

УДК 624.072.2.014.2-415:624.075.4

Місцева стійкість елементів перерізу сталевих балок з поперечно гофрованими стінками в області пружно-пластичної роботи

Нілов О.О., к.т.н, Лавріненко Л.І., к.т.н, Нілова Т.О., к.т.н.

Київський національний університет будівництва і архітектури,
Україна

Анотація. Узагальнюються результати аналітичних, числових та експериментальних досліджень стійкості стиснутих полиць та поперечно гофрованих синусоїдних стінок при дії зсуву. Отримано числові значення коефіцієнта защемлення полиці гофрованою стінкою та аналітичні вирази для визначення критичних напружень в полицях та стінках в області пружно-пластичної роботи. Наводяться відомості про експериментальні та числові дослідження, результати яких збігаються з теоретичними.

Аннотация. Обобщаются результаты аналитических, численных и экспериментальных исследований устойчивости сжатых полок и поперечно гофрированных синусоидальных стенок при сдвиге. Получены численные значения коэффициента защемления полки гофрированной стенкой и аналитические выражения для определения критических напряжений в полках и стенках в области упругопластической работы. Приводятся данные экспериментальных и численных исследований, результаты которых совпадают с теоретическими.

Abstract. The article summarizes results of analytical, numerical and experimental studies of compressed flanges stability and corrugated sinusoidal webs under shear. The numerical value of the shelf clamping coefficient by a corrugated web and analytic formulas for determination of critical stresses in shelves and walls within elastic-plastic work area are obtained. The data of experimental and numerical studies are provided, whose results coincide with the theoretical studies.

Ключові слова: гофрована синусоїдна стінка, стійкість стиснутої полиці, стійкість стінки при зсуві, пружно-пластичні деформації, експериментальні результати

Успішний досвід та поширення застосування двотаврів із тонкими поперечно гофрованими стінками у практиці легких металевих конструкцій вимагає подальшого обговорювання та вдосконалювання цього прогресивного виду несучих конструкцій.

Розширення області застосування гофробалок вбачається у подальшому уточненні розрахункового апарату елементів із поперечним гофруванням тонкої стінки для пошуку резервів несучої здатності, а також у дослідженні таких конструкційних форм, що надали б можливість застосування гофрованих елементів існуючої номенклатури не тільки в якості балок, а й у рамних та комбінованих системах.

Слід зазначити, що більшість досліджень двотаврових тонкостінних елементів із гофрованими стінками можна вважати якщо не завершеними, то в будь-якому разі достатньо повними. Це, насамперед, стосується розрахунків на міцність [1–4], існують роботи стосовно уточнення жорсткості [5]. Проте, в переважній більшості випадків ми вважаємо, що перерізи таких елементів відносяться до 1-го класу, та при аналізі міцності за практичної відсутності жорсткого ядра розрахунок ведеться в межах пружної роботи, а розвиток пластичних деформацій в полицях не допускається, хоча аналіз експериментальних досліджень показує, що дійсна несуча здатність таких елементів часто знаходиться в межах пружно-пластичної роботи. Реальні ситуації при проектуванні конструкцій, пов'язані із забезпеченням стійкості згинного чи позацентрово-стиснутого елемента, стиснута полиця якого не розкріплена прогонами чи настилом, вимагають певного перегляду та уточнення стійкої роботи стиснутих полиць, але збільшення ширини полиці у цьому разі стримується вимогами норм проектування.

З виходом нових норм проектування «Сталеві конструкції» [1] ці та деякі інші питання стосовно розрахунку елементів з гофрованими стінками повністю не знімаються, хоча конструкції такого виду застосовуються надалі частіше. Відчувається істотний дефіцит наукових досліджень стосовно місцевої стійкості стінки за межею пружності, хоча деякі нелінійні фактори такої роботи враховуються в [2, 3], практично відсутні теоретичні дослідження поясів на місцеву стійкість, що дало б можливість проектувати пояси ширші, ніж це регламентується чинними нормами для балок з плоскими стінками. Вочевидь, вплив защемлення поясів гофрованою стінкою значно більший, ніж плоскою, проте цей факт недостатньо враховується при розрахунках, а в деяких роботах висловлюються очікування, що з урахуванням реальної жорсткості спряження поясів зі стінкою величину звису полиць можна буде довести до $b_{ef}/t_f = 20$ [6].

Метою досліджень авторів є дослідити критичні напруження місцевої втрати стійкості поясів та стінок двотаврових тонкостінних елементів із поперечно гофрованими синусоїдальними стінками при згині з урахуванням пружно-пластичної ділянки діаграми роботи сталі для подальшого удосконалення конструкційної форми двотавру з тонкою гофрованою стінкою.

1. Задача розрахунку на місцеву стійкість полиць гофрованих балок має подвійну сутність. По-перше, це розрахунок полиць елементів ПГС з урахуванням жорсткості спряження з гофрованими стінками; по-друге – забезпечення місцевої стійкості полиці за умови пружно-пластичної її роботи.

Наведені далі міркування та результати не суперечать наведеним у [7], уточнюють їх стосовно вказаного типу гофрування та його параметрів. Наведені розрахунки дозволять проектувати ширші полиці без їх потовщення, тобто без додаткових витрат підвищити загальну стійкість профілю у площині, перпендикулярній до площини згину, а саме значно збільшити відношення ширини звису полиці b_{ef} до її товщини t_f . Таке рішення суттєво розширює застосування профілів із поперечно гофрованими стінками, насамперед, у рамах та комбінованих системах.

1.1. Задача стійкості полиці залежно від ступеня защемлення її стінкою розв’язується з використанням рішення, яке описується у [8], через коефіцієнт защемлення.

Виходячи з попередньо прийнятого положення про те, що стінка не сприймає поздовжніх зусиль, коефіцієнт защемлення (без впливу стискувальних напружень у підкріплюючій пластині) набуває вигляду відношення погонних моментів інерції полиці і стінки на одиницю їхньої довжини у поперечному перерізі:

$$\zeta = 2t_f^3 h_w / t_{eq}^3 b_{ef}.$$

У випадку синусоїдної гофрованої стінки її товщина може бути врахована як еквівалентна через те, що жорсткість гофрованої стінки відносно поздовжньої осі балки суттєво підвищує ефект защемлення полиці. За геометричними параметрами півхвилі гофру обчислено його погонний момент інерції (на одиницю довжини проекції стінки на її поздовжню вісь) $I_w = I / m$, де m – довжина хвилі гофру, відповідно еквівалентна товщина стінки становитиме $t_{eq} = \sqrt[3]{12I_w}$. В табл. 1 наведено значення еквівалентних товщин гофрованих стінок при технологічно обумовлених параметрах гофрування (амплітуда гофру $f = 40$ мм, довжина хвилі гофру $m = 155$ мм).

Таблиця 1

t_w , мм	1,5	2,0	2,5	3,0
I , см ⁴	5,006	6,674	8,347	10,012
t_{eq} , мм	15,70	17,29	18,63	19,79

Далі за схемою розв’язання задачі з плоскою стінкою можна отримати значення коефіцієнта k_{cr}^a для аналізу ступеня защемлення полиці гофрованою стінкою.

Критичні напруження для розрахункової схеми полиці, що вважається довгою пластинною, рівномірно стиснутою вдовж довгої сторони та шарнірно закріпленою до стінки, з урахуванням можливості втрати стійкості полиці в межах пружно-пластичної роботи сталі записуються як:

$$\sigma_{cr}^a = k_{cr}^a \frac{\pi^2 E \sqrt{\tau_E}}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_f}{b_{ef}} \right)^2, \quad (1)$$

де $E=2,06 \cdot 10^5$ МПа – модуль пружності; $\nu=0,3$ – коефіцієнт Пуассона; $\sqrt{\tau_E}$ – коефіцієнт впливу пластичних деформацій в області пружно-пластичної роботи; $b_{ef} = \frac{b_f}{2}$, де b_{ef} і t_f – розрахункова ширина звису і товщина полиці.

При $\xi > 1,6$ коефіцієнт k_{cr}^a апроксимується формулою:

$$k_{cr}^a = p + 2\sqrt{q}, \quad \text{де } q = \frac{0,061}{0,43 + \xi} \quad \text{та } p = 0,425 + \frac{0,016}{0,025 + \xi}. \quad (2)$$

При $\xi \leq 1,7$ з необхідною для практичних цілей точністю значення k_{cr}^a наведені в табл. 2, яка є апроксимацією графіків [8]. Для проміжних ξ відповідні значення k_{cr}^a інтерполюються.

Таблиця 2

ξ	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
k_{cr}^a	1,277	1,168	1,095	1,046	1,005	0,969	0,936	0,914	0,892
ξ	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7
k_{cr}^a	0,874	0,857	0,840	0,827	0,809	0,794	0,790	0,777	0,771

Теоретично значення ξ можуть змінюватися від 0 до ∞ . При $\xi=0$ полиця повністю защемлена стінкою ($k_{cr}^a=1,277$), а при $\xi=\infty$ вона вільно обертається відносно стінки ($k_{cr}^a=0,425$).

Еквівалентна товщина стінки надає їй значної жорсткості, проведені дослідження [11] показали, що значення коефіцієнта k_{cr}^a практично для всього сортаменту [9], що розглядається у теперішній час (стінки висотою 333...750 мм при товщині 1,5...3,0 мм та 1000...1500 при товщині 2,5...3,0 мм; полиці шириною 200...430 мм завтовшки 10...30 мм) ефект защемлення набуває досить високих значень. Такі перерізи із

співвідношеннями $0,3 \leq t_f^3 h_w / t_{eq}^3 b_{ef} \leq 5,0$ набувають значень $0,9 < k_{cr}^a < 0,8$; а відносно тонші полиці (-400×10 ; -300×8) защемляються стінкою значніше та можуть мати значення $k_{cr}^a \leq 1,2$, що свідчить про високий ступінь защемлення, проте цей випадок має скоріш теоретичне значення, ніж практичне. Лише для відносно товстих полиць (-400×30 при висоті балки $1000 \dots 1500$ мм) спостерігається падіння значень коефіцієнта k_{cr}^a , який тільки при $\xi > 50$ наближається до $k_{cr}^a = 0,425$, як у випадку шарнірного закріплення полиці. Аналіз наведеного аналітичного рішення підтверджує думку про суттєвий вплив гофрованої стінки на місцеву стійкість стиснутої полиці та істотне підвищення реально існуючих параметрів гофрування.

1.2. Критичні напруження полиці в пружно-пластичній області. Допустимість застосування формули (1) як у пружній, так і в пружно-пластичній областях, обумовлена можливістю використання в непружній області деякого приведенного модуля, тобто $\sigma_{cr}^a = \eta \sigma_{cr}$. В якості хорошої апроксимації в [8] пропонується застосовувати коефіцієнт впливу пластичних деформацій в області пружно-пластичної роботи

$$\eta = \sqrt{\tau_E} = \sqrt{\frac{E_t}{E}}, \text{ де } E_t - \text{дотичний модуль.}$$

При цьому коефіцієнт набуває значень $\sqrt{\tau_E} = 1,0$ на межі пропорційності, а його значення при пружно-пластичному випинанні добре апроксимуються таким чином [8]:

$$\tau_E = \frac{(\sigma_y - \sigma_{cr}) \sigma_{cr}^a}{(\sigma_y - \sigma_e) \sigma_e}, \quad (3)$$

де σ_y , σ_e та σ_{cr} – відповідно нормальні напруження на границі текучості, на межі пропорційності та критичні в пружно-пластичній області випинання.

Для практичних розрахунків з уведенням позначення $\sigma_y = R_{yf}$ (де R_{yf} – розрахунковий опір на границі текучості полиці), а також вважаючи відношення межі пропорційності до границі текучості $\sigma_e / \sigma_y = 0,8$ сталим [1], значення коефіцієнта τ_E записується як:

$$\tau_E = \frac{(R_{yw} - \sigma_i) \sigma_i}{0,2 R_{yw} \cdot 0,8 R_{yw}} = \frac{(R_{yw} - \sigma_i) \sigma_i}{0,16 R_{yw}^2}. \quad (4)$$

Практично задача вирішується таким чином: беручи до уваги, що за [8] $\sigma_i = \sigma_{cr} \sqrt{\tau_E}$, де σ_{cr} – критичні дотичні напруження при $\sqrt{\tau_E} = 1,0$ за

(1), підставляємо це значення в (1) та обчислюємо $c = \frac{\sigma_i}{\sqrt{\tau_E}} = \sigma_{cr}$. Після

деяких перетворень $\sigma_i = \frac{DR_{yf}}{1+D}$, де $D = \frac{c^2}{0,16R_{yf}^2}$, а шукані значення

критичних напружень втрати стійкості полицею при $\sigma_{cr}^a \geq 0,8R_{yf}$ визначаються, минаючи формулу (1), як:

$$\sigma_{cr}^a = \sigma_i = \frac{DR_{yf}}{1+D} \quad (5)$$

1.3. Експериментальна апробація та обговорення результатів.

Отримані результати добре корелюються з даними числового аналізу із застосуванням ПК ЛИРА [12]. В якості розрахункової моделі був прийнятий елемент ПГС з висотою стінки $h_w = 333; 500; 625$ і 1200 мм, ширина полиць $b_f = 400; 300$ і 240 мм при змінній товщині $t_f = 6; 8; 10; 12$ і 14 мм. Всього було опрацьовано 265 моделей. Для виключення впливу дотичних напружень та втрати стійкості стінкою розрахункова модель завантажувалася поздовжніми до поясів зусиллями. Розбивка на скінченні елементи визначалася з умови заданої точності 5 %. При цьому крок скінченно-елементної сітки встановлювався таким, що не перевищував $1/20$ характерного розміру досліджуваного елемента конструкції – поясу, грані гофру тощо.

Найбільший практичний інтерес представляють результати розрахунків для тонких полиць із відношенням $b_{ef}/t_f \geq 15$. Це пояснюється тим, що навіть при шарнірному сполученні пояса зі стінкою ($\xi = \infty$) і $b_{ef}/t_f = 14$ критичні напруження за формулою (5) $\sigma_{cr}^a = 40,33$ кН/см², і місцева стійкість поясів буде завжди забезпечена для всіх полиць із сталі з $R_y \leq 320$ МПа.

В табл. 3 наведено порівняння результатів аналітичного розрахунку (σ_{cr}^a за (5)) та комп'ютерного σ_{cr}^L розрахунків моделей з висотою та товщиною стінки h_w та $t_w = 2$ мм і з полицями, що мають звис b_{ef} при товщині t_f .

Таблиця 3

Розміри полиці (мм) та відносний звис	Коефіцієнт уточнення аналітичної моделі $\theta = \sigma_{cr}^L / \sigma_{cr}^a$ для полиць балок з висотою h_w (мм)				
	1500	1250	625	500	333
– 400×6; $b_{ef}/t_f = 33,33$	1,03	1,031	1,01	0,975	0,96
– 400×8; $b_{ef}/t_f = 25$	1,05	1,067	1,01	0,99	0,97
– 300×6; $b_{ef}/t_f = 25$	1,06	1,096	1,00	0,97	0,94
– 300×8; $b_{ef}/t_f = 18,75$	1,11	1,12	1,09	1,02	0,97

Запропонований аналітичний метод визначення критичного стану полиці має певні вади. Остаточна розробка аналітичного методу розрахунку на місцеву стійкість полиць з урахуванням реальних умов їх поєднання з гофрованими стінками стикається зі значними математичними складнощами, що полягають у наступному. Аналітичне визначення критичних напружень втрати стійкості поясів не враховує тієї обставини, що поперечно-гофровані стінки з умовною гнучкістю $\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_v}{E}} > 6$ сприймають нормальні напруження у повздовж-

жньому напрямку σ_w лише у вузькій зоні біля поясів. Їхній вплив на несучу здатність елемента є вкрай незначним, і ним зазвичай нехтують. Проте експериментальні і числові дослідження свідчать, що хоча нормальні напруження в стінці σ_w і не впливають практично на несучу здатність елемента, проте змінюють НДС стінки в рівні її сполучення з поясами і можуть спричинити появу в цій зоні пластичних деформацій. Так в роботі [10] показано, що в стінці виникають пластичні деформації, які повинні враховуватися при розрахунках на місцеву стійкість поясів, що є важливим для уточнення розрахункової ситуації.

Формула (1) дозволяє після перетворень встановити необхідне значення b_{ef}/t_f залежно від діючих стискувальних напружень у полиці σ_f , які за умовами задачі необхідно прирівняти до σ_{cr} :

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = 0,95 \sqrt{\frac{k_{cr}^a E \sqrt{\tau_E}}{\sigma_f}} \quad (6)$$

Тут E – модуль пружності; k_{cr}^a знаходиться за (2) або табл. 2; коефіцієнт впливу пластичних деформацій $\sqrt{\tau_E} = \sigma_{cr}^a / \sigma_{cr}$, де σ_{cr} за (1) при $\sqrt{\tau_E} = 1,0$, а σ_{cr}^a за (5). Врахування жорсткості стінки з позицій пружно-пластичного

характеру її роботи дозволяє збільшити звис стиснутої полиці у $n = \sqrt{\frac{k_{cr}^a \sqrt{\tau_E}}{0,425}}$

разів порівняно з допустимими значеннями для балки з плоскою стінкою.



Рис. 1. Експериментальні дослідження на кафедрі металевих та дерев'яних конструкцій КНУБА: а – місцева втрата стійкості стиснутої полиці; б – загальна втрата стійкості синусоїдно гофрованої стінки при зсуві

Підтвердженням результатів аналітичних досліджень з урахуванням пружно-пластичних факторів та числових розрахунків у нелінійній постановці є експериментальні дослідження натурних моделей балок [13], виготовлених за технологією фірми «Zeman».

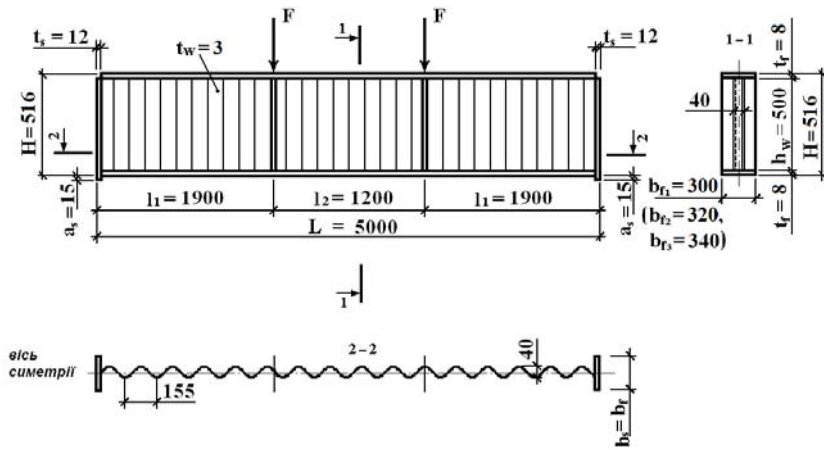
Для експериментального дослідження було виготовлено три моделі довжиною 5 м зі стінкою висотою 500 мм і номінальною товщиною 3 мм (рис. 2). Параметри синусоїдних гофрів за сортаментом «Zeman» – довжина хвилі $m=155$ мм, висота хвилі $f=40$ мм.

Номінальна товщина всіх поясів за сортаментом становить 8 мм, ширина поясів – 300, 320 і 340 мм. Таким чином, відношення ширини звису від осі поясу до його товщини становило $b_{ef}/t_f=18,75; 20,0; 21,25$.

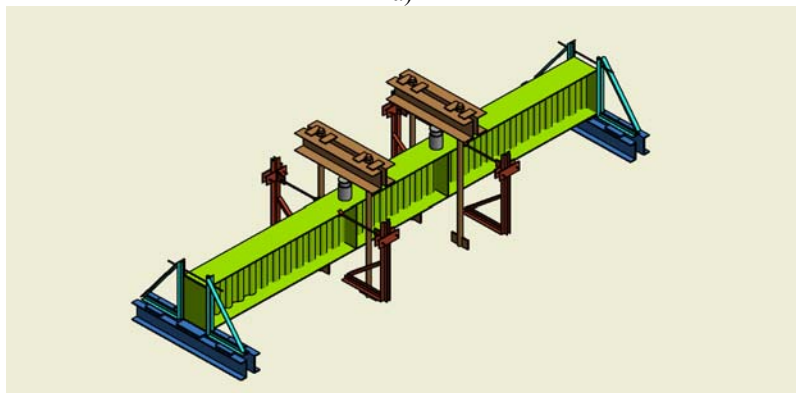
Для забезпечення високої точності даних були виготовлені і досліджені на розтяг стандартні зразки за ГОСТ 1497–84 «Металлы. Методы испытаний на растяжение» з усіх елементів поперечного перерізу – стінок і полиць. Були встановлені експериментально реальні товщини елементів, відомості про які надалі будемо називати реальними. Границя текучості елементів різних моделей R_{yf} і R_{yw} показала сильний розкид, що додатково враховано при визначенні несучої здатності досліджуваних моделей. Результати порівняння експериментальних напружень втрати стійкості $\sigma_{cr,F}$ з теоретичними σ_{cr}^a наведені в табл. 4.

Таблиця 4

Умовні позначення	Розмірність	Моделі		
		Б1	Б2	Б3
F_{cr}	кН	170,0	177,5	190,0
$\sigma_{cr,F}$	кН/см ²	27,948	26,60	26,969
σ_{cr}^a	кН/см ²	27,747	25,98	26,51
$k_{cr,F}$		0,951	0,966	0,940
k_{cr}^a		0,944	0,944	0,924



а)



б)

Рис. 2. Випробування натурної моделі балки
(автори експерименту – Нілов О. О., Білопуп Т. О.):
а – загальна схема; б – розкріплення стиснутого поясу балки розпірками

Відхилення експериментальних критичних напружень $\sigma_{cr,F}$ від теоретичних σ_{cr}^a не перевищило 5,5 %. Виникнення випинання верхніх поясів внаслідок місцевої втрати стійкості у всіх моделях відбувалося посередині зони чистого згину (середнього відсіку), що відповідає теоретичним розрахункам (рис. 1, а). Отримані результати дозволили дійти висновку, що теоретичні значення критичних напружень місцевої втрати стійкості поясів за аналітичною теорією з достатньою точністю підтверджуються результатами експериментальних досліджень.

2. Уточнення дійсної роботи гофрованої стінки з урахуванням втрати стійкості в пружно-пластичній області є актуальною задачею, позаяк у згаданих вище нормативних документах [1] розрахунок стінки на стійкість при зсуві розглядається в межах пружної роботи сталі, або ж певним чином враховуються деякі нелінійні фактори [2, 3]. Далі також буде наведене порівняння отриманих теоретичних даних із даними експериментальних досліджень інших авторів, наявними у відкритих джерелах, що, на нашу думку, є важливим для більш впевненого аналізу проблеми.

2.1. Критичні напруження стінки в пружно-пластичній області. З точки зору причин втрати стійкості стінки при зсуві розрізняють дві її форми:

- загальну форму втрати стійкості при напруженнях $\tau_{g,cr}$ з утворенням похилої складки, що перетинає декілька гофрів, а випинання концентруються по вершинах гофрів (рис. 1, б);
- місцеву форму втрати стійкості при напруженнях $\tau_{l,cr}$ з випинанням лише на деяких ділянках гофрів.

Згідно з чинними нормами [1] при $\sigma_{loc} = 0$ загальна стійкість стінки вважається забезпеченою при виконанні умови:

$$\tau_{xy} / \tau_{cr} \leq \gamma_c, \quad (7)$$

де τ_{cr} – найменше критичне значення дотичних напружень втрати стійкості стінки. До розрахунку приймається $\tau_{l,cr} > \tau_{g,cr}$, як щонайбільш імовірне.

Тонка стінка з гофрами у вигляді синусоїди описується [8] як нескінченно довга ортотропна смуга з головними напрямками, паралельними до сторін смуги, завантаженої по сторонах дотичними напруженнями. За таких припущень використовується рішення Зейделя для випадку пластини, вільно обпертої або защемленої по краях:

$$\tau_{cr} = \frac{4C}{h_w^2 t_w} \sqrt[4]{D_1 D_2^3}, \quad (8)$$

де D_1 та D_2 – жорсткості ортотропної пластини при згині по головних напрямках.

Коефіцієнт C залежить від граничних умов спирання пластини. В роботі [8] вказується, що жорстке спирання пластини по поздовжніх краях практично не впливає на величину критичних напружень, і при шарнірному спиранні $C = 8,125$. Тому в області пружної роботи сталі критичні дотичні напруження $\tau_{g,cr}$ втрати загальної стійкості синусоїдної гофрованої стінки визначаються за формулою:

$$\tau_{g,cr} = \frac{32,4}{h_w^2 t_w} \sqrt[4]{D_1 D_2^3}, \quad (9)$$

де жорсткості ортотропної пластини D_1 та D_2 обчислюються як:

$$D_1 = \frac{Et_w^3}{12(1-\nu^2)} \cdot \frac{m}{2s}; \quad D_2 = \frac{EI}{m}. \quad (10)$$

Тут I – момент інерції однієї хвилі гофру довжиною m при розгорнутій довжині напівхвилі s відносно поздовжньої осі стінки. Для стінок Zemaп при $f = 40$ мм моменти інерції показані в табл. 1.

Ми виходимо з того, що згідно з умовою пластичності Губера-Мізеса-Генки вираз для інтенсивності напружень для плоского напруженого стану при чистому зсуві ($\sigma_x = \sigma_y = 0$) має вигляд $\sigma_i = \tau_{xy} \sqrt{3}$, і вважаємо, що це справедливо і для критичного стану, тобто $\sigma_i = \tau_{cr}^a \sqrt{3}$, у припущенні ізотропної поведінки ортотропної пластини в пружній області випинання. Це, в свою чергу, означає, що так само, як у задачі про нормальні критичні напруження в стиснутій полиці, можемо застосовувати формулу (9) як у пружній, так і в пружно-пластичній областях за умови використання в непружній області деякого приведенного модуля $\eta = \sqrt{\tau_E} = \sqrt{\frac{E_t}{E}}$ [8]. У цитованій роботі показано, що доречність використання саме коефіцієнта $\sqrt{\tau_E}$ полягає в тому, що один і той самий коефіцієнт використовується для пластин як при дії нормальних напружень, так і при дії зсуву.

Використовуємо такі самі позначення: $\sigma_y = R_{yw}$ (де R_{yw} – розрахунковий опір на границі текучості стінки), а також сталі відношення межі пропорційності до границі текучості $\sigma_e/\sigma_y = 0,8$ та $\tau_e/\tau_y = 0,8$ [1].

Після підстановки всіх зазначених співвідношень, як і при дії нормальних критичних напружень, маємо:

$$\sigma_i = \tau_{g,cr} \cdot \sqrt{3} \cdot \sqrt{\tau_E}, \quad \text{або} \quad \frac{\sigma_i}{\sqrt{\tau_E}} = \tau_{g,cr} \sqrt{3}, \quad (11)$$

де $\tau_{g,cr}$ – критичне дотичне напруження при пружній роботі за (9).

Хід обчислень такий: обчислюємо пружне значення $\tau_{g,cr}$ за (9), далі

знаходимо $c = \frac{\sigma_i}{\sqrt{\tau_E}} = \tau_{g,cr} \sqrt{3}$. Обчислюємо проміжне значення

$D = \frac{c^2}{0,16R_{yw}^2}$, а також $\sigma_i = \frac{DR_{yw}}{1+D}$. Критичні дотичні напруження стінки з

урахуванням пружно-пластичної роботи за (11):

$$\tau_{cr}^a = \frac{\sigma_i}{\sqrt{3}}, \quad (12)$$

які дають можливість виконати перевірку стійкості стінки в пружно-пластичній області за (7), а також визначити несучу спроможність стінки при зсуві:

$$Q = \tau_{cr} A_w, \quad (13)$$

де τ_{cr} – менше критичне напруження за (9) або (12), $A_w = h_w t_w$ – площа стінки.

2.2. Апробація та обговорення результатів. Для зручності порівняння результатів будемо використовувати понижувальний коефіцієнт втрати стійкості при зсуві для відповідного значення поперечної сили

$$\chi_i = \frac{Q_i}{A_w R_{sw}} = \frac{\tau_{i,cr}}{R_{sw}}, \quad (14)$$

а також несучу спроможність стінки за (12).

Єврокод 3 в межах пружної роботи також пропонує виконувати перевірку загальної стійкості стінки за формулою (9) з визначенням коефіцієнта зниження дотичних напружень загальної втрати стійкості стінки χ_{EN} для $\tau_{g,cr} \leq R_{sw}$ таким чином:

$$\chi_{g,EN} = \frac{1,5}{0,5 + \lambda_g^2} \leq 1,0, \quad (15)$$

$$\text{тут } \lambda_g = \sqrt{\frac{R_{yw}}{\tau_{g,cr} \sqrt{3}}} = \sqrt{\frac{R_{sw}}{\tau_{g,cr}}}, \quad (16)$$

де $\tau_{g,cr}$ – значення критичних напружень за (8). В [3] зазначається, що формула не є достатньо загальною та може давати деяку похибку при параметрах гофрування, відмінних від австрійських, через що рекомендується визначати критичні напруження числовими методами із застосуванням МСЕ. Критична перерізувальна сила при цьому становить

$$Q_{EN} = \chi_{EN} \frac{R_{yw}}{\sqrt{3}} h_w t_w, \quad (17)$$

де χ_{EN} – за (15).

Для обговорення отриманих результатів було проаналізовано ряд експериментальних даних з відкритих джерел [3, 6, 14], відомості про які наведені в таблицях 5 та 6. Критичні напруження в табл. 5 показані в пружній постановці.

При порівнянні результатів пропонованої методики з результатами методики Єврокоду 3, а також експериментальними даними (табл. 6) було виявлено, що значення критичних дотичних напружень у гофрованій стінці та понижувальних коефіцієнтів $1,0 > \chi > 0,8$, отриманих експериментально та наведених в таблиці 5, свідчать про пружно-пластичне випинання стінки практично в кожному наведеному випадку, бо, вважаючи відношення межі пропорційності до границі текучості $\sigma_e/\sigma_y = 0,8$ сталим та $\tau_e/\tau_y = 0,8$ [1], а

напруження на межі пропорційності $\tau_e = \frac{R_y \cdot 0,8}{\sqrt{3}} = 0,462 R_y$, можна показати,

що в наведених експериментах теоретичні критичні дотичні напруження $\tau_{g,cr}$ вищі за межу пропорційності, та при $\tau_e < \tau_{cr} < \tau_y$ мають коригуватися понижувальним коефіцієнтом за (14).

Таблиця 5

Джерело інформації	№ моделі	Довжина балки, м	Розміри моделі, мм	R_{yw} кН/см ²	Площа стінки $A_w = h_w t_w$ см ²	Гнучкість стінки $\lambda_{w=}$ h_w / t_w	Критичні дотичні напруження τ за (8) ₂ кН/см ²
[6]	1	1,5	WTA 500x200x10	30,0	10,0	250	109,83
	2	1,5	WTB 500x200x10	30,0	12,5	200	122,84
	3	1,5	WTB 750x220x12	30,0	18,75	300	54,60
	4	1,5	WTC 750x250x12	30,0	22,5	250	59,79
	5	2,0	WTB 1000x300x12	30,0	25,0	400	30,71
	6	2,0	WTC 1000x300x12	30,0	30,0	333	33,63
[3]	7		$t_w=2,1$ $h_w=1502$	22,5	31,542	715	12,46
	8		$t_w=2,1$ $h_w=1501$	22,5	31,152	715	12,46
	9		$t_w=2,1$ $h_w=1505$	22,5	31,605	717	12,46
[14]	10	1,9	$t_w=2,1$ $h_w=500$	31,1	10,5	238	121,18
	11	5,0	$t_w=2,5$ $h_w=500$	26,2	12,5	200	122,84
Розрахункові дані	12		WTB 1250x300x12	30,0	31,25	500	19,65
	13		WTC 1250x300x12	30,0	37,50	417	212,52
	14		WTB 1500x300x12	30,0	37,50	600	13,65
	15		WTC 1500x300x12	30,0	45,0	500	14,95

Примітки: 1. Маркування балок Zeman за товщиною стінки: WTA – 2,0 мм, WTB – 2,5 мм, WTC – 3,0 мм, інші розміри стосуються полиць.

Як найбільш достовірні для порівняння прийняті значення χ_{test} , які враховують всі особливості роботи реальної моделі і умови навантаження, проте не слід забувати про вплив залишкових напружень від зварювання і наклепу матеріалу стінки, геометричних недосконалостей форми тощо.

Аналіз таблиці 5 свідчить про збіг наших результатів з тими даними, що отримані не тільки в результаті експерименту, а й тими, що обчислені при моделюванні хвилястої стінки MCE (ANSYS). При цьому значення коефіцієнтів χ_{EN} за нормами Єврокоду 3 [2, 3] наближаються до експериментальних даних переважно в області невисоких гнучкостей стінки $\lambda_w \leq 500$ і є найвищими. Отримані теоретичні результати

підтверджені експериментальними даними та свідчать, що у більшості випадків при гнучкостях $\lambda_w \leq 700$ загальна втрата стійкості стінки при зсуві відбувається в пружно-пластичній стадії при напруженнях $\tau_{cr} > \tau_e$, що спричиняє необхідність використання редукованого значення $\tau_{g,cr}$ замість значення (8), наведеного в нормах проектування, а й про дещо завищені (на 5...10 % порівняно з експериментальними) значення понижувального коефіцієнта за нормами Єврокоду 3.

Таблиця 6

Джерело інформації	№ моделі	Дані про несучу спроможність (кН) та коефіцієнти стійкості при пружно-пластичному випинанні								
		експериментальні		розрахункові ANSYS		за нормами Єврокоду 3 [2, 3]		за обговорюваною методикою		
		Q_{test}	χ_{test}	Q_{FE}	χ_{FE}	Q_{EN}	$\chi_{g,EN}$	τ_{cr}^a кН/см ²	Q_{cal}	χ_{cal}
[6]	1	190,5	1,095	171,5	0,986	173,2	1,0	17,25	172,5	0,991
	2	238,5	1,097	215,5	0,991	216,5	1,0	17,27	215,9	0,992
	3	324,0	0,993	321,5	0,985	324,75	1,0	17,05	319,5	0,979
	4	388,5	0,992	383,0	0,978	387,70	1,0	17,09	384,5	0,982
	5	428,5	0,985	420,5	0,967	433,00	1,0	16,50	412,5	0,948
	6	494,0	0,946	504,0	0,966	519,60	1,0	16,62	498,5	0,955
[3]	7	370,0	0,893	–	–	398,57	0,972	11,128	351,0	0,853
	8	365,0	0,887	–	–	393,64	0,972	11,145	351,3	0,854
	9	353,0	0,856	–	–	399,36	0,972	11,144	352,2	0,854
[1 4]	10	180,0	0,949	–	–	188,48	1,0	17,88	187,74	0,991
	11	180,0	0,948	–	–	189,13	1,0	15,08	188,5	0,992
Розрахункові дані	12	–	–	–	–	541,25	1,0	15,40	481,25	0,885
	13	–	–	–	–	649,50	1,0	15,695	588,56	0,902
	14	–	–	–	–	550,78	0,848	13,77	516,37	0,751
	15	–	–	–	–	704,58	0,904	14,257	641,56	0,819

Наведені в таблиці результати експериментів є надзвичайно цікавими, бо дають можливість неупереджено оцінити отримані аналітичні результати, проте вони мають деякі вади. В моделях 1–6 розрахунковий опір сталі вказаний однаковою мірою для стінки і поясів і становить $R_y = 300$ МПа. Як показує практика, розрахунковий опір сталі в стінках і поясах завжди відрізняється внаслідок різниці товщин і марок сталі, що може певною мірою впливати на результати розрахунку. Необхідною також є більша точність визначення товщини поясів, які, як правило, мають відхилення від номінальних згідно з допусками за стандартами прокату. На це явно вказують товщини стінок і механічні характеристики в моделях 7–11.

Збіг між експериментальними і обчисленими за обговорюваною методикою значеннями критичних напружень настільки задовільний, наскільки можна очікувати від досліджень, в яких значення критичних

напружень лежать вище межі пропорційності σ_e . Деяку розбіжність результатів можна пояснити відмінністю реальних значень товщини елементів та характеристик сталі моделей від номінальних, що, як правило, не збігаються.

Висновки

Отримане рішення для визначення нормальних і дотичних критичних напружень за формулами (5, 12) є досить зручним і дозволяє за відомими механічними характеристиками сталі σ_e та σ_y , а також геометричними розмірами перерізу визначати аналітичним методом критичні напруження місцевої втрати стійкості в елементах перерізу в області пружно-пластичних деформацій. Приймаючи до уваги досить суттєві припущення стосовно того, що хвиляста стінка типу оболонки замінюється ортотропною плитою та аналізується в області пружно-пластичної роботи, отримані результати досить точно збігаються з результатами експериментальних досліджень та відрізняються від останніх такою ж мірою, як і отримані при розрахунку методом скінченних елементів ПК LIRA та ANSYS. Це дозволяє вважати метод ефективним та рекомендувати його для впровадження в практику проектування.

Значення критичних дотичних напружень за методикою Єврокоду 3 не завжди підтверджуються експериментальними дослідженнями [6] та є дещо завищеними (див. табл. 6), що є додатковою підставою для виконання перевірки стійкості стінки за (7) з урахуванням критичних напружень при пружно-пластичній роботі за (12).

Застосування пропонованого методу для розрахунку полиць, разом з урахуванням защемлення полиці хвилястою стінкою, дозволяє приймати полиці за (6) ширшими та з вищими значеннями гнучкості, ніж це пропонують чинні норми проектування.

Література

- [1] Сталеві конструкції. Норми проектування : ДБН В.2.6-198:2014 – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України Київ, 2014. – 199 с. – (Державні будівельні норми України).
- [2] Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-5. Пластинчасті конструктивні елементи (EN 1993-1-5:2006, IDT) : ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5:2012 : проект / ТОВ «Український інститут сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського», ТК 301 «Металобудівництво». – Електронні дані. – К. : «НОРМАТИВ™ PRO». – (Нормативно-правове забезпечення діяльності проектних і будівельних організацій України).

- [3] Johansson B. Commentary and worked examples to EN 1993-1-5 Plated Structural Elements / [B. Johansson, R. Maquoi, G. Seldasek, C. Muller, D. Beg] // JRS Scientific and Technical Reports. – 2007. – P.152–167.
- [4] Лазнюк М. В. Балки з поперечно гофрованою тонкою стінкою при дії статичного навантаження : дисертація...канд.. техн.. наук / М. В. Лазнюк. – Київ, 2006. – 181 с.
- [5] Лукин А. О. Определение прогибов балок с гофрированной стенкой с учетом сдвиговых деформаций [Электронный ресурс] / А. О. Лукин // Инженерный вестник Дона : Электронный научный журнал. – 2013. – Вып. 1 (24), Том 24, Режим доступа: <http://www.ivdon.ru/magazine/archive/n1y2013/1496>. – Название с экрана.
- [6] Guo Yanlin. Flange buckling behavior of the H-shaped member with sinusoidal webs / [Guo Yanlin, Zhang Qing-lin, Szkola, W., Hofer, A.] // Thin-walled structures : recent innovations and developments : proceedings of the Fifth International Conference on Thin-Walled Structures held in Gold Coast, Australia, 18-20 June 2008 [2 Vols.]. – 8 p.
- [7] Степаненко А. Н. Прочность и устойчивость конструкций из двутавра с волнистой стенкой : диссертация... доктора технических наук / А. Н. Степаненко. – Хабаровск, 2001. – 234 с.
- [8] Блейх Ф. Устойчивость металлических конструкций / Ф. Блейх. – М. : Физматгиз, 1959. – 544 с.
- [9] Балки двутавровые гофрированные облегченные (гофро-балки) : ТУ У В.2.6-28.1-30653953-007:2007) : Рекомендации по проектированию [Электронный ресурс] / СМК «Металлист», – Харьков, 2013. – Режим доступа: http://smk.com.ua/assets/files/rekomendacii_po_proektirovaniyu_gofro-balok_2013.pdf – Название с экрана.
- [10] Нілова Т. О. До розрахунку на міцність сталевих двотаврових елементів з поперечно гофрованою стінкою при складному напруженому стані / Т. О. Нілова // Ресурсоекономічні матеріали, конструкції, будівлі і споруди : зб. наук. праць, Національний університет водного господарства та природокористування. Вип. 25 – Рівне, 2013 — С. 360–369.
- [11] Лавріненко Л. І. Резерви несучої здатності та застосування профілів з поперечно гофрованими стінками в легких металевих конструкціях / Л. І. Лавріненко, М. В. Лазнюк, Т. О. Нілова // Матеріали II Міжнародної науково-практичної конференції, Маріуполь, 2011. – К. : Сталь, 2011.– С.77–81.
- [12] Нілова Т. О. Місцева стійкість поясів двотаврів з поперечно-гофрованою стінкою з урахуванням фізичної і геометричної не лінійності / Т. О. Нілова // Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій ім. В.М. Шимановського. Випуск 14. – Київ : Видавництво «Сталь», 2014. —С. 59–69.

- [13] Нілов О. О. Експериментальні дослідження роботи сталевих двотаврових тонкостінних балок з поперечно гофрованими стінками / [О. О. Нілов, Т. О. Білопуп, Т. О. Нілова, М. В. Лазнюк] // Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій ім. В.М. Шимановського; Випуск 15. – Київ : Видавництво «Сталь», 2014. — С. 62–70.
- [14] Zum Einfluß der Interaktion von Biegemoment und Querkraft auf das Tragverhalten von Wellstegtragern / К. Kuchta // Stahlbau. – 2006. – V.75, № 7. — S. 573–577.

Надійшла до редколегії 04.11.2016 р.