

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ МІЦНОСТІ ТА ДЕФОРМАТИВНОСТІ СТАЛЕВИХ ПРОФІЛЬОВАНИХ НАСТИЛІВ

к.т.н., доцент Семко В.О., к.т.н., доцент Складенко С.О., аспірант Прохоренко Д.А. (Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка)

Associate Prof. V. Semko, PhD, Associate Prof. S. Sklyarenko, PhD, postgraduate student D. Prokhorenko (Poltava Yuri Kondratyuk National Technical University)

Постановка проблеми у загальному вигляді. Сталеві профільовані настили давно та з успіхом застосовуються при зведенні будівель та споруд як цивільного, так і промислового призначення. Даний конструктивний матеріал добре зарекомендував себе у якості стінового огороження, несучих елементів покриттів та перекриттів, незнімної опалубки тощо. Але при застосуванні сталевих профнастилів проектувальники стикаються із проблемами відсутності нормативних методик їх розрахунку та випробування.

Аналіз стану питання. Питання проектування холодноформованих сталевих конструкцій, до яких відносяться і профільовані настили, відображено в нормах Eurocode [7] та AISI [6]. Вітчизняні ж норми проектування [1-3] не дають змоги розраховувати будь-які тонкостінні холодноформовані конструкції. У зв'язку з очікуваною гармонізацією вітчизняних норм із Єврокодами, ми вважаємо доцільним орієнтуватись при розрахунку таких конструкцій на [7]. У нормативі [7] детально описана також методика випробування сталевих профільованих настилів на згин, дію поперечного зусилля та комбінацію цих навантажень.

Експериментально-теоретичним дослідженням напружено-деформованого стану тонкостінних сталевих елементів, у тому числі профільованих настилів, присвячували увагу багато науковців [4, 5, 8].

Виділення не розв'язаних раніше частин загальної проблеми. Основним нерозв'язаним питанням залишається проблема визначення несучої здатності та деформативності профільованого листа. У зв'язку з відсутністю нормативної методики обчислення ефективних характеристик перерізу, на сьогодні проектувальник може орієнтуватись лише на таблиці навантажень, визначені виробниками

профлиста. При цьому ступінь відповідності та шлях отримання таких значень, як і відповідальність за такий розрахунок, залишаються відкритими питаннями. Створення ж єдиного сортаменту профілів із відомими геометричними характеристиками перерізу, що враховували б ефекти втрати локальної стійкості тонкостінних елементів за різними формами, на сьогодні навряд чи можливе з огляду на характерну «гнучкість» технології виготовлення профілів, через яку кожен виробник має власний сортамент профілів, часто унікального перерізу. Згідно Єврокод [7], одним із шляхів вирішення даної проблеми є визначення несучої здатності та деформативності профнастилу експериментальним шляхом.

Метою даної статті є експериментальне дослідження особливостей роботи сталевих профільованих настилів за різними схемами навантаження за методикою [7].

Виклад основного матеріалу. Робота виконана шляхом експериментального визначення несучої здатності та деформативності сталевих профільованих настилів та визначення особливостей їх роботи.

Для вирішення поставленої задачі були виготовлені вісімнадцять зразків настилів шести серій: 1P, 2P (рис. 1,а), 3P – зразки при положенні листа широкими полицками вгору («позитив») та 1N, 2N (рис. 1,б), 3N – зразки із вузькими полицками догори («негатив»). Цифра в позначенні серії означає кількість прольотів нерозрізного листа, всі прольоти склали по 3000 мм. Для кожної серії було виготовлено по три зразки з висотою гофрів 57 мм та номінальною товщиною металу 0,7 мм.

Методика випробування. Рівномірно розподілене по площі настилу навантаження моделювалось лінійними навантаженнями. Відстань між поперечними лініями прикладання навантаження прийнята 300 мм (менше 1/4 прольоту зразка), від крайніх ліній до опор – 175 мм (менше 1/8 прольоту).



Рисунок 1. Загальний вигляд експериментальних зразків:
а) серії 2P до випробування; б) серії 2N після випробування

Згідно з методикою [7], для попередження розгортання гофрів листа його кромки можуть з'єднуватись поперечними сталевими полосами. Однак попередні випробування контрольних зразків із використанням таких заходів та без них показали відсутність значимих розбіжностей результатів, тому такий захід вирішено було не використовувати.

Навантаження прикладалось до нижніх полицок зразків через дерев'яні бруски шириною, що становили близько 1,4 висоти хвилі настилу (≈ 100 мм) та висотою більше висоти зразка. Бруски однієї лінії об'єднувались дошкою відповідної ширини, яка завантажувалась керамічною цеглою.

Напряму дії навантаження залишався перпендикулярним початковому положенню настилу протягом усього випробування. При цьому досвід виконання досліджень показав, що прикладання навантаження до верхніх полиць листа через поперечно розташовані дошки (без брусків) не призводить до значимих змін результатів.

Для запобігання впливу розкріплення настилу від повороту в районі опор, останні потрібно виконувати у вигляді шарнірів. Для запобігання деформаціям стінок листів в результаті зминання їх на опорах, передача опорних зусиль повинна відбуватись через сталеві пластини значної жорсткості, довжиною рівні ширині листа, а шириною еквівалентні висоті хвилі зразка. Край зразка повинен заводитись за крайні опори на відстань, більшу ніж висота хвилі профілю.

Завантаження проводилось декількома етапами, рівними частками, що не перевищували 20% від величини розрахункового граничного навантаження, з інтервалами витримки 15-20 хвилин на кожному з проміжних етапів.

Прогини зразків у площині дії навантаження фіксувались посередині прольотів та на опорах прогиномірами ПАО-6 із точністю виміру 0,01 мм. При завантаженні зразків фіксувались контрольні прогини, рівні 1/300, 1/200 та 1/150 прольоту, після чого зразки доводились до руйнування. Після прикладення 80% від очікуваного граничного навантаження подальше навантажування здійснювалось зі зменшеними в 2-3 рази прирощеннями навантаження.

Випробування проводились до розвитку пластичних деформацій та обрушення зразків на страхувальні опори, тому зняття відліків після зняття навантаження не проводилось.

Результати дослідження. Аналіз отриманих графіків залежностей прогинів в прольотах зразків від навантаження дозволяє говорити про пружний лінійний характер роботи елементів на

початкових та середніх рівнях завантаження. При цьому, починаючи зі ступенів навантаження у 50-70 відсотків від граничного, стиснуті складові частини перерізу почали втрачати локальну стійкість. Спершу відбувалась втрата стійкості кромки листів на відстані в 1/3 від опор для однопролітних зразків та в районі середніх опор – для багатопролітних. Також, для зразків у положенні «негатив» мало місце явище «розгортання» гофрів листа (рис. 2,а). На середніх опорах нерозрізних профілів було помітно продавлювання стінок зразків в результаті впливу поперечної опорної реакції (рис. 2,б).

Втрата несучої здатності зразків відбувалась внаслідок розвитку локальних деформацій стиснутих елементів, що втратили місцеву стійкість із одночасною втратою стійкості стиснутих частин стінок та кромки листів, та подальшого змінання елементів гофрів (рис. 3).

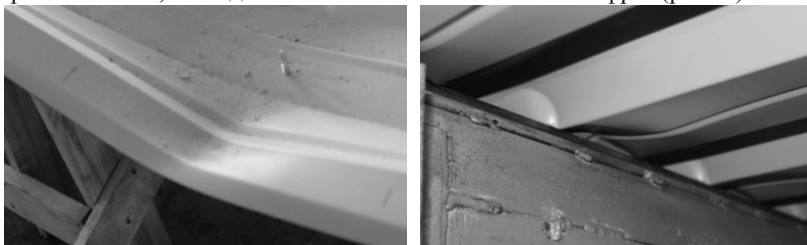


Рисунок 2. «Розгортання» гофрів (а) та продавлювання зі згином на опорі (б)

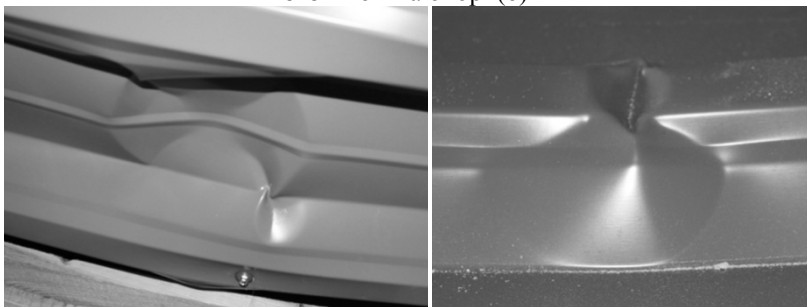


Рисунок 3. Змінання гофрів у результаті втрати місцевої стійкості: а) «позитив»; б) «негатив»

Однопролітні зразки руйнувались в прольотах, двопролітні – внаслідок змінання на проміжній опорі з подальшим руйнуванням в прольотах (див. рис. 1,б), а трипролітні – через змінання на середніх опорах із майже одночасним змінанням в крайніх прольотах.

У цілому, характер розвитку пластичних деформацій та змінання плоских частин перерізу профілю для зразків різних серій

був подібним для всіх профілів «позитив» та всіх «негатив». Слід виділити також зразки серії «2Р», які втрачали несучу здатність до досягнення контрольних прогинів у 1/150 прольоту.

Таблиця 1 – Граничні навантаження для контрольних прогинів та руйнуюче експериментальне навантаження

Зразок	Граничне навантаження			
	для прогинів, кН/м ²			руйнуюче кН/м ²
	1/300	1/200	1/150	
1P-1	0,626	0,964	1,221	2,197
1P-2	0,636	0,971	1,136	2,382
1P-3	0,735	1,074	1,244	2,460
1N-1	0,547	0,809	1,074	2,359
1N-2	0,541	0,742	1,119	2,479
1N-3	0,611	0,915	1,165	2,221
2P-1	1,110	1,729	-	2,626
2P-2	1,434	2,252	-	3,071
2P-3	1,463	2,206	-	3,065
2N-1	1,301	1,959	2,499	2,838
2N-2	1,217	1,908	2,496	2,838
2N-3	1,195	1,732	2,190	2,622
3P-1	0,924	1,410	1,828	2,570
3P-2	1,171	1,693	2,335	2,915
3P-3	1,149	1,467	2,022	2,520
3N-1	1,022	1,539	2,053	2,950
3N-2	1,054	1,584	2,045	2,963
3N-3	1,016	1,552	2,016	2,915

Максимальна розбіжність результатів випробувань по групах склала для зразків серій «Р» 32% по прогинах та 17% за несучою здатністю, а для зразків серій «N» – 23% та 12% відповідно. В середньому для всіх зразків, відхилення результатів у групах склало 8%.

При аналізі отриманих даних було помічено, що значення навантаження при контрольних прогинах майже завжди суттєво (до 49%) менші, ніж за даними виробника. В той же час, за критерієм міцності всі випробувані профілі відповідають заявленим значенням, запаси несучої здатності відносно каталогів навантажень становлять від 1 до 48% (в середньому – 21%).

В результаті проведеної роботи можна зробити наступні **висновки:**

- методику випробувань, наведену в Єврокод [7], автори вважають найбільш доцільним брати за основу для експериментальних досліджень міцності та деформативності сталевих профільованих листів. При цьому, для даної методики потрібно вирішити низку задач, як-то розробка більш зручних методів завантаження зразків та шляхів урахування сумісної роботи групи листів у складі конструкції;

- орієнтація проектувальників на каталоги навантажень виробників чи інші дані при підборі перерізів чи перевірки міцності та/або деформативності профнастилів є допустимою лише в тих випадках, коли такі дані отримані на основі лабораторних випробувань.

Список літератури:

1. ДБН В.2.6-163:2010 Конструкції будівель і споруд. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу. – К. : Мінрегіонбуд, 2010. – 220 с.

2. ДСТУ Б В.2.6-9:2008. Конструкції будинків і споруд. Профілі сталеві листові гнуті з трапецієподібними гофрами для будівництва. Технічні умови.

3. ДСТУ – Н Б В.2.6-87-2009. Настанова з проектування конструкцій будинків із застосуванням сталевих тонкостінних профілів. –К.: НДІБК, 2009. – 55 с.

4. Нужний В. В. Визначення геометричних характеристик профільованих листів / В. В. Нужний // Современные строительные конструкции из металла и древесины: сб. науч. тр. – Одесса : ООО «Внешрекламсервис», 2005. – С. 145 – 150.

5. Yu W.-W. Cold-formed steel design: fourth edition / Wei-Wen Yu, R. A. LaBoube. – New York : John Wiley & Sons Inc., 2010. – 491 p.

6. AISI S100-2007. North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members. – Washington : American Iron and Steel Institute, 2007. – 198 p.

7. EN 1993-1-3:2006. Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-3: General rules. Supplementary rules for cold-formed members and sheeting. – Brussels : CEN, 2006. – 134 p.

8. Joó A.L. Analysis and design of cold-formed thin-walled roof structures: PhD Dissertation. – Budapest : Budapest University of Technology and Economics, 2009. – 107p.