

УДК 624.014

Експериментальні дослідження роботи сталевих двотаврових тонкостінних балок з поперечно-гофрованими стінками

¹Нілов О.О., к.т.н., ¹Білопуп Т.О., ¹Нілова Т.О., к.т.н.,
²Лазнюк М.В., к.т.н.

¹Київський національний університет будівництва і архітектури, Україна
²ТОВ «ПЕМ Україна» (Zeman Group), Україна

Анотація. Викладаються результати експериментального дослідження місцевої стійкості поясів фізичних моделей балок з поперечно-гофрованими стінками. Експериментальні результати порівнюються з теоретичними розрахунками місцевої стійкості поясів у припущенні жорсткого поєднання їх зі стінкою. Розрахунок ведеться з урахуванням фізичної нелінійності роботи сталі аналітичним методом.

Аннотация. Излагаются результаты экспериментального исследования местной устойчивости поясов физических моделей балок с поперечно-гофрированными стенками. Экспериментальные результаты сравниваются с теоретическими расчетами местной устойчивости поясов в допущении жесткого соединения их со стенкой. Расчет ведется с учетом физической нелинейности работы стали аналитическим методом.

Abstract. The results of experimental investigation concerning flange local stability of physical models of beams with transversely corrugated webs are stated. Experimental results are compared with theoretical calculations of flanges local stability with assumption of their rigid connection with the web. The calculation is based on analytical method considering the physical nonlinearity of steel.

Ключові слова: місцева стійкість поясів, жорстке поєднання поясів зі стінкою, врахування фізичної нелінійності.

Актуальність роботи. Сталеві конструкції з двотаврових елементів з поперечно-гофрованими стінками завдяки їх економічності і високій технологічності виготовлення набувають щодамі більшого поширення в практиці будівництва. В Україні вже працюють два заводи, що виготовляють сталеві двотаврові елементи з поперечно-гофрованими стінками (далі елементи ПГС) за технологією австрійської фірми «Zeman».

На сьогодні достатньо глибоко розроблена теорія розрахунку згинних елементів ПГС на міцність, а їх стінок – на загальну стійкість при дії рівномірно розподіленого навантаження. Ці методи підтверджені численними експериментальними дослідженнями і закладені в сучасні норми проектування конструкцій [1, 2]. Разом з тим, значно менше уваги було приділено питанню розрахунку місцевої стійкості поясів, що жорстко сполучуються з гофрованою стінкою. За нашою думкою, це питання вкрай

недостатньо висвітлено в нормативних документах [1, 2]. Досить мала увага цьому питанню приділялася і в експериментальних дослідженнях. Так, в експериментальних роботах досліджувалися моделі з невеликою гнучкістю звису поясу (b_{ef}/t_f), при якій місцева стійкість поясів буде завідомо забезпечена і у випадку плоскої стінки.

Загальним недоліком всіх відомих авторам робіт з розрахунку поясів гофрованих елементів є неврахування впливу жорсткості гофрованої стінки на стійкість поясів. Пояси розглядалися як такі, що шарнірно поєднуються зі стінкою, а форми випинання поясів призначалися залежно від параметрів гофрування. Разом з тим відомо, що довжина півхвиль випинання поясів не співпадає з параметрами гофрування і, як правило, значно більше довжини півхвилі гофрів.

В роботі [3] наведені результати дослідження місцевої стійкості поясів в елементах ПГС за методом скінченних елементів (МСЕ) з одночасним урахуванням геометричної нелінійності поведінки конструкції і фізичної нелінійності роботи сталі з використанням ПК ANSYS. Проте отримані результати граничних відношень b_{ef}/t_f виявилися заниженими, що пояснюється невдало прийнятою діаграмою роботи сталі $\sigma-\varepsilon$. Разом з тим у роботі [4] була вказана думка, що відношення b_{ef}/t_f можливо довести до 20 для маловуглецевої сталі.

В роботі [5] був запропонований аналітичний метод визначення критичних напружень втрати місцевої стійкості поясів σ_{cr}^a за умови їх жорсткого сполучення з гофрованою стінкою з урахуванням фізичної нелінійності роботи сталі. Порівняння результатів за аналітичним методом з результатами розрахунку за МСЕ з урахуванням геометричної і фізичної нелінійності [6] дозволяє зробити висновок про надійність аналітичного методу при визначенні критичних напружень для достатньо товстих стінок з гнучкістю $\lambda_w = h_w/t_w$, що не перевищує 500, і поясів з $b_f < 400$ мм. Отримані результати дозволяють зробити висновок, що гнучкість звису поясу $\lambda_{ef} = b_{ef}/t_f$ може бути збільшена порівняно з нормативними вимогами $\lambda_{ef} \leq 0,5\sqrt{E/R_y}$ [2].

Мета роботи. В даній роботі викладаються і порівнюються результати експериментальних досліджень і чисельних розрахунків за аналітичним методом на моделях балок з гофрованими стінками, виготовленими 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. 1). Параметри синусоїдних гофрів за сортаментом «Zeman» – довжина хвилі $m = 155$ мм і висота хвилі $f = 40$ мм.

Номінальна товщина всіх поясів за сортаментом становить 8 мм, а ширина поясів – 300, 320 і 340 мм. Таким чином, відношення ширини звису поясів від осі поясу до його товщини становило

$b_{ef}/t_f = 18,75; 20,0; 21,25$.

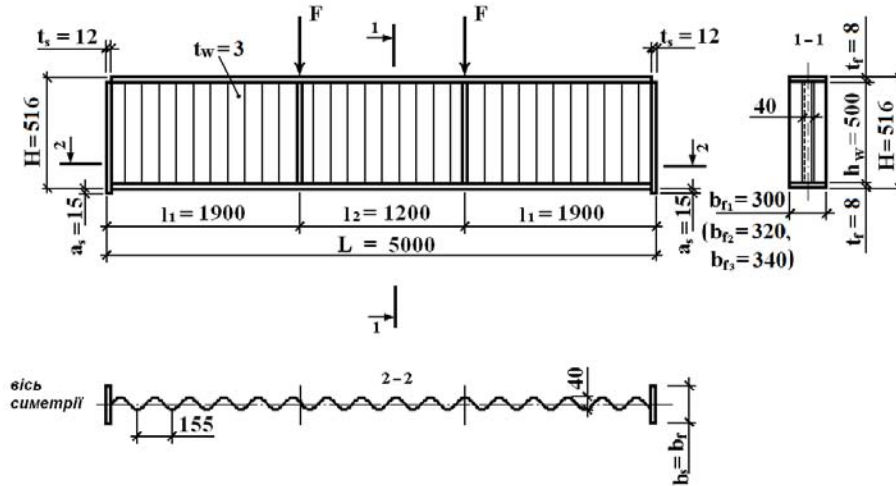


Рис. 1. Загальна схема навантаження балок

Моделі завантажувалися двома зосередженими силами, які прикладалися на відстані 1,9 м від опор. Під зосередженими силами були встановлені ребра жорсткості для запобігання місцевій втраті стійкості стінок.

Для забезпечення високої точності розрахунку були виготовлені і досліджені на розтяг стандартні зразки за ГОСТ 1497–84 «Металлы. Методы испытаний на растяжения» з усіх елементів поперечного перерізу – стінок і полиць. Тут і надалі встановлені експериментально товщини сталі будемо називати реальними і додатково позначати зірочкою (*) – t_f^* , t_w^* . Границя текучості елементів різних моделей R_{yf} і R_{yw} виявилася неоднозначною, з сильним розкидом, що суттєво впливає на несучу здатність досліджуваних моделей (табл. 1).

Для проведення експериментального дослідження балок з гофрованою стінкою був сконструйований і виготовлений універсальний стенд, який дозволяє створювати навантаження у будь який кількості точок за допомогою домкратів.

Розкріплення верхнього стиснутого поясу балки для запобігання його загальній втраті стійкості відносно поздовжньої осі здійснюється розпорками, які розташовуються на необхідних відстанях 1,85 м від опор і не впливають на вертикальні переміщення (рис. 2).

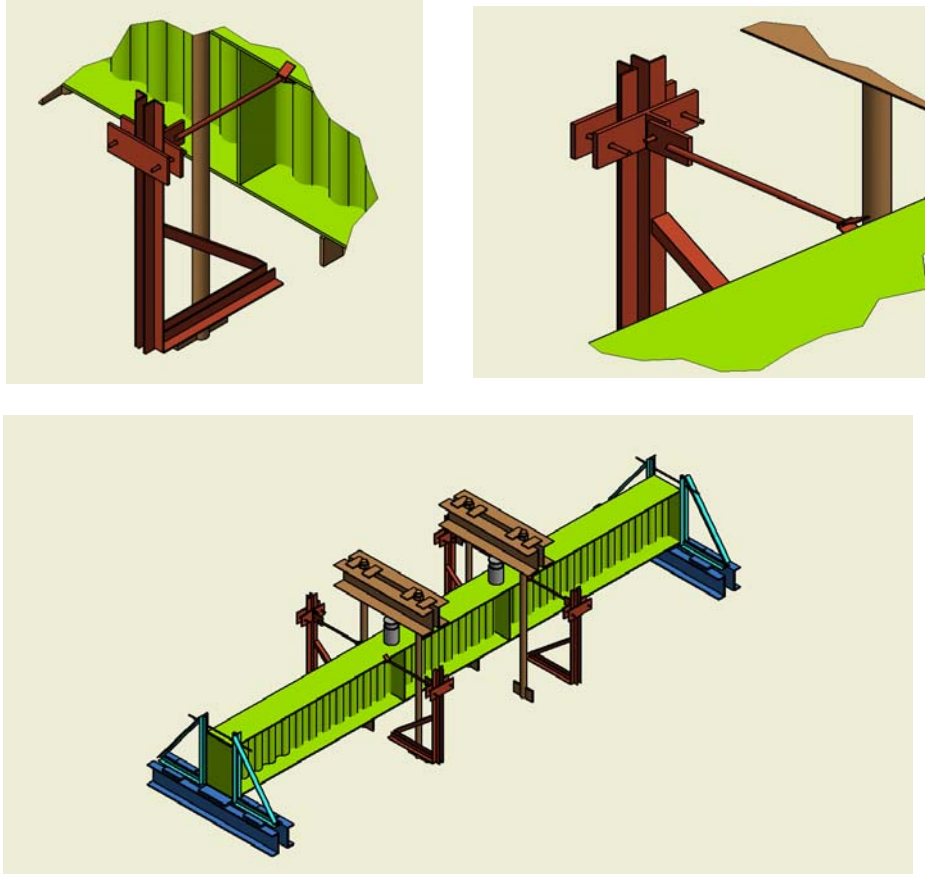


Рис. 2. Розкріплення верхнього стиснутого поясу балки

Навантаження здійснювалося домкратами $Q=25$ т, а контроль величини зусилля проводився механічним зразковим динамометром. Загальний вигляд балки під навантаженням наведено на рис. 3.



Рис. 3. Загальний вигляд балки під навантаженням

Навантаження балок проводилось ступенями по 2,5 т за умови роботи сталі в межах пружних деформацій ($\sigma \leq \sigma_e = 0,8\sigma_y$), а після досягнення границі пропорційності σ_{ef} – з інтервалом 0,25 т.

На кожному етапі навантаження прогиномірами визначався прогин в середині балки по довжині.

Таблиця 1

Геометричні розміри і механічні властивості елементів перерізу

Умовні позначення	Розмірність	Моделі		
		Б1	Б2	Б3
$b_f \times t_f$	мм	300 × 8	320 × 8	340 × 8
$h_w \times t_w$	мм	500 × 3	500 × 3	500 × 3
t_f^*	мм	7,57	7,80	7,75
t_w^*	мм	3,17	3,12	3,17
b_{ef}/t_f		18,75	20,00	21,25
b_{ef}/t_f^*		19,815	20,513	21,935
R_{vf}	МПа	29,39	27,53	28,70
R_{vw}	МПа	29,65	26,40	26,27
σ_{ef}	МПа	23,51	22,02	22,96
σ_{ew}	МПа	23,72	21,12	21,02
A_f^*	см ²	22,71	24,96	26,35

Теоретичні значення критичних напружень втрати стійкості поясів визначалися за методикою роботи [5]:

$$\sigma_{cr}^a = \frac{DR_y}{1+D}, \quad (1)$$

в якій $D = c^2 / 0,16 R_y^2$; тут

$$c = \frac{\sigma_{cr}^a}{\sqrt{\tau}} = k_{cr}^a \cdot \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_f}{b_{ef}} \right)^2; \quad \tau = \frac{E_t}{E}, \quad \text{де } E_t - \text{дотичний модуль, } E - \text{модуль пружності.}$$

Коефіцієнт критичних напружень k_{cr}^a визначається залежно від коефіцієнта защемлення полиці стінкою, який пропонується визначати як відношення лінійних моментів інерції полиці і стінки:

$$\xi = 4 \frac{h_w}{b_f} \left(\frac{t_f}{t_{eq.w}} \right)^3$$

за табл. 2 роботи [5].

Залежність $\sigma - \varepsilon$ для сталі поясів прийнята за квадратною параболою згідно з [7].

Результати порівняння експериментальних напружень втрати стійкості σ_{cr}^F і σ_{cr}^{F*} з теоретичними σ_{cr}^a і σ_{cr}^{a*} наведені в табл. 2.

Результати таблиці свідчать, що експериментальні критичні напруження σ_{cr}^F у всіх моделях менше від теоретичних σ_{cr}^a . Це пояснюється тим, що поведінка реальної фізичної моделі відображає її роботу з урахуванням певних геометричних недосконалостей, властивостей сталі, точності прикладення навантаження. Трохи більшими виявились експериментальні критичні напруження σ_{cr}^{F*} , що пояснюється зменшенням реальної площі поясів порівняно з номінальною. В той же час теоретичні критичні напруження при реальних товщинах σ_{cr}^{a*} зменшились порівняно з σ_{cr}^a . Це зумовлено тим, що зменшення t_f і одночасне збільшення t_w певною мірою зменшує коефіцієнт защемлення ξ і, таким чином, збільшує коефіцієнт критичних напружень k_{cr}^a , одночасно збільшується гнучкість звису поясу λ_{ef} .

Таблиця 2

Умовні позначення	Розмірність	Моделі		
		Б1	Б2	Б3
F_{cr}	кН	170,0	177,5	190,0
σ_{cr}^F	кН/см ²	26,49	25,93	26,13
σ_{cr}^{F*}	кН/см ²	27,948	26,60	26,969
σ_{cr}^a	кН/см ²	27,98	26,04	26,67
σ_{cr}^{a*}	кН/см ²	27,747	25,98	26,51
k_F		0,9	0,94	0,91
k_F^*		0,951	0,966	0,940
k_a		0,952	0,946	0,929
k_a^*		0,944	0,944	0,924

Відхилення експериментальних критичних напружень σ_{cr}^F від теоретичних σ_{cr}^a не перевищує 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. 4).



Рис. 4. Випинання верхнього поясу балки Б3

Максимальні значення абсолютних і відносних прогинів балок наведені в табл. 3.

Таблиця 3

Моделі	Б1	Б2	Б3
f_{max} , мм	22,71	20,58	19,8
f_{max} / l	1/220	1/243	1/253

Графіки залежності прогину від діючого навантаження свідчать, що після виникнення пружно–пластичних деформацій графік залежності $f-F$ стає нелінійним (рис.5).

Прогини балок Б1 і Б2 дещо перевищують нормативні значення $f_u = l/250$ для балок при статичному навантаженні, однак враховуючи, що в реальних конструкціях прогини визначаються за умови пружної роботи сталі від експлуатаційних навантажень, які менші від розрахункових, то і прогини будуть значно меншими.

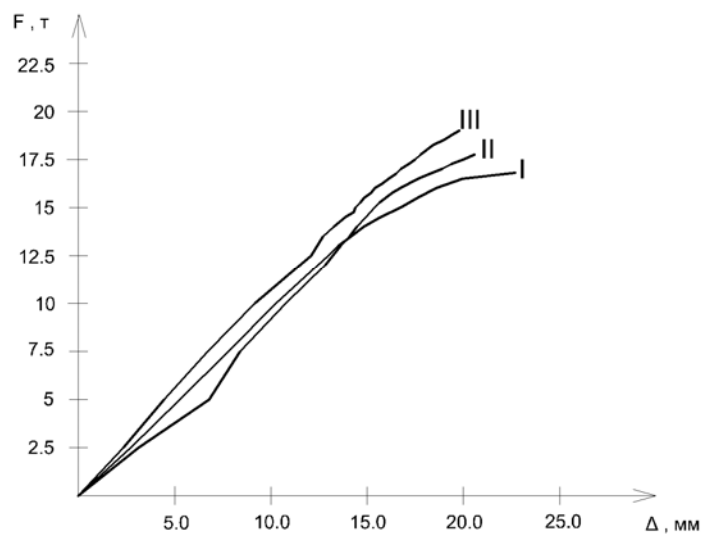


Рис. 5. Графіки залежності прогину від діючого навантаження
I – 300×8 мм; II – 320×8 мм; III – 340×8 мм

Висновки

Отримані результати дозволяють дійти висновку, що теоретичні значення критичних напружень місцевої втрати стійкості поясів за аналітичною теорією з достатньою точністю підтверджуються результатами експериментальних досліджень. Це відкриває можливість визначити при проектуванні уточнені параметри поясів b_f і t_f в конкретних випадках.

Література

- [1] Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings : EN 1993-1-1:2005. – Brussels : CEN–CENELEC Management Centre, 2005. – 103 p. – (European Standard)
- [2] Сталеві конструкції. Норми проектування : ДБН В.2.6-198:2014 – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України Київ, 2015. – 219 с. – (Конструкції будівель і споруд. Державні будівельні норми України).
- [3] Kuchta K. Wavy Corrugated Web Stiffness Influence on Plate Girders Flange Local Stability / Krzysztof Kuchta // Design, Fabrication and Economy of Metal Structures. International Conference : proceedings (Miskolc, Hungary, April 24-26, 2013). – Berlin-Heidelberg : Springer-Verlag, 2013.– P.205–210.
- [4] Guo Yan-lin. Flange buckling behavior of the H-shaped member with sinusoidal webs / [Guo Yan-lin, Zhang Qing-lin, Siokola W., Hofer A.] // Fifth International Conference on Thin-Walled Structures. – Brisbane, Australia, 2008.
- [5] Нілова Т. О. Аналітичний метод розрахунку на місцеву стійкість поясів елементів з поперечно-гофрованими стінками / Т. О. Нілова // Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій ім. В.М. Шимановського. Випуск 13. – Київ : Видавництво «Сталь», 2014. – С. 68–75.
- [6] Нілова Т. О. Місцева стійкість поясів двотаврів з поперечно-гофрованою стінкою з урахуванням фізичної і геометричної нелінійності / Т. О. Нілова // Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій ім. В.М. Шимановського. Випуск 14. – Київ : Видавництво «Сталь», 2014. – С. 59–69.
- [7] Блейх Ф. Устойчивость металлических конструкций / Ф. Блейх. — М. : Физматгиз, 1959. – 544 с.

Надійшла до редколегії 7.06.2015 р.