостінних оболонок та пружного і в'язкопружного заповнювача, що міститься в них, присвячені праці [2, 3, 7]. Крім того, ці питання в тій чи іншій мірі розглядаються в навчальній літературі та монографіях щодо двигунів на твердому паливі [4, 9]. При цьому з великого розмаїття форм оболонок, заповнювача, їх механічних властивостей, діючих навантажень вибираються параметри, характерні для твердопаливних двигунів.

Аналіз отриманих результатів показав, що зазначений підхід до місцевої стійкості сталевих елементів конструкції може бути застосований для безпосереднього розрахунку будівельних конструкцій, оскільки взаємодія оболонок і пружного масиву формулюються математично по-різному: від моделі Вінклера для пружної основи, до постановки з урахуванням різниці серединної поверхні оболонки і поверхні контакту її з середовищем і початкового напружено-деформованого стану.

Таким чином, значні труднощі при вирішенні поставленої задачі зводиться до спільного інтегрування рівнянь теорії оболонок і тривимірної теорії пружності при виконанні певних умов на поверхні контакту середовищ та умов закріплення країв.

Метою дослідження є розроблення теоретично обґрунтованого та експериментально перевіреного аналітичного апарату з розрахунку місцевої стійкості сталевих елементів сталезалізобетонних конструкцій.

**Виклад основного матеріалу.** Розрахунок таких конструкцій на стійкість повинен вестися з урахуванням різних видів випинання конструкції в цілому і її окремих елементів. Для аналізу місцевої стійкості сталевих елементів сталезалізобетонних конструкцій були обрані сталеві тонкостінні конструктивні елементи з суцільним заповнювачем, навантажені симетрично серединної поверхні.

Перш за все, треба розрізнити дві форми втрати стійкості: загальну, обумовлену, в основному, викривленням серединної поверхні конструкції (рис. 1,а), і місцеву, що проявляється, головним чином, у викривленні

зовнішніх шарів і проходить без вигину пластинки або оболонки в цілому (рис. 1,б).

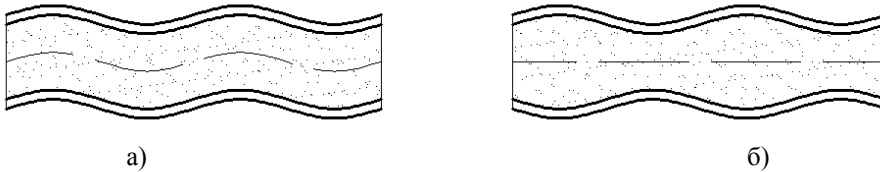


Рис. 1. Кососиметрична та симетрична форми втрати стійкості сталезалізобетонного конструктивного елемента

Заповнювач досліджуваних конструкції необхідно розглядати як тіло трьох вимірів. У такій постановці був виконаний ряд досліджень стійкості [2, 4, 7, 9].

Дослідження таких конструкцій на стійкість загального та місцевого типу являють собою дві самостійні області, в кожній з яких застосовують свої припущення. Дуже часто прямокутна пластина відіграє роль складової частини тонкостінного стрижня і працює при цьому на стиск в одному напрямку. Практична важливість дослідження такої роботи пластини призвела до необхідності створення спрощеної інженерної методики розрахунку, яка заснована на аналізі методів вирішення основного рівняння нейтральної рівноваги.

$$Z_0 = -N_x^0 \omega_{xx} - 2N_{xy}^0 \omega_{xy} - N_y^0 \omega_{yy}. \quad (1)$$

Труднощі розв'язку задач стійкості пов'язані в основному із задоволенням умов на обмежувачих конструкцію поверхнях і вирішенням складних трансцендентних рівнянь щодо критичних навантажень.

Все це призводить до відмови від традиційних розрахункових схем і розроблення уточнених математичних моделей деформування тонкостінних сталевих елементів підкріплених бетоном. Отже, виходячи з припущення про лінійний розподіл переміщень за товщиною заповнювача, ми отримали рівняння стійкості тонкостінної пластинки на пружній основі з урахуванням заповнювача при взаємодії з пластиною чи оболонкою, тобто без обліку нормальних і дотичних напружень у заповнювачі.

У практичних розрахунках пластин та оболонок на пружній основі найчастіше зустрічаються випадки, коли відбувається деформація пластини або оболонки з пружною основою та коли в такій конструкції заповнювачем сприймається помітна частина поздовжніх сил і моментів.

$$\begin{aligned} M_{x,x} + M_{xy,y} &= T_x; \\ M_{y,y} + M_{xy,y} &= T_y. \end{aligned} \quad (2)$$

де

$$\begin{aligned} T_x &= -K_1(\varphi_x + \omega_x); \\ T_y &= -K_2(\varphi_y + \omega_y); \end{aligned} \quad (3)$$

$\varphi_x, \varphi_y$  – функції поперечного зсуву;  $K_1, K_2$  - жорсткісні параметри, що характеризують поперечні зсуви.

З урахуванням зазначеного відносно прогину пластинки  $\omega$  можливо записати:

$$\begin{aligned} K_1 K_2 L_1(\omega) - L_2(K_1 \omega_{,xx} + K_2 \omega_{,yy}) + \nabla_0^4 Q_z - \\ - \nabla_0^4 (N_x^0 \omega_{,xx} + 2N_{xy}^0 \omega_{,xy} + N_y^0 \omega_{,yy}) = 0. \end{aligned} \quad (4)$$

де  $L_1, L_2, \nabla_0^4$  – диференціальні оператори теорії оболонок, враховуючи анізотропію пластин  $D_{ij}$ .

$$\begin{aligned} L_1 &= D_{11} \frac{\partial^4}{\partial x^4} + 4D_{13} \frac{\partial^4}{\partial x^3 \partial y} + 2(C + D_{33}) \frac{\partial^4}{\partial x^2 \partial y^2} + \\ &+ 4D_{23} \frac{\partial^4}{\partial x \partial y^3} + D_{22} \frac{\partial^4}{\partial y^4}; \\ L_2 &= (D_{11} D_{33} - D_{13}^2) \frac{\partial^4}{\partial x^4} + 2(D_{11} D_{23} - D_{12} D_{23}) \frac{\partial^4}{\partial x^3 \partial y} + \\ &+ (D_{33}^2 + 2D_{13} D_{23} + D_{11} D_{22} - C^2) \frac{\partial^4}{\partial x^2 \partial y^2} + \\ &+ 2(D_{22} D_{13} - D_{12} D_{23}) \frac{\partial^4}{\partial x \partial y^3} + (D_{22} D_{33} - D_{23}^2) \frac{\partial^4}{\partial y^4}; \\ \nabla_0^4 &= L_2 - (D_{11} K_2 - D_{33} K_1) \frac{\partial^2}{\partial x^2} - 2(D_{13} K_2 - D_{23} K_1) \frac{\partial^2}{\partial x \partial y} - \\ &- (D_{33} K_2 - D_{22} K_1) \frac{\partial^2}{\partial y^2} + K_1 K_2. \end{aligned} \quad (5)$$

Тому при місцевій втраті стійкості конструктивні елементи були представлені як пластина на пружній основі (рис. 2).

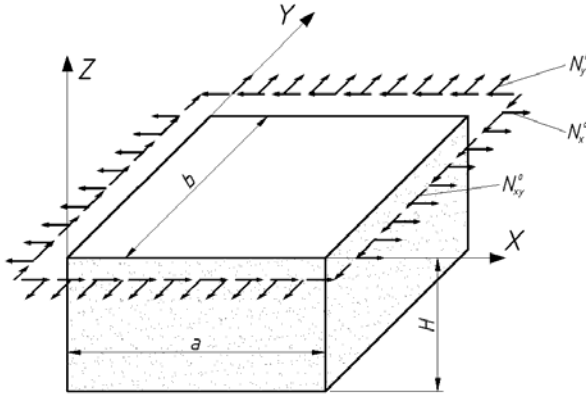


Рис. 2. Початковий напружений стан пластини на пружній основі

Враховуючи найпоширеніший випадок розбивання таких конструкцій на пластинчасті елементи, був розглянутий випадок шарнірно обертої пластинки по контуру, що стиснута в одному напрямку, тоді граничні умови набувають вигляду:

$$\omega = 0, \quad M_y = 0, \quad \varphi_x = 0. \quad (6)$$

У цьому випадку рішення диференціальних рівнянь (4) шукаємо у вигляді рядів Фур'є:

$$X_k = \sin \frac{k\pi x}{a}, \quad Y_k = \sin \frac{n\pi y}{b}. \quad (7)$$

Підставляємо задані граничні умови та враховуємо, що:

$$\begin{aligned} N_x^0 &= -N; & \alpha_k &= \frac{k\pi}{a}; \\ N_y^0 &= N_{xy}^0 = 0; & \beta_k &= \frac{n\pi}{b}. \end{aligned} \quad (8)$$

Тоді з систем однорідних алгебраїчних рівнянь, враховуючи деформацію пластинки з жорстко зв'язаною з нею пружною основою, авторами [4] був отриманий вираз для визначення критичного навантаження:

$$N_{sp} = \frac{a^2}{k^2 \pi^2} \left[ F \left( \frac{k\pi}{a}, \frac{n\pi}{b} \right) + q_{zkn} \right]. \quad (9)$$

Але знайдене рівняння (9) не враховує ширину пластинки  $b$ , що розглядається, а тому дає хибні результати критичного навантаження, що може призвести до трагічних наслідків.

При розв'язанні поставленої задачі нами був отриманий уточнений вираз (10) для даних граничних умов, що враховує геометричні розміри, фізико-механічні властивості складових та підтверджений експериментальними дослідженнями:

$$N_{кр} = \frac{a^2 b}{k^2 \pi^2} \left[ F \left( \frac{k\pi}{a}, \frac{n\pi}{b} \right) + q_{zkn} \right], \quad (10)$$

де

$$F \left( \frac{k\pi}{a}, \frac{n\pi}{b} \right) = \left[ K_1 \left( \frac{k\pi}{a} \right)^2 + K_2 \left( \frac{n\pi}{b} \right)^2 \right] \frac{\Delta_{kn}^{(1)}}{\Delta_{kn}^{(2)}} + K_2 \varepsilon_2 \frac{\Delta_{kn}}{\Delta_{kn}^{(2)}}. \quad (11)$$

Значення складових  $\Delta_{kn}$ ,  $\Delta_{kn}^{(1)}$ ,  $\Delta_{kn}^{(2)}$  знаходиться за наступними формулами, враховуючи сумісну деформацію пластинки з пружною основою:

$$\begin{aligned} \Delta_{kn} &= \alpha_k^4 + 2(2\mu_1 + \nu_1) \alpha_k^2 \beta_n^2 + \mu_{21} \beta_n^4; \\ \Delta_{kn}^{(1)} &= \alpha_k^4 + (1 - \nu_1 \nu_2 - 2\nu_2 \mu_2) \alpha_k^2 \beta_n^2 + \mu_1 \beta_n^4; \\ \Delta_{kn}^{(2)} &= \Delta_{kn}^{(1)} + (\varepsilon_2 + \varepsilon_1 \mu_2) \alpha_k^2 + (\varepsilon_1 + \varepsilon_2 \mu_1) \beta_n^2 + \varepsilon_1 \varepsilon_2, \end{aligned} \quad (12)$$

де, враховуючи ізотропію пластинки:

$$\mu_1 = \frac{G(1 - \nu^2)}{E}. \quad (13)$$

При детальному вивченні характеру роботи таких конструкцій та виразу (10) було встановлено, що мінімальне значення  $N$  по відношенню до параметра хвилеутворення  $n$  реалізується при  $n = 1$  (рис. 3).

Критичне навантаження  $N_{кр}$  знаходиться мінімізацією правої частини виразу (10) по відношенню до  $k = 1, 2, 3 \dots$

$$N_{кр} = \min_{(k)} \left\{ \frac{a^2 b}{k^2 \pi^2} \left[ F \left( \frac{k\pi}{a}, \frac{\pi}{b} \right) + q_{zk1} \right] \right\}. \quad (14)$$

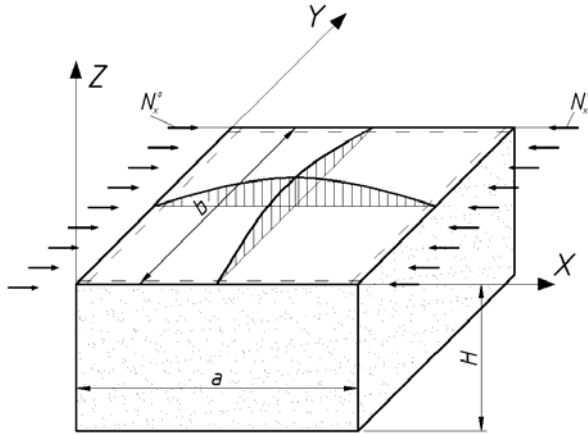


Рис. 3. Початковий напружений стан та характер хвилеутворення пластини на пружній основі з шарнірним обпиранням по контуру

Враховуючи гіпотези Кирхгофа-Лява, тобто  $K_1 = K_2 = \infty$ , вираз (14) прийме вигляд:

$$N_{кр} = \frac{D_1 a^2 b}{\pi^2} \min_{(k)} [\Delta_{k1} + q_{zk1}], \quad (15)$$

де  $a$ ,  $b$ ,  $t$  – геометричні характеристики пластинки;  $D_1 = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)}$  – циліндрична жорсткість пластинки;  $\nu$  та  $E$  – коефіцієнт Пуассона і модуль пружності матеріалу пластини;  $\Delta_{kn}$  – коефіцієнт, який враховує сумісну деформацію і знаходиться за (12), враховуючи задані параметри хвилеутворення;  $q_{zk1}$  – складова, що враховує реакцію пружного заповнювача.

$$q_z = 2G_s \sqrt{\alpha^2 + \beta^2} \frac{f_1 + \chi g_1}{f_2 + \chi g_2}, \quad (16)$$

де  $G_s = \frac{E_s}{2(1+\nu_s)}$  – модуль зсуву пружної основи;  $\nu$  та  $E$  – коефіцієнт Пуассона і модуль пружності матеріалу основи;

$$\begin{aligned}
 f &= (1-2\nu_s)sh^2\eta^* + \gamma_+\gamma_-H^2 + 2(1-\nu_s)(1-2\nu_s)(1-\gamma_+/\gamma_-); \\
 f_1 &= (1-\nu_s)(sh2\eta^* - 2\gamma_-H); \\
 f_2 &= (3-4\nu_s)ch^2\eta^* + \gamma_+\gamma_-H^2 + (1-2\nu_s)[3-4\nu_s - 2(1-\nu_s)\gamma_+/\gamma_-]; \\
 g_1 &= sh^2\eta^* - \gamma_+\gamma_-H^2 + 2(1-\nu_s)(1-2\nu_s)(\gamma_+/\gamma_- + \gamma_-/\gamma_+ - 2); \\
 g_2 &= (1-\nu_s)(sh2\eta^* + 2\gamma_-H).
 \end{aligned} \tag{17}$$

$$\begin{aligned}
 \chi &= -2G_s \frac{2\alpha\beta d_{xy} - \alpha^2 d_x - \beta^2 d_y + 2G_s \gamma_+^3 th \eta^*}{B\gamma_+^2 d_{\alpha\beta} - G_s (2\alpha\beta d_{xy} + \alpha^2 d_y + \beta^2 d_x) \gamma_+ th \eta^*}; \\
 d_x &= B_{33}\alpha^2 + 2B_{33}\alpha\beta + B_{22}\beta^2; \\
 d_{xy} &= B_{13}\alpha^2 + (B_{12} + B_{33})\alpha\beta + B_{23}\beta^2; \\
 d_y &= B_{11}\alpha^2 + 2B_{13}\alpha\beta + B_{33}\beta^2; \\
 d_{\alpha\beta} &= a_{22}\alpha^4 - 2a_{23}\alpha^3\beta + (2a_{12} + a_{33})\alpha^2\beta^2 - 2a_{13}\alpha\beta^3 + a_{11}\beta^4.
 \end{aligned} \tag{18}$$

Розглядаючи ізотропну пластинку з фізико-механічними характеристиками  $E$ ,  $G$ ,  $\nu$ , що жорстко пов'язана з основою, константи  $B_{ij}$  ( $i, j = 1, 2, 3$ ) матимуть вигляд:

$$\begin{aligned}
 B_{11} &= \frac{Et}{(1-\nu^2)} & B_{12} &= \frac{\nu Et}{(1-\nu^2)} & B_{13} &= 0 \\
 B_{22} &= B_{11} & B_{23} &= 0 \\
 B_{33} &= Gt.
 \end{aligned} \tag{19}$$

Коефіцієнти  $a_{ij}$  ( $i, j = 1, 2, 3$ ) визначаються за:

$$\begin{aligned}
 a_{11} &= \frac{B_{22}B_{33} - B_{23}^2}{B} & a_{12} &= \frac{B_{13}B_{23} - B_{12}B_{33}}{B} & a_{13} &= \frac{B_{12}B_{23} - B_{13}B_{22}}{B} \\
 a_{22} &= \frac{B_{33}B_{11} - B_{13}^2}{B} & a_{23} &= \frac{B_{12}B_{13} - B_{11}B_{23}}{B} \\
 a_{33} &= \frac{B_{11}B_{22} - B_{12}^2}{B},
 \end{aligned} \tag{20}$$



де

$$B = B_{11}B_{22}B_{33} + 2B_{12}B_{13}B_{23} - B_{11}B_{23}^2 - B_{22}B_{13}^2 - B_{33}B_{12}^2. \quad (21)$$

Оскільки розглядається пластинка, що взаємодіє з пружною основою, значення коефіцієнта  $q_z$ , який враховує наявність пружної основи, розраховується за (16) при  $\gamma_+ = \gamma_-$ ,  $\eta^* = \gamma_+ H$ , але з урахуванням обмеження хвилеутворення:

$$\left( \frac{k_1 \beta^2}{H_1 H_2^2} + \frac{k_2 \alpha^2}{H_2 H_1^2} \right) \frac{1}{\gamma^2} \leq 1; \quad (22)$$
$$\gamma^2 = \frac{\alpha^2}{H_1^2} + \frac{\beta^2}{H_2^2}.$$

Таким чином, задача зводиться до ітераційного уточнення виразу (15), тобто зниження несучої здатності залежно від параметрів хвилеутворення. Критичне значення кількості хвиль у даному випадку буде знаходитись в межах:

$$\frac{\pi}{b} \sqrt[4]{\frac{E_2}{E_1}} \leq \frac{k\pi}{a} \leq \sqrt[4]{\left( \frac{\pi^2 E_2}{b^2 E_1} \right)^2 + \left[ \frac{2(1-\nu_s)G_s}{D_1} \right]^{\frac{3}{4}}}, \quad (23)$$

де нижня межа відповідає числу  $k$  за умови відсутності пружної основи, а верхня – наближеному значенню  $k$  пластинки, що пов'язана з основою нескінченної товщини.

Для інших умов закріплення розрахунок виконується відповідно до заданих граничних умов сталевій пластинки.

З метою виявлення особливостей поведінки композитних конструкцій сталевих елементів при різних крайових умовах закріплення останніх, а також для отримання даних для оцінки ефективності поєднання тонких сталевих пластин та пружної основи (легкого полімербетону) було виготовлено 12 дослідних зразків (рис. 4).

Розв'язання задачі місцевої стійкості тонких пластин, підкріплених пружною основою, дозволяє оцінювати внесок різних вхідних параметрів у більш складних завданнях. Відповідно розв'язок задачі стійкості пластини, що контактує з основою, дає можливість робити оцінку в питаннях пружної стійкості легких сталезалізобетонних конструкцій. Характерною особливістю таких конструкцій є те, що модуль пружності бетону на кілька порядків меншим ніж модуль пружності матеріалу тонких сталевих елементів, у той час як жорсткості відрізняються

несуттєво. Тому важливою є оцінка підкріплювального впливу пружного заповнювача на характер втрати стійкості пластини.



Рис. 4. Загальний вигляд дослідних зразків до випробування

Теоретичні побудови розрахункових передумов зазвичай виконуються для ідеалізованих моделей, тому при перевірці запропонованої теорії розрахунку критичного навантаження з урахуванням місцевої стійкості намагалися якомога ближче підійти до такого ідеального об'єкта. Зокрема, при експериментах щодо виявлення нестійкості дуже важливу роль відіграє геометрична досконалість випробовуваних зразків, про що неодноразово говорилося вище. Не менш важливо було забезпечити вибір пружного матеріалу, який би мав ефективні характеристики поєднання зі сталевими тонкостінними пластинами.

Класична теорія оболонок нехтує реакціями пружної основи, що вимагає відмови від традиційних розрахункових схем і розроблення уточнених математичних моделей деформування тонкостінних шаруватих систем. Враховуючи все вище сказане, для підтвердження розрахункової методики шаруватих ізотропних пластин та оболонок, для їх апробації та визначення меж застосування були експериментально досліджені короткі сталезалізобетонні елементи з різними крайовими умовами сталевих складових.

Згідно з програмою експерименту для третьої групи зразків відносні деформації всіх випробовуваних зразків на межі плинності сталеві пластинки майже не відрізнялись і склали  $\epsilon = (80...135) \times 10^{-5}$  одиниць. Залишкові деформації зразків дещо відрізнялись. Найменшими вони були для зразків, виконаних без бетонної складової, близько 1 %. Для зразків із заповнювачем залишкові деформації склали 1,8...2,3 %. Це свідчить про те, що обрані для теоретичних досліджень конструктивні елементи не працюють у пластичі, а руйнування відбувається внаслідок втрати місцевої стійкості сталевих складових. Руйнування сталевих тонкостінних пластин відбувалося аналогічно прийнятим передумовам хвилеутворення (рис. 5).



Рис. 5. Характер руйнування зразків із вільними ненавантаженими кромками

Можна стверджувати, що досягнення навантаженнями критичних значень рівносильно руйнуванню конструкції, так як нестійка форма рівноваги неминуче буде втрачена, що пов'язано з практично необмеженим зростанням деформацій і напружень. Особлива небезпека руйнування внаслідок втрати стійкості полягає в тому, що зазвичай вона відбувається раптово і при низьких значеннях напружень, коли міцність елемента ще далеко не вичерпана з одночасним відставанням від бетону.

До моменту настання критичного стану пружні деформації за величиною дуже незначні і зростання їх відбувається майже непомітно для ока. Але з моменту настання критичного стану до моменту руйнування залишкові деформації наростають дуже швидко, і практично немає часу вжити заходів щодо запобігання неминучої відмови.

Усі значення критичних навантажень наведені у таблиці.

Таблиця

Зразки серії*	Несуча здатність, кН		
	Легкі сталеві тонкостінні елементи		
	Експериментальні значення	За теорією пружності	За запропонованою теорією
ПОВ	2,5	3,04	3,34
ПОШ	14,05	17,57	17,54
ПОЗ	43,50	42,96	37,52
	Тонкостінні сталеві елементи, підкріплені легким полімербетоном		
ПБВ	29,50	-	28,23
ПБШ	41,50	-	52,34
ПБЗ	78,50	-	74,87
*Зразки з різними умовами закріплення ненавантажених кромок тонкостінної пластинки: ПОВ та ПБВ, ПОШ та ПБШ, ПОЗ та ПБЗ – вільний край, шарнірне опирання, затиснення відповідно.			

Таким чином, як зазначалось вище, незважаючи на досить незначний модуль пружності підкріплювальної основи (легкого полімербетону), несуча здатність зразків істотно зростає, що свідчить про доцільність улаштування бетонної складової в легких сталевих тонкостінних конструкціях для запобігання місцевій втраті стійкості.

Різниця критичного навантаження для зразків серії ПОВ та ПБВ склала не більше 8,9%; для зразків серії ПОЗ та ПБЗ близько 14 %, оскільки в теоретичному розрахунку не були враховані незначні ребра жорсткості для моделювання защемлення поздовжніх сторін. Значна відмінність у критичному навантаженні для зразків серії ПОШ та ПБШ обумовлена тим, що в експериментальних дослідженнях досить важко отримати ідеальний шарнір, очевидно, що для зразків із бетонною складовою це відхилення виявляється меншим.

### **Висновки**

У результаті теоретично-експериментальних досліджень місцевої стійкості тонкостінних сталевих елементів, підкріплених легким полімер бетоном, було встановлено вплив різних граничних умов пластинчастого елемента конструкції та їх вплив на несучу здатність, що потрібно враховувати при проектуванні.

### **Література**

- [1] Айрумян, Э.Л. Рекомендации по проектированию, изготовлению и монтажу конструкций каркаса малоэтажных зданий и мансард из холодногнутых стальных оцинкованных профилей производства ООО конструкций / Э.Л. Айрумян. – М.: БалтПрофиль, 2004.
- [2] Андреев А.Н. Многослойные анизотропные оболочки и пластины: Изгиб, устойчивость, колебания / А.Н. Андреев, Ю.В. Немировский - Новосибирск: Наука, 2001. - 288с.
- [3] Зубчанинов В.Г. Основы теории упругости и пластичности / В.Г. Зубчанинов - М.: Высшая школа, 1990 - 368с.
- [4] Ильгамов М.А. Расчет оболочек с упругим заполнителем / М.А. Ильгамов, В.А. Иванов, Б.В. Гулин М.: Изд. «Наука», 1987. – 133 с.
- [5] Рекомендации по проектированию, изготовлению и монтажу конструкций каркаса малоэтажных зданий и мансард из холодногнутых стальных оцинкованных профилей производства ООО «Балт-Профиль». – М. : ЦНИИПСК, 2006. – 69 с.
- [6] Семко О.В. Легкий бетон для заполнения порожнин сталевих тонкостінних конструкцій / О.В. Семко, Д.М. Лазарев, Ю.О. Авраменко // Будівельні конструкції. Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону: міжвід. наук.-техн. зб. – К.: ДП НДБК, 2011. – Вип. 74 – С. 659-666.

- [7] Слезингер И.Н. Расчет пластин со сложной системой подкреплений / Слезингер И.Н., Дызов К.Г. // Известия Высших Учебных Заведений. Строительство и Архитектура. - 1981. - № 6. - С. 47 - 53.
- [8] Стрелецкий Н.Н. Сталежелезобетонные конструкции в нашей стране / Н.Н. Стрелецкий // Металлические конструкции: Работы школы Н.С. Стрелецкого. – М., 1995. – С. 126 - 132.
- [9] Тимошев С.А. Устойчивость подкрепленных оболочек / С.А. Тимошев. М.: Стройиздат, 1974. – 256 с.
- [10] Clarke J.L. Structural Lightweight Aggregate Concrete. / Clarke J.L. – Taylor & Francis E-Libory, 2005. – 128 pp.
- [11] Vogdt F. Conceptual and Structural Design of Building Made of Lightweight and Infra-lightweight Concrete. / Vogdt F., Schlaich M., Hillemeir B. // Berlin, 2010. – 105 pp.
- [12] Yu W.-W. Cold-Formed Steel Design : third edition / Wei-Wen Yu. – New York : John Wiley & Sons Inc., 2000. – 645 p.

*Надійшла до редколегії 03.07.2012 р.*