МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ЦЕНТРАЛЬНОУКРАЇНСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
Центр заочної та дистанційної освіти
Кафедра будівельних, дорожніх машин і будівництва

Допустити до захисту
Завідувач кафедри БДМБ
д-р техн. наук, професор
_____ В. Яцун
«____» _____ 2026 р.

Кваліфікаційна магістерська робота

на тему:

«Удосконалення інженерної методики розрахунку просторової стійкості елементів сталевих тонкостінних конструкцій»

Керівник роботи: доцент
_____ Г. Портнов

Консультант з охорони праці:
доцент _____ В. Дарієнко

Виконав студент гр. БІ-25мз,
спеціальності G19 Будівництво та цивільна інженерія
_____ О. Сергієнко

Кр

Підписано КЕП
Центральноукраїнський національний технічний університет
Сергієнко Олександр Олександрович
Сертифікат: 514B5C86A1E5DA110400000052D937000482FD05
Дійсний з 28.07.2026 19:06:07 по 28.07.2027 19:06:06

ЦЕНТРАЛЬНОУКРАЇНСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Інститут, факультет, відділення: ЦЗДО
Кафедра будівельних, дорожніх машин і будівництва
Освітній ступінь: магістр
Спеціальність: G19 «Будівництво та цивільна інженерія»

ЗАТВЕРДЖУЮ
Завідувач кафедри БДМБ,
д.т.н., проф. _____ Яцун В.В.
«____» _____ 2026 р.

ЗАВДАННЯ

на кваліфікаційну магістерську роботу студентові
Сергієнку Олександру Олександровичу

1. Тема роботи: «Удосконалення інженерної методики розрахунку просторової стійкості елементів сталевих тонкостінних конструкцій»
керівник роботи: Портнов Г.Д., доцент
затверджені наказом вищого навчального закладу від “10” 08 2026 року № 25-13
2. Строк подання студентом проекту (роботи) 25.11.2027 р.
3. Вихідні дані до роботи: ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3:2012, AISI S100-16; профілі С100…200×50×15 завтовшки 1,0…2,0 мм зі сталі S350GD; стійка стінового каркаса двоповерхового житлового будинку в м. Кропивницькому висотою 2,8 м з кроком 0,6 м.
4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити): вступ; аналіз стану питання та постановка задач дослідження; дослідження пружної стійкості профілів методом скінченних смуг; порівняльний аналіз несучої здатності стиснутих елементів; інженерна методика розрахунку та приклад її застосування; охорона праці; загальні висновки; general conclusions; список використаних джерел.
5. Перелік графічного матеріалу: мультимедійна презентація (25 слайдів).

6. Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Розділ 1	Портнов Г.Д., доцент		
Розділ 2	Портнов Г.Д., доцент		
Розділ 3	Портнов Г.Д., доцент		
Розділ 4	Портнов Г.Д., доцент		
Охорона праці	Дарієнко В.В., доцент		

7. Дата видачі завдання: 10.08.2026 р.

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів кваліфікаційної роботи	Строк виконання етапів	Примітка
1	Аналіз літературних і нормативних джерел, розділ 1	01.09–25.09.2026	
2	Розробка та верифікація програми МСС, розділ 2	26.09–15.10.2026	
3	Порівняльний аналіз несучої здатності, розділ 3	16.10–05.11.2026	
4	Інженерна методика та приклад, розділ 4	06.11–20.11.2026	
5	Розділ «Охорона праці»	21.11–30.11.2026	
6	Оформлення записки, презентації, перевірка на академічний плагіат	до 15.11.2027	
7	Подання роботи на кафедру	25.11.2027	

Студент _____ О. Сергієнко

Керівник роботи _____ Г. Портнов

ВІДОМІСТЬ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ МАГІСТЕРСЬКОЇ РОБОТИ

Формат	Зона	Поз.	Позначення	Найменування	Кількість аркушів	Примітка
				Документація загальна		
				Знову розроблена		
А4				*Титульний аркуш*	*1*	
А4				*Завдання*	*2*	
А4				*Анотація*	*1*	
А4				*Abstract*	*1*	
А4			*УМРТК 25.G19.17 ПЗ*	*Пояснювальна записка*	*51*	
				Зміст	*1–2*	
				ВСТУП	*3–6*	
				Розділ 1. Аналіз стану питання та постановка задач дослідження	*7–14*	
				Розділ 2. Дослідження пружної стійкості профілів методом скінченних смуг	*15–23*	
				Розділ 3. Порівняльний аналіз несучої здатності стиснутих елементів	*24–33*	
				Розділ 4. Інженерна методика розрахунку та приклад її застосування	*34–38*	
				Розділ 5. Охорона праці	*39–42*	
				ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	*43–44*	
				GENERAL CONCLUSIONS	*45–46*	
				СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ	*47–51*	
А4			*УМРТК 25.G19.17 ІМ*	*Ілюстраційні матеріали (мультимедійна презентація, 25 слайдів)*	*25*	

					УМРТК 25.G19.17 ВД		
Змн	*Арк.*	*№ докум.*	*Підпис*	*Дата*			
Розробив		*Сергієнко О.О.*			*Удосконалення інженерної методики розрахунку просторової стійкості елементів сталевих тонкостінних конструкцій. Відомість кваліфікаційної магістерської роботи*	*Літ.*	*Арк.*	*Аркушів*
Перевірив		*Портнов Г.Д.*				*М*	*1*	*1*
Реценз.						*ЦНТУ гр. БІ-25мз*		
Н. контр.		*Дарієнко В.В.*						
Затвердив		*Яцун В.В.*						

АНОТАЦІЯ

Сергієнко О. О. Удосконалення інженерної методики розрахунку просторової стійкості елементів сталевих тонкостінних конструкцій. – Кваліфікаційна магістерська робота за спеціальністю G19 «Будівництво та цивільна інженерія». – Центральноукраїнський національний технічний університет, Кропивницький, 2026.

Пояснювальна записка містить 51 с., 20 рис., 10 табл., 30 джерел.

Метою роботи є удосконалення інженерної методики розрахунку місцевої, загальної стійкості та стійкості форми перерізу стиснутих елементів легких сталевих тонкостінних конструкцій (ЛСТК). Проаналізовано метод ефективних ширин ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 і метод прямої міцності (DSM). Розроблено та верифіковано програму розрахунку пружної стійкості методом скінченних смуг, виконано параметричне дослідження швелерів з відгинами висотою 100…200 мм завтовшки 1,0…2,0 мм.

Встановлено, що модель пружної опори відгину Єврокоду для профілів з гнучкою стінкою переоцінює критичні напруження форми перерізу на 54…65 %, а відношення несучої здатності за DSM і за Єврокодом змінюється в межах 0,78…1,17. Оцінено вплив D–G взаємодії, перфорації, кроку з’єднувачів складених перерізів і статистичної мінливості параметрів. Запропоновано алгоритм інженерної методики, виконано приклад розрахунку стійки стінового каркаса. Розроблено заходи з охорони праці під час монтажу каркасів ЛСТК.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: ЛСТК, ХОЛОДНОФОРМОВАНИЙ ПРОФІЛЬ, СТІЙКІСТЬ, ФОРМА ПЕРЕРІЗУ, МЕТОД СКІНЧЕННИХ СМУГ, МЕТОД ПРЯМОЇ МІЦНОСТІ, ЄВРОКОД 3.

ABSTRACT

Serhiienko O. O. Refinement of the engineering method for calculating the spatial stability of elements in thin-walled steel structures. – Master's qualification thesis, specialty G19 "Civil Engineering". – Central Ukrainian National Technical University, Kropyvnytskyi, 2026.

The explanatory note contains 51 pages, 20 figures, 10 tables and 30 references.

The aim of the work is to improve the engineering method for the local, global and distortional buckling analysis of compressed light gauge steel members. The effective width method of DSTU-N B EN 1993-1-3 and the Direct Strength Method (DSM) are analysed. A finite strip program for elastic buckling analysis was developed and verified, and a parametric study of lipped channels 100…200 mm deep and 1.0…2.0 mm thick was carried out.

It is shown that the Eurocode spring model of the edge stiffener overestimates the distortional critical stress by 54…65 % for sections with slender webs, and that the ratio of DSM to Eurocode resistances ranges from 0.78 to 1.17. The influence of distortional–global interaction, web perforations, fastener spacing of built-up members and statistical variability was evaluated. An engineering design procedure is proposed and applied to a wall stud. Occupational safety measures for the erection of light steel frames are developed.

KEYWORDS: LIGHT GAUGE STEEL, COLD-FORMED SECTION, STABILITY, DISTORTIONAL BUCKLING, FINITE STRIP METHOD, DIRECT STRENGTH METHOD, EUROCODE 3.

ЗМІСТ

ВСТУП 3
Розділ 1. АНАЛІЗ СТАНУ ПИТАННЯ ТА ПОСТАНОВКА ЗАДАЧ ДОСЛІДЖЕННЯ 7
1.1 Холодноформовані профілі в будівництві 7
1.2 Форми втрати стійкості тонкостінних стрижнів 8
1.3 Метод ефективних ширин за ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 9
1.4 Метод прямої міцності 11
1.5 Дослідження взаємодії форм втрати стійкості 12
1.6 Елементи з технологічними отворами 12
1.7 Чисельні методи пружного аналізу стійкості 13
1.8 Висновки до розділу 1. Завдання дослідження 13
Розділ 2. ДОСЛІДЖЕННЯ ПРУЖНОЇ СТІЙКОСТІ ПРОФІЛІВ МЕТОДОМ СКІНЧЕННИХ СМУГ 15
2.1 Розрахункова модель 15
2.2 Верифікація програми 17
2.3 Сигнатурна крива та форми втрати стійкості 18
2.4 Параметричне дослідження 19
2.5 Вплив довжини відгину 21
2.6 Порівняння з моделлю пружної опори Єврокоду 21
2.7 Висновки до розділу 2 22
Розділ 3. ПОРІВНЯЛЬНИЙ АНАЛІЗ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ СТИСНУТИХ ЕЛЕМЕНТІВ 24
3.1 Вихідні дані та припущення 24
3.2 Розрахунок за ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 24
3.3 Порівняння кривих несучої здатності 25
3.4 Вплив взаємодії форми перерізу із загальною формою 27

3.5 Вплив технологічних отворів 29
3.6 Складені перерізи: вплив кроку з'єднувачів 30
3.7 Статистична мінливість і чутливість несучої здатності 31
3.8 Висновки до розділу 3 32
Розділ 4. ІНЖЕНЕРНА МЕТОДИКА РОЗРАХУНКУ ТА ПРИКЛАД ЇЇ ЗАСТОСУВАННЯ 34
4.1 Алгоритм методики 34
4.2 Приклад: стійка стінового каркаса двоповерхового будинку 35
4.3 Рекомендації для проєктування 37
4.4 Висновки до розділу 4 38
Розділ 5. ОХОРОНА ПРАЦІ 39
5.1 Аналіз небезпечних і шкідливих виробничих факторів 39
5.2 Розрахунок рівня шуму на робочому місці 40
5.3 Електробезпека під час роботи з електроінструментом 41
5.4 Безпека в надзвичайних ситуаціях 41
5.5 Висновки до розділу 5 42
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ 43
GENERAL CONCLUSIONS 45
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ 47

ВСТУП

Актуальність теми. Легкі сталеві тонкостінні конструкції (ЛСТК) з холодноформованих профілів товщиною 0,7…3 мм стали одним із найпоширеніших рішень для малоповерхового житлового будівництва, мансард, надбудов, складських і сільськогосподарських будівель. Для України, де після руйнувань воєнного часу потрібно швидко відновлювати житловий фонд, такі каркаси мають очевидні переваги: заводська точність, невелика маса, монтаж без важкої техніки, можливість збирання в будь-яку пору року [1].

Водночас тонкостінні профілі працюють інакше, ніж гарячекатані. Стінка й полиці відкритого перерізу можуть утратити місцеву стійкість задовго до досягнення межі текучості, переріз може деформуватися як механізм (втрата стійкості форми перерізу), а стрижень у цілому – втратити стійкість за згинальною або згинально-крутильною формою. Ці три форми часто взаємодіють. Чинний в Україні ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3:2012 [2] враховує їх через ефективні ширини пластинок і модель пружно закріпленого краєвого ребра, тоді як у Північній Америці з 2004 р. застосовують метод прямої міцності (Direct Strength Method, DSM), що спирається на пружні критичні навантаження всього перерізу [3, 4].

Методика Єврокоду трудомістка: для кожного силового фактора потрібно ітераційно визначати ефективний переріз, а модель пружної опори відгину не враховує стиск самої стінки. DSM простіший у застосуванні, але потребує чисельного аналізу пружної стійкості методом скінченних смуг (МСС) і не враховує окремо взаємодію форми перерізу з загальною формою. Тому порівняння цих підходів, визначення меж їхньої розбіжності та формулювання простої інженерної процедури розрахунку просторової стійкості елементів ЛСТК є актуальним завданням для проєктної практики й навчання інженерів.

Мета роботи – удосконалити інженерну методику розрахунку просторової (загальної, місцевої та за формою перерізу) стійкості стиснутих елементів сталевих тонкостінних конструкцій шляхом поєднання власної реалізації методу скінченних смуг з методом прямої міцності та порівняння результатів з розрахунком за ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3.

Завдання дослідження:

– проаналізувати нормативні підходи та сучасні дослідження стійкості холодноформованих елементів, зокрема взаємодії форм втрати стійкості;

– розробити й верифікувати програму розрахунку пружної стійкості тонкостінних стрижнів методом скінченних смуг;

– виконати параметричне дослідження критичних навантажень швелерів з відгинами різної висоти, товщини та довжини відгину;

– порівняти несучу здатність стиснутих стрижнів за ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 і за методом прямої міцності, оцінити вплив взаємодії форм, перфорації та кроку з'єднувачів складених перерізів;

– оцінити чутливість і статистичну мінливість несучої здатності методом Монте-Карло;

– сформулювати алгоритм інженерної методики та виконати приклад розрахунку стійки каркаса;

– розробити заходи з охорони праці під час монтажу каркасів ЛСТК.

Об'єкт дослідження – стиснуті стрижневі елементи легких сталевих тонкостінних конструкцій з холодноформованих профілів.

Предмет дослідження – критичні навантаження та несуча здатність елементів ЛСТК з урахуванням місцевої, загальної стійкості та стійкості форми перерізу.

Методи дослідження: аналіз літературних і нормативних джерел; метод скінченних смуг (власна програмна реалізація мовою Python); аналітичні

розв'язки задач загальної стійкості тонкостінних стрижнів; метод ефективних ширин за ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3; метод прямої міцності за AISI S100; статистичне моделювання Монте-Карло та аналіз чутливості.

Наукова новизна одержаних результатів полягає в такому:

– для швелерів з відгинами висотою 100…200 мм показано, що модель пружної опори відгину ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 дає критичні напруження втрати стійкості форми перерізу на 6…12 % (h = 100 мм) і 54…65 % (h = 150 мм) вищі, ніж метод скінченних смуг, тобто розбіжність швидко зростає зі збільшенням висоти стінки;

– отримано діапазон відношення несучої здатності за методом прямої міцності до результату за Єврокодом (0,78…1,17) для стиснутих стрижнів довжиною 1,0 і 2,5 м та визначено, за яких параметрів підходи розходяться найбільше;

– запропоновано критерій урахування взаємодії форми перерізу із загальною формою в інженерній процедурі на основі DSM.

Практичне значення. Розроблена програма та алгоритм дають змогу без комерційного програмного забезпечення визначати критичні навантаження й несучу здатність стійок, прогонів і поясів ферм із холодноформованих профілів, а також оцінювати вплив технологічних отворів і кроку з'єднувачів. Результати можуть бути використані в курсовому та дипломному проєктуванні з дисципліни «Металеві конструкції» та під час проєктування каркасів ЛСТК.

Апробація результатів. Основні результати роботи представлено на міжнародній науково-технічній онлайн-конференції «Наука, інженерія та технології: сучасні виклики й перспективи» (Центральноукраїнський національний технічний університет, м. Кропивницький, 24–25 листопада 2026 р.).

Структура роботи. Кваліфікаційна робота складається зі вступу, п'яти розділів, загальних висновків (українською та англійською мовами) і списку використаних джерел. Обсяг пояснювальної записки – 51 с., у тому числі 20 рисунків, 10 таблиць, список джерел із 30 найменувань.

Розділ 1
АНАЛІЗ СТАНУ ПИТАННЯ ТА ПОСТАНОВКА ЗАДАЧ ДОСЛІДЖЕННЯ

1.1 Холодноформовані профілі в будівництві

Холодноформовані профілі виготовляють профілюванням оцинкованої рулонної сталі на прокатних станах або гнуттям на пресах. Товщина листа для несучих елементів зазвичай становить 1,0…3,0 мм, для огороджувальних – 0,5…1,0 мм; поширені марки сталі S280GD, S320GD, S350GD з цинковим покриттям 275 г/м² [5]. Типові перерізи наведено на рис. 1.1. Найбільш уживаний для стійок і балок – швелер з відгинами (С-профіль), для прогонів – Z- і Σ-профілі; два С-профілі, з'єднані стінками, утворюють складений двотавр.

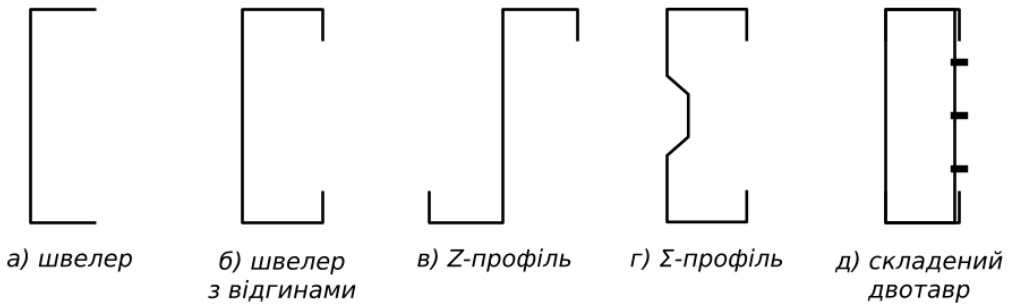


Рис. 1.1 Типові перерізи холодноформованих профілів

Каркас малоповерхового будинку з ЛСТК складається зі стінових панелей (стійки з кроком 400…600 мм, верхня й нижня напрямні), перекриттів із балок С- або двотаврового перерізу та кроквяних ферм. Обшивка з ОСП, гіпсоволокнистих або цементно-стружкових плит і розпірки (ригелі) розкріплюють стійки з площини стіни [1]. Таке розкріплення зменшує розрахункову довжину відносно меншої осі й кручення, тому найчастіше несучу здатність стійок визначають місцева стійкість і стійкість форми перерізу, а не класична втрата стійкості Ейлера.

Перевагами ЛСТК є мала маса (каркас двоповерхового будинку важить 25…40 кг/м² загальної площі), висока заводська точність, відсутність мокрих процесів, можливість демонтажу й повторного використання елементів. До недоліків відносять чутливість до корозії в місцях пошкодження покриття, вимоги до вогнезахисту, складність розрахунку та потребу в кваліфікованих виконавцях [5, 1].

1.2 Форми втрати стійкості тонкостінних стрижнів

Для стиснутого тонкостінного стрижня розрізняють три основні форми втрати стійкості [6, 7]:

– **місцеву (L)** – випинання пластинок перерізу короткими півхвилями (довжина півхвилі близька до ширини найширшої пластинки) без зміщення ліній перетину пластинок;

– **форми перерізу (D, distortional)** – поворот полиці разом із відгином навколо лінії примикання до стінки, що супроводжується згином стінки; довжина півхвилі в кілька разів більша за місцеву;

– **загальну (G)** – згинальну, крутильну або згинально-крутильну втрату стійкості стрижня як цілого з довжиною півхвилі, що дорівнює розрахунковій довжині.

Важливою відмінністю місцевої форми є значний післякритичний резерв: пластинка, що випнулася, продовжує сприймати навантаження за рахунок перерозподілу напружень до ребер. Цю особливість першим кількісно описав Т. фон Карман, а Дж. Вінтер на підставі випробувань запропонував емпіричну формулу ефективної ширини, яка лежить в основі європейських і американських норм [8]. Після втрати стійкості форми перерізу післякритичний резерв значно менший, а для загальної форми його практично немає. Детальний огляд історії розвитку цих підходів наведено в [9, 10].

Класичну теорію загальної стійкості тонкостінних стрижнів відкритого профілю викладено в монографії С. П. Тимошенка і Дж. Гіра [11]. Для перерізу з однією віссю симетрії (швелер) згин у площині, перпендикулярній до осі симетрії, незалежний, а згин відносно осі симетрії поєднується з крученням навколо центру згину. Ці розв'язки використано в розділі 2 для верифікації чисельного методу.

1.3 Метод ефективних ширин за ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3

В Україні розрахунок холодноформованих елементів виконують за ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3:2012 [2], ідентичним EN 1993-1-3:2006 [12], у поєднанні з ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 [13]. Методика докладно пояснена в посібнику Українського центру сталевого будівництва [5] та в прикладах Об'єднаного дослідницького центру Європейської комісії [14].

Місцеву втрату стійкості враховують зменшенням ширини стиснутих пластинок до ефективної (рис. 1.2). Коефіцієнт редукції для внутрішньої пластинки

$$\rho = (\bar{\lambda}_p - 0{,}055(3 + \psi)) / \bar{\lambda}_p^2 \le 1{,}0 \qquad (1.1)$$

де $\bar{\lambda}_p = (b_p/t) / (28{,}4\ \varepsilon \sqrt{k_\sigma})$ – умовна гнучкість пластинки; $\varepsilon = \sqrt{(235/f_{yb})}$; k_σ – коефіцієнт стійкості (для рівномірного стиску внутрішньої пластинки $k_\sigma = 4$); ψ – відношення напружень на краях пластинки.

Для звисаючої пластинки (відгину) застосовують формулу $\rho = (\bar{\lambda}_p - 0{,}188)/\bar{\lambda}_p^2$ з коефіцієнтом $k_\sigma = 0{,}5$ при $c/b \le 0{,}35$.

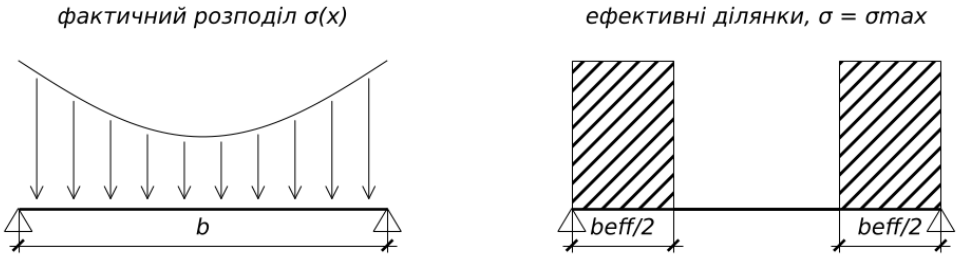


Рис. 1.2 Розподіл напружень у пластинці після втрати місцевої стійкості та розрахункова модель ефективної ширини

Втрату стійкості форми перерізу Єврокод моделює як втрату стійкості краєвого ребра (відгину разом із прилеглою ефективною частиною полиці) на пружній основі. Жорсткість пружини K визначають з умови згину стінки й полиці одиничною силою, прикладеною в центрі ваги ребра. Критичне напруження ребра

$$\sigma_{cr,s} = 2\sqrt{(K\,E\,I_s)} / A_s \qquad (1.2)$$

де A_s, I_s – площа й момент інерції ефективного перерізу ребра; K – погонна жорсткість пружної опори, Н/мм².

За умовною гнучкістю $\bar{\lambda}_d = \sqrt{(f_{yb}/\sigma_{cr,s})}$ визначають коефіцієнт χ_d (1,0 при $\bar{\lambda}_d \le 0{,}65$; $1{,}47 - 0{,}723\bar{\lambda}_d$ при $0{,}65 < \bar{\lambda}_d < 1{,}38$; $0{,}66/\bar{\lambda}_d$ при $\bar{\lambda}_d \ge 1{,}38$), на який зменшують товщину ребра. За потреби процедуру повторюють ітераційно. Загальну стійкість перевіряють за кривою b ($\alpha = 0{,}34$) з ефективною площею A_{eff} [2, 14].

Недоліками підходу є: велика кількість проміжних обчислень і ітерацій; окреме визначення ефективного перерізу для кожного силового фактора; спрощена модель пружини, яка не враховує власне стискання стінки; відсутність прямого способу врахувати перфорацію і складні форми перерізу (проміжні ребра, Σ-профілі) [15, 10].

1.4 Метод прямої міцності

Метод прямої міцності (DSM) запропонований Б. Шафером і Т. Пекьозом наприкінці 1990-х років і з 2004 р. включений до специфікації AISI S100 як альтернативний, а з 2016 р. – як рівноправний метод [3, 4]. Його ідея полягає в тому, що несучу здатність елемента визначають за пружними критичними навантаженнями всього перерізу (а не окремих пластинок), обчисленими чисельно, наприклад методом скінченних смуг [16]. Для стиснутого стрижня [7]:

$$P_{ne} = 0{,}658^{\lambda_c^2} P_y \text{ при } \lambda_c \le 1{,}5;\quad P_{ne} = 0{,}877\, P_y / \lambda_c^2 \text{ при } \lambda_c > 1{,}5 \qquad (1.3)$$

де $\lambda_c = \sqrt{(P_y/P_{cre})}$; $P_y = A\, f_y$ – навантаження текучості; P_{cre} – критичне навантаження загальної втрати стійкості.

$$P_{nl} = [1 - 0{,}15\,(P_{crl}/P_{ne})^{0,4}]\,(P_{crl}/P_{ne})^{0,4}\, P_{ne} \text{ при } \lambda_l = \sqrt{(P_{ne}/P_{crl})} > 0{,}776 \qquad (1.4)$$

$$P_{nd} = [1 - 0{,}25\,(P_{crd}/P_y)^{0,6}]\,(P_{crd}/P_y)^{0,6}\, P_y \text{ при } \lambda_d = \sqrt{(P_y/P_{crd})} > 0{,}561 \qquad (1.5)$$

де P_{crl}, P_{crd} – критичні навантаження місцевої втрати стійкості та втрати стійкості форми перерізу.

Несуча здатність $P_n = \min(P_{ne}; P_{nl}; P_{nd})$. Формула (1.4) враховує взаємодію місцевої форми із загальною (опорним значенням є P_{ne}, а не P_y), тоді як формула (1.5) взаємодії форми перерізу з іншими формами не враховує. Криві (1.3)–(1.5) показано на рис. 1.3.

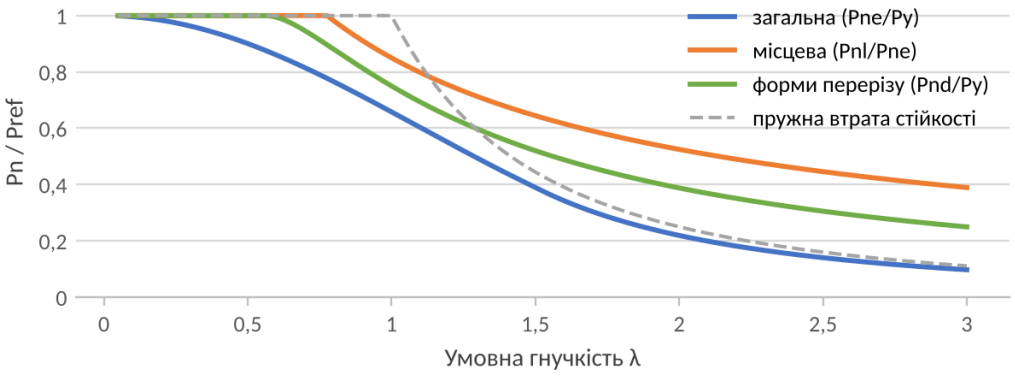


Рис. 1.3 Криві методу прямої міцності (побудовано автором за формулами [7])

Переваги DSM – простота, однакова процедура для будь-якої форми перерізу, урахування взаємодії пластинок перерізу, можливість застосування до перфорованих і складених елементів [17, 18]. Недолік – залежність від правильної ідентифікації форм на сигнатурній кривій: якщо мінімуму, що відповідає формі перерізу, немає, рекомендують метод скінченних смуг з обмеженнями (cFSM) або узагальнену теорію стрижнів [16, 19].

1.5 Дослідження взаємодії форм втрати стійкості

Для холодноформованих стрижнів з близькими значеннями критичних навантажень різних форм несуча здатність може виявитися меншою, ніж прогнозує DSM. Д. Камотім, П. Дініш та А. Мартінш систематично дослідили взаємодію «форма перерізу – загальна» (D–G), «місцева – форма перерізу» (L–D) та потрійну взаємодію L–D–G для швелерів з відгинами [10, 20, 21]. Для D–G взаємодії запропоновано у формулі (1.5) замінити P_y на P_{ne} (підхід NDG), для L–D – використовувати P_{nd} як опорне значення для місцевої кривої (підхід NLD). За даними [20], D–G взаємодія суттєва, коли критичні навантаження цих форм близькі і гнучкість за формою перерізу помірна або висока.

Для складених замкнених перерізів з двох профілів запропоновано уточнення DSM за місцево-загальної взаємодії [18]; вплив кроку болтових з'єднувачів на критичне навантаження бокового згинально-крутильного випинання складених балок досліджено в [22], а розрахунок складених колон узагальненою теорією стрижнів (GBT) – у [23].

1.6 Елементи з технологічними отворами

Стійки й балки ЛСТК мають отвори для інженерних мереж і монтажу. К. Моен і Б. Шафер [17] розширили DSM на перфоровані колони: обмежили несучу здатність навантаженням текучості перерізу нетто P_{ynet} та запропонували перехідну ділянку кривої форми перерізу. Пружну стійкість перфорованих

елементів визначають МСС з наближеним урахуванням отворів (зменшена товщина стінки) або скінченними елементами [24].

1.7 Чисельні методи пружного аналізу стійкості

Основними інструментами є:

– **метод скінченних смуг (МСС)** – переріз розбивають на смуги вздовж стрижня, переміщення вздовж довжини апроксимують тригонометричними функціями; результатом є сигнатурна крива «критичне навантаження – довжина півхвилі» (програма CUFSM [16]);

– **узагальнена теорія стрижнів (GBT)** – розкладає деформацію на модальні складові (загальні, форми перерізу, місцеві), що дає змогу чітко ідентифікувати форми (програма GBTUL [19]);

– **метод скінченних елементів (МСЕ)** з оболонковими елементами – найуніверсальніший, але потребує моделювання недосконалостей і значних ресурсів [14].

Для інженерної практики найзручнішим є МСС: модель задається кількома десятками вузлів, розрахунок займає частки секунди, а результат безпосередньо використовується в DSM.

1.8 Висновки до розділу 1. Завдання дослідження

1. Несуча здатність холодноформованих стрижнів визначається взаємодією місцевої, загальної стійкості та стійкості форми перерізу; для стійок ЛСТК, розкріплених обшивкою, визначальними часто є перші дві.

2. Чинний в Україні ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 використовує метод ефективних ширин і модель пружно закріпленого ребра, які трудомісткі й мають обмежену точність для перерізів зі слабкою стінкою.

3. Метод прямої міцності простіший і універсальніший, але потребує чисельного аналізу пружної стійкості та не враховує взаємодію форми перерізу із загальною формою.

4. Доцільно розробити інженерну методику, що поєднує власну реалізацію MCC, DSM та критерій урахування D–G взаємодії, і порівняти її з розрахунком за ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3.

Розділ 2

ДОСЛІДЖЕННЯ ПРУЖНОЇ СТІЙКОСТІ ПРОФІЛІВ МЕТОДОМ СКІНЧЕННИХ СМУГ

2.1 Розрахункова модель

Тонкостінний стрижень довжиною a розглядаємо як набір плоских смуг шириною b і товщиною t, з'єднаних по вузлових лініях (рис. 2.1). Кожна вузлова лінія має чотири ступені вільності: переміщення u, v, w і кут повороту θ. Торці стрижня шарнірно оперті, вільні від депланації. Модель відповідає класичній постановці МСС [6, 16]; програму розроблено автором мовою Python із використанням бібліотек NumPy та SciPy.

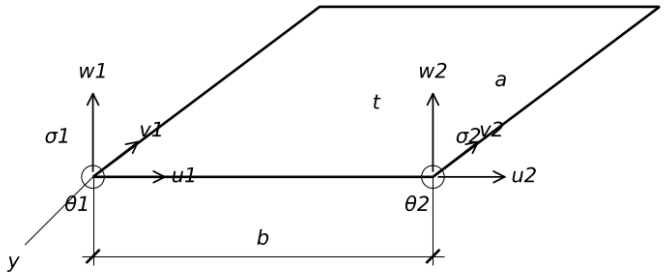


Рис. 2.1 Скінченна смуга та її ступені вільності

Переміщення в межах смуги апроксимовано так:

$$u = [(1-\xi)u_1 + \xi u_2]\sin(\pi y/a);\quad v = [(1-\xi)v_1 + \xi v_2]\cos(\pi y/a) \qquad (2.1)$$

$$w = [N_1 w_1 + N_2\theta_1 + N_3 w_2 + N_4\theta_2]\sin(\pi y/a) \qquad (2.2)$$

де $\xi = x/b$ – відносна координата поперек смуги; $N_1 \ldots N_4$ – кубічні поліноми Ерміта.

Матрицю пружної жорсткості смуги K_e отримано з енергії мембранних і згинальних деформацій пластинки, а геометричну матрицю K_g – з роботи

поздовжніх напружень σ(x), що змінюються лінійно від σ_1 до σ_2, на квадратах похідних переміщень. Інтеграли по ширині смуги обчислено квадратурою Гаусса (6 точок), по довжині – аналітично. Після переходу до глобальної системи координат і складання матриць критичний коефіцієнт навантаження λ знаходять з узагальненої задачі на власні значення

$$(K_e - \lambda K_g)\, d = 0 \qquad (2.3)$$

де d – вектор вузлових переміщень; найменше додатне λ відповідає критичному напруженню при опорному напруженні 1 МПа.

Повторюючи розв'язок для різних довжин півхвилі a, будують сигнатурну криву. Локальні мінімуми кривої відповідають місцевій формі та формі перерізу, а спадна гілка при великих довжинах – загальній формі.

Переріз дискретизовано 28 смугами (рис. 2.2): по 4 на відгинах і полицях, 8 на стінці. Розрахунок виконано за осьовими лініями без урахування заокруглень у кутах; модуль пружності E = 210 000 МПа, коефіцієнт Пуассона ν = 0,3.

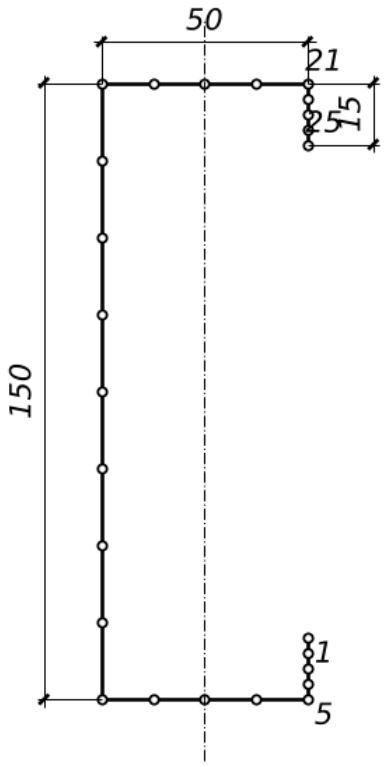


Рис. 2.2 Дискретизація перерізу С150×50×15 (наведено номери характерних вузлів)

2.2 Верифікація програми

Програму перевірено на трьох задачах з відомими аналітичними розв'язками: стиснута шарнірно оперта пластинка ($\sigma_{cr} = 4\pi^2E(t/b)^2/[12(1-\nu^2)]$), згинальна втрата стійкості стрижня відносно меншої осі (формула Ейлера) та згинально-крутильна втрата стійкості швелера [11]. Результати наведено в табл. 2.1.

Таблиця 2.1

Верифікація програми МСС

Задача	Аналітичний розв'язок	МСС (автор)	Похибка, %
Пластина 100×1 мм, шарнірні краї (σcr, МПа)	75,92	75,92	0,00
Профіль С150×50×15×1,5, L = 5000 мм, згин відносно осі z (Ncr, кН)	12,58	12,57	0,08

Задача	Аналітичний розв'язок	МСС (автор)	Похибка, %
Профіль С150×50×15×1,5, L = 2500 мм, згинально-крутильна форма (Ncr, кН)	48,05	47,99	0,11

Розбіжність не перевищує 0,15 %, що підтверджує правильність побудови матриць і підходить для інженерних розрахунків. Для порівняння: похибка через нехтування заокругленнями кутів за даними [5] становить 1…3 % для геометричних характеристик.

2.3 Сигнатурна крива та форми втрати стійкості

Для базового профілю С150×50×15×1,5 обчислено геометричні характеристики: A = 420 мм²; I_x = 147,2·10⁴ мм⁴; I_z = 15,18·10⁴ мм⁴; I_t = 315 мм⁴; I_w = 704,6·10⁶ мм⁶; відстань від центру ваги до центру згину x_0 = 37,1 мм. Сигнатурну криву наведено на рис. 2.3.

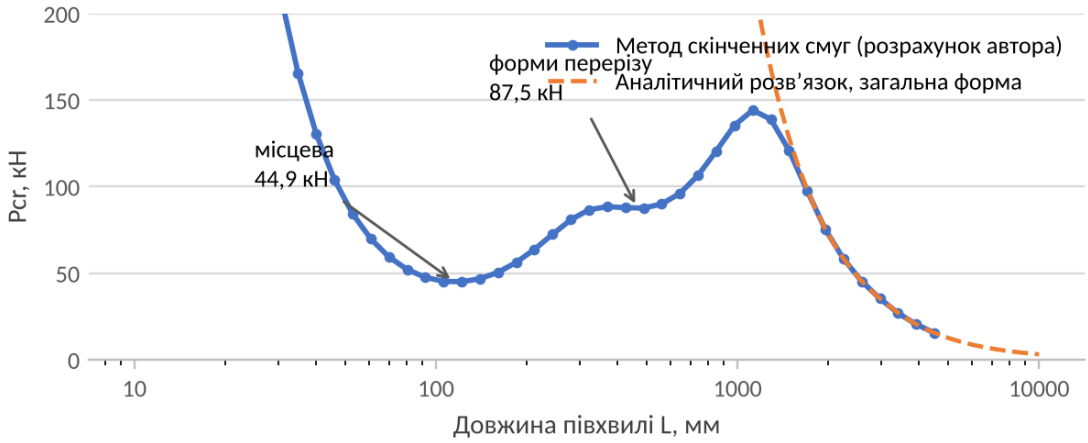


Рис. 2.3 Сигнатурна крива профілю С150×50×15×1,5 при рівномірному стиску (розрахунок автора)

Мінімум місцевої форми P_{crl} = 44,9 кН досягається при довжині півхвилі 115 мм, що майже дорівнює висоті стінки. Мінімум форми перерізу P_{crd} = 87,5 кН – при 466 мм. При довжинах понад 1,5 м крива збігається з аналітичним розв'язком для загальної форми (пунктир), що додатково підтверджує

коректність моделі. Відповідні форми деформування перерізу, побудовані за власними векторами задачі (2.3), показано на рис. 2.4.

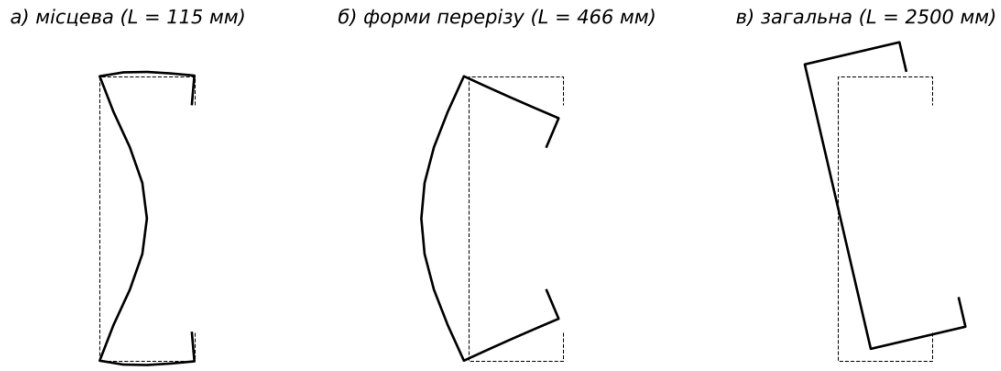


Рис. 2.4 Форми втрати стійкості профілю С150×50×15×1,5 (пунктир – недеформований переріз)

Місцева форма характеризується випинанням стінки та полиць при нерухомих кутах перерізу; у формі перерізу полиці з відгинами повертаються навколо ліній примикання до стінки, а стінка згинається; загальна форма на довжині 2,5 м є згинально-крутильною – переріз зміщується й повертається як жорсткий контур.

2.4 Параметричне дослідження

Розраховано дев'ять профілів висотою h = 100, 150, 200 мм і товщиною t = 1,0; 1,5; 2,0 мм при ширині полиці 50 мм і відгині 15 мм (табл. 2.2, рис. 2.5).

Таблиця 2.2

Критичні навантаження профілів серії С…×50×15 (розрахунок автора)

Профіль	A, мм²	L_{crl}, мм	P_{crl}, кН	L_{crd}, мм	P_{crd}, кН	P_{crd}/P_{crl}
С100×50×15×1,0	230	79	23,7	589	53,0	2,24
С100×50×15×1,5	345	80	79,8	481	124,9	1,56
С100×50×15×2,0	460	80	188,6	417	232,1	1,23
С150×50×15×1,0	280	115	13,4	572	36,6	2,74
С150×50×15×1,5	420	115	44,9	466	87,5	1,95
С150×50×15×2,0	560	116	106,0	405	165,1	1,56

Продовження таблиці 2.2

Профіль	A, мм²	L_{crl}, мм	P_{crl}, кН	L_{crd}, мм	P_{crd}, кН	P_{crd}/P_{crl}
C200×50×15×1,0	330	150	9,1	586	21,9	2,41
C200×50×15×1,5	495	151	30,5	438	52,3	1,72
C200×50×15×2,0	660	154	71,6	379	100,8	1,41

Примітка. Для профілів висотою 200 мм сигнатурна крива не має вираженого мінімуму форми перерізу; значення P_{crd} прийнято в точці перегину кривої (найменший нахил між мінімумом місцевої форми та максимумом кривої).

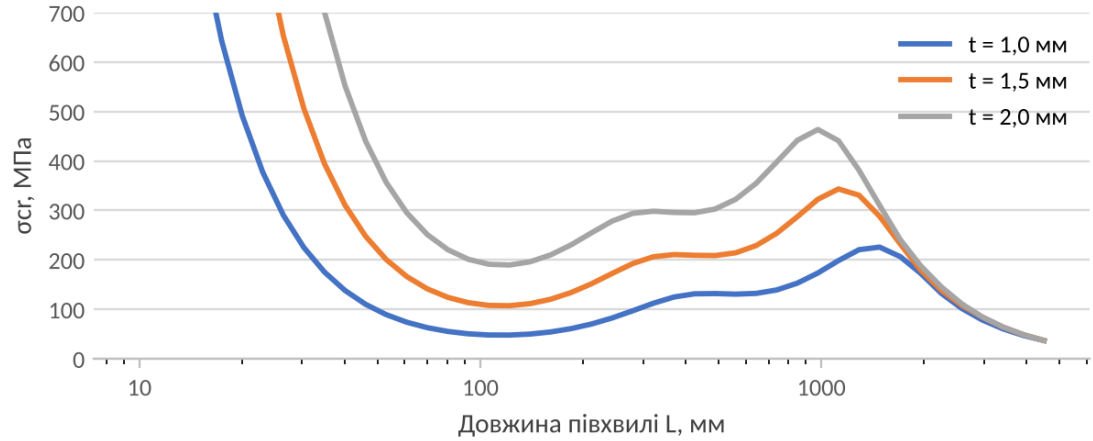


Рис. 2.5 Сигнатурні криві профілю C150×50×15 різної товщини (розрахунок автора)

Аналіз показує, що місцеве критичне навантаження зростає приблизно пропорційно t^3 (при збільшенні товщини з 1,0 до 2,0 мм – у 7,9 раза для h = 150 мм), а навантаження форми перерізу – повільніше, приблизно як $t^{2,2}$. Тому для тонких профілів відношення P_{crd}/P_{crl} велике (2,2…2,7), і визначальною є місцева форма, а для товстіших воно наближається до 1,2…1,6 – зростає ймовірність взаємодії L–D. Довжина півхвилі місцевої форми становить 0,75…0,80h, а форми перерізу – 380…590 мм і зменшується зі збільшенням товщини.

2.5 Вплив довжини відгину

Відгин є основним засобом підвищення стійкості полиці. На рис. 2.6 показано залежність критичних напружень від довжини відгину c для профілю C150×50×c×1,5.

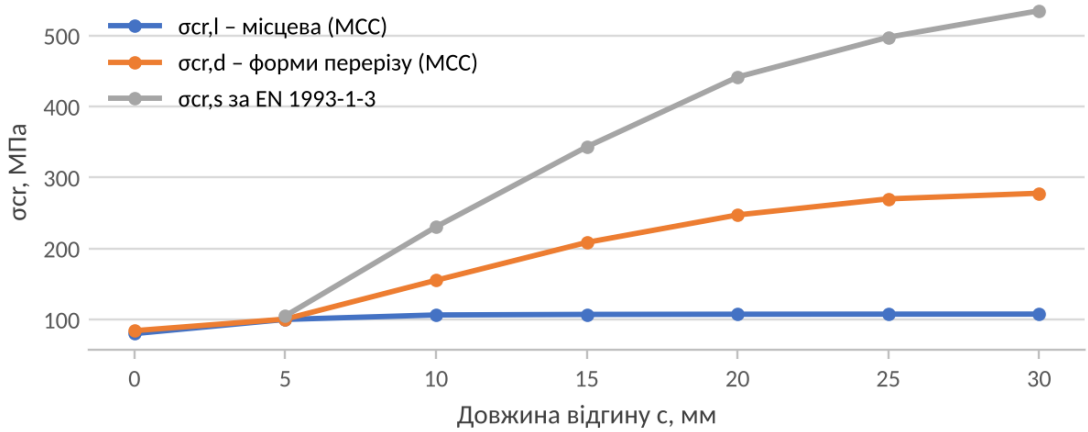


Рис. 2.6 Вплив довжини відгину на критичні напруження профілю C150×50×c×1,5 (розрахунок автора)

Без відгину (c = 0) полиця працює як звисаюча пластинка, і місцеве критичне напруження становить 80 МПа. Вже відгин 10 мм підвищує його до 106 МПа, після чого місцева форма визначається стінкою й практично не змінюється. Критичне напруження форми перерізу зростає з 155 МПа при c = 10 мм до 278 МПа при c = 30 мм, тобто подовження відгину понад 20 мм дає приріст лише 12…15 %. Раціональна довжина відгину для полиці 50 мм – 15…20 мм (0,3…0,4 ширини полиці), що узгоджується з обмеженням $0{,}2 \le c/b \le 0{,}6$ ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3.

2.6 Порівняння з моделлю пружної опори Єврокоду

Критичні напруження форми перерізу, отримані МСС, зіставлено з $\sigma_{cr,s}$ за формулою (1.2) (рис. 2.7).

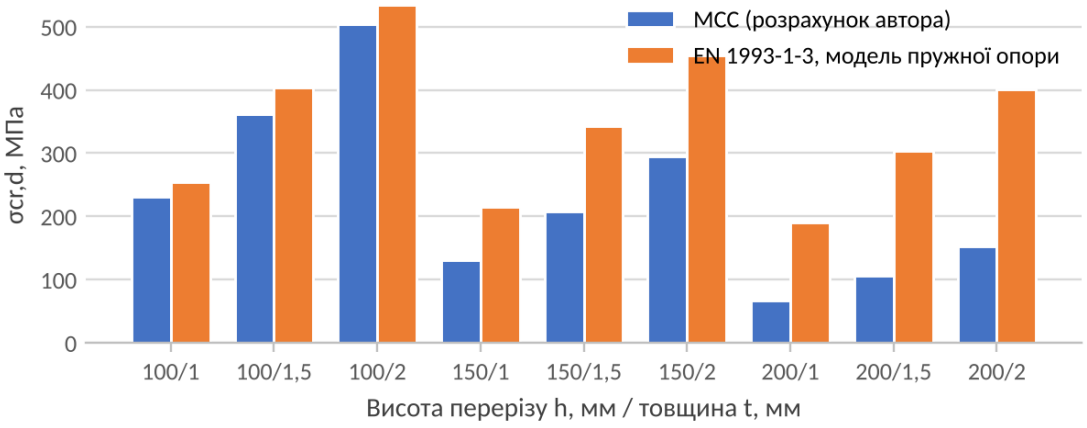


Рис. 2.7 Критичні напруження форми перерізу за МСС та за ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 (розрахунок автора)

Для профілів висотою 100 мм розбіжність становить 6…12 %, для висоти 150 мм – 54…65 %, для висоти 200 мм значення за Єврокодом більші в 2,6…2,9 раза (тут P_{crd} за МСС визначено наближено, за точкою перегину сигнатурної кривої). Причина в тому, що жорсткість пружини K у Єврокоді визначається для ненапруженої стінки; у реальному стиснутому перерізі стінка сама близька до втрати стійкості й значно менше утримує полицю. Отже, для профілів з високою тонкою стінкою ($h/t \geq 100$) модель Єврокоду може переоцінювати опір втраті стійкості форми перерізу, і перевірка МСС є бажаною. Подібні висновки щодо обмеженості спрощеної моделі зроблено в [15, 10].

2.7 Висновки до розділу 2

1. Розроблено й верифіковано програму розрахунку пружної стійкості тонкостінних стрижнів методом скінченних смуг; похибка на тестових задачах не перевищує 0,15 %.

2. Для профілю С150×50×15×1,5 P_{crl} = 44,9 кН, P_{crd} = 87,5 кН; загальна форма стає визначальною для пружної стійкості лише при довжині понад 2,6 м.

3. Місцеве критичне навантаження зростає пропорційно t^3, навантаження форми перерізу – як $t^{2,2}$; для товстостінних профілів зростає ризик взаємодії L–D.

4. Раціональна довжина відгину становить 0,3…0,4 ширини полиці.

5. Модель пружної опори ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 для профілів з $h/t \geq 100$ дає критичні напруження форми перерізу на 54…65 % вищі, ніж МСС.

Розділ 3

ПОРІВНЯЛЬНИЙ АНАЛІЗ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ СТИСНУТИХ ЕЛЕМЕНТІВ

3.1 Вихідні дані та припущення

У розділі зіставлено несучу здатність центрально стиснутих стрижнів, обчислену трьома способами: за ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 (метод ефективних ширин, крива b), за методом прямої міцності AISI S100 з критичними навантаженнями з розділу 2 та за DSM з урахуванням D–G взаємодії (підхід NDG [20]). Сталь S350GD (f_y = 350 МПа); торці шарнірні, вільні від депланації; розрахункова довжина для згину й кручення однакова. Для коректного порівняння використано характеристичні значення без коефіцієнтів надійності ($\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1{,}0$). Додатковий момент від зміщення центру ваги ефективного перерізу (e_N) у розрахунку за Єврокодом окремо не враховано, оскільки DSM для центрально стиснутих стрижнів його також не вводить; у реальному проєктуванні цю перевірку слід виконувати.

3.2 Розрахунок за ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3

Хід розрахунку для профілю С150×50×15×1,5 наведено в табл. 3.1.

Таблиця 3.1

Розрахунок ефективного перерізу профілю С150×50×15×1,5 за ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 (розрахунок автора)

Величина	Значення	Примітка
Умовна гнучкість і коефіцієнт редукції стінки ρ_w	0,418	$k_\sigma = 4$; $\psi = 1$
Коефіцієнт редукції полиці ρ_f	0,967	внутрішня пластинка
Коефіцієнт редукції відгину ρ_c	1,000	$k_\sigma = 0{,}5$
Площа краєвого ребра A_s, мм²	58,8	відгин + 0,5b_{eff} полиці
Момент інерції ребра I_s, мм⁴	1203	відносно власної осі
Відстань b_1, мм	42,5	від стінки до ц. в. ребра
Жорсткість пружини K, Н/мм²	0,402	формула (5.10b) [2]

Продовження таблиці 3.1

Величина	Значення	Примітка
Критичне напруження $\sigma_{cr,s}$, МПа	343	формула (1.2)
Умовна гнучкість $\bar{\lambda}_d$	1,010	
Коефіцієнт χ_d	0,740	$0{,}65 < \bar{\lambda}_d < 1{,}38$
Ефективна площа A_{eff}, мм²	253,5	A = 420 мм²

Ефективна площа становить 253,5 мм², тобто 60 % площі брутто. Найбільше редукується стінка ($\rho = 0{,}418$); полиці зменшуються мало, але через втрату стійкості форми перерізу товщину краєвих ребер зменшено коефіцієнтом $\chi_d = 0{,}740$.

3.3 Порівняння кривих несучої здатності

Криві несучої здатності профілю C150×50×15×1,5 залежно від довжини наведено на рис. 3.1, відношення результатів DSM і Єврокоду для трьох товщин – на рис. 3.2.

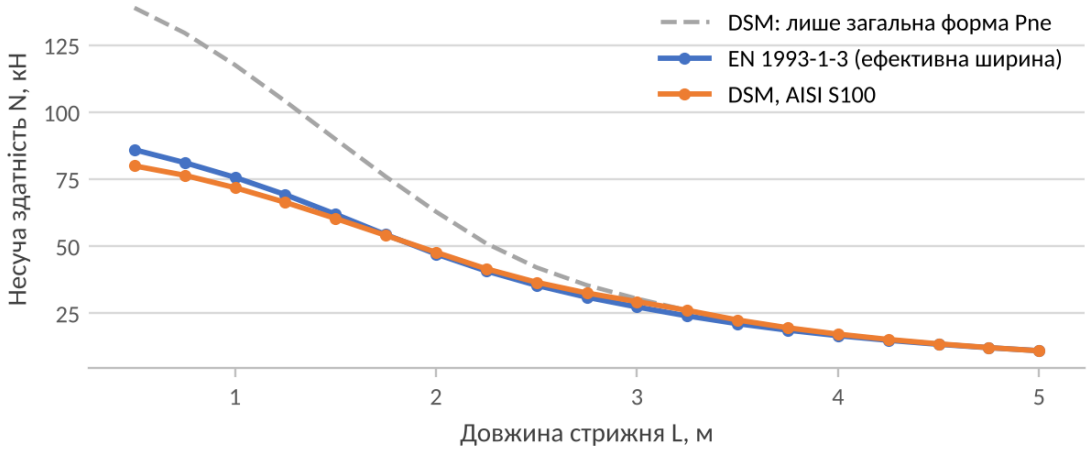


Рис. 3.1 Несуча здатність стиснутого профілю C150×50×15×1,5 залежно від довжини (розрахунок автора)

Обидва методи дають близькі результати: при L = 0,5…1,5 м Єврокод на 3…8 % вищий, при L = 2…3,5 м DSM вищий на 1…9 %, а для довгих стрижнів (L > 4 м) різниця менша за 3 %, бо обидва методи зводяться до пружної загальної

стійкості. Пунктир на рис. 3.1 показує, наскільки місцева втрата стійкості знижує несучу здатність: для коротких стрижнів у 1,6…1,7 раза.

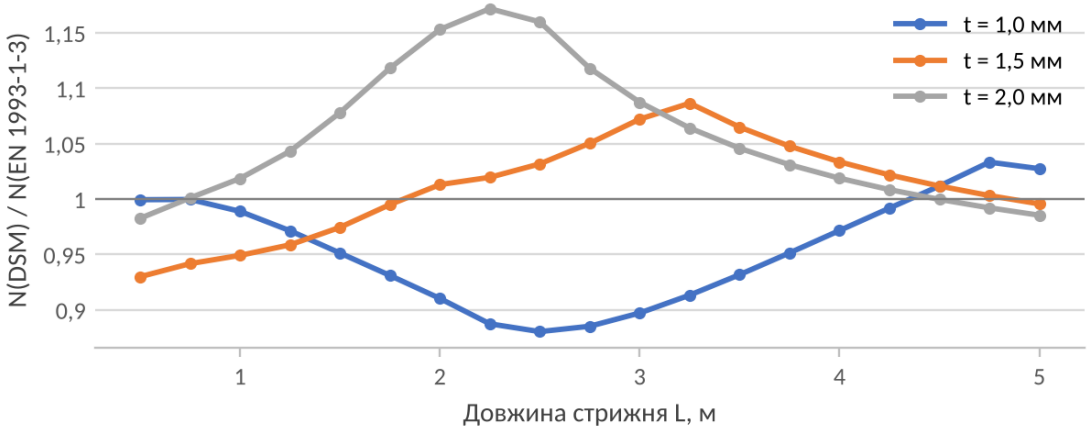


Рис. 3.2 Відношення несучої здатності за DSM і за ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 для профілів С150×50×15 (розрахунок автора)

Для профілю завтовшки 2,0 мм DSM дає на 8…17 % більші значення в діапазоні довжин 1,5…2,75 м, а для профілю 1,0 мм у тому самому діапазоні – на 5…12 % менші. Отже, з точки зору DSM Єврокод недооцінює післякритичний резерв відносно товстих профілів і переоцінює його для дуже тонких.

Результати для всієї серії профілів при довжинах 1,0 і 2,5 м зведено в табл. 3.2.

Таблиця 3.2

Несуча здатність стиснутих стрижнів серії С…×50×15 (розрахунок автора)

Профіль	**L, м**	**$N_{ЕС3}$, кН**	**$P_{п,DSM}$, кН**	**$P_п/N_{ЕС3}$**	**Визначальна форма**
С100×50×15×1,0	1,0	33,9	36,4	1,07	L+G
С100×50×15×1,0	2,5	13,7	15,1	1,10	L+G
С100×50×15×1,5	1,0	67,2	72,2	1,07	L+G
С100×50×15×1,5	2,5	23,6	25,5	1,08	G
С100×50×15×2,0	1,0	99,1	116,4	1,17	L+G
С100×50×15×2,0	2,5	35,3	38,1	1,08	G
С150×50×15×1,0	1,0	36,1	35,7	0,99	L+G
С150×50×15×1,0	2,5	20,3	17,9	0,88	L+G
С150×50×15×1,5	1,0	75,7	71,9	0,95	L+G

Продовження таблиці 3.2

Профіль	L, м	N_{EC3}, кН	$P_{n,DSM}$, кН	P_n/N_{EC3}	Визначальна форма
C150×50×15×1,5	2,5	35,5	36,6	1,03	L+G
C150×50×15×2,0	1,0	115,0	117,1	1,02	L+G
C150×50×15×2,0	2,5	50,7	58,9	1,16	G
C200×50×15×1,0	1,0	36,1	34,6	0,96	L+G
C200×50×15×1,0	2,5	22,5	17,6	0,78	L+G
C200×50×15×1,5	1,0	77,3	69,9	0,90	L+G
C200×50×15×1,5	2,5	38,9	35,0	0,90	L+G
C200×50×15×2,0	1,0	118,8	114,3	0,96	L+G
C200×50×15×2,0	2,5	54,1	56,4	1,04	L+G

Примітка. L+G – місцева форма у взаємодії із загальною; G – загальна форма.

Відношення P_n/N_{EC3} змінюється в межах 0,78…1,17 при середньому 1,01. Найбільша розбіжність – для профілю C200×50×15×1,0 при L = 2,5 м (DSM на 22 % нижчий), найбільше перевищення – для C100×50×15×2,0 при L = 1,0 м (на 17 %). Тенденція однозначна: зі збільшенням гнучкості стінки h/t методи розходяться, причому DSM консервативніший для дуже тонкостінних перерізів. Для всіх розглянутих профілів визначальною є місцева форма у взаємодії із загальною або загальна форма; втрата стійкості форми перерізу при шарнірному спиранні не є визначальною.

3.4 Вплив взаємодії форми перерізу із загальною формою

Згідно з підходом NDG [20, 21] у формулі (1.5) P_y замінюють на P_{ne}. На рис. 3.3 показано, наскільки це знижує несучу здатність за формою перерізу.

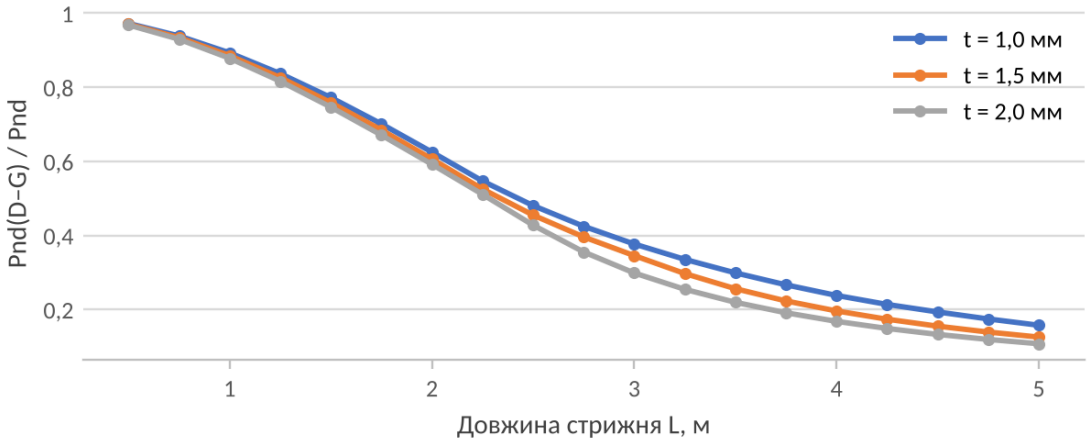


Рис. 3.3 Зниження несучої здатності за формою перерізу внаслідок D–G взаємодії, профілі С150×50×15 (розрахунок автора)

Для коротких стрижнів (L = 0,5 м) зниження становить лише 3 %, для L = 1,5 м – 23…25 %, для L = 2 м – близько 40 %, для L = 3 м – 62…70 %. Проте для профілів серії С150×50×15 значення P_{nd}(D–G) залишаються більшими за P_{nl}, тому кінцевий результат не змінюється. Це ілюструє табл. 3.3 для стрижня довжиною 1,0 м з різною довжиною відгину.

Таблиця 3.3

Несуча здатність профілю С150×50×c×1,5 при L = 1,0 м залежно від довжини відгину, кН (розрахунок автора)

c, мм	P_{crl}	P_{crd}	P_{nl}	P_{nd}	P_{nd}(D–G)	P_n(D–G)	N_{EC3}
15	44,9	87,5	71,9	88,0	77,9	71,9	75,7
20	46,6	107,5	75,6	98,5	88,0	75,6	83,2
25	48,3	121,4	79,3	105,9	95,5	79,3	88,4
30	49,9	129,1	82,9	110,8	101,0	82,9	92,5

Врахування D–G взаємодії стає визначальним, коли місцева форма придушена (стінка з проміжними ребрами, Σ-профілі, розкріплення стінки обшивкою) або профіль відносно товстий. Тому в інженерній методиці (розділ 4) взаємодію D–G перевіряють завжди, коли $\lambda_d > 0{,}561$ і $P_{ne} < P_y$: це не потребує додаткових обчислень, а запобігає завищенню несучої здатності.

3.5 Вплив технологічних отворів

Розглянуто стійку С150×50×15×1,5 довжиною 1,0 м з овальними отворами шириною 38 мм у стінці; відносна довжина отворів L_h/S (L_h – довжина отвору, S – крок) змінювалась від 0 до 0,4. Відповідно до [17] критичне навантаження форми перерізу визначено МСС зі зменшеною товщиною стінки $t_w = t(1 - L_h/S)^{1/3}$, несучу здатність обмежено навантаженням текучості перерізу нетто P_{ynet}, для форми перерізу застосовано перехідну ділянку кривої.

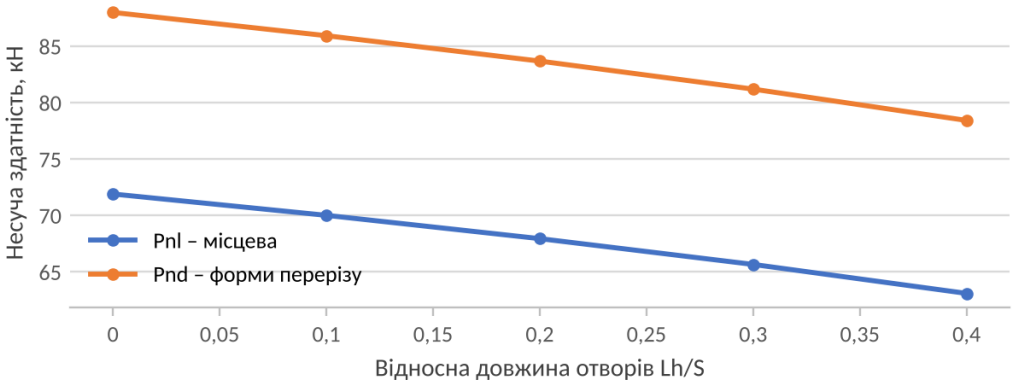


Рис. 3.4 Вплив перфорації стінки на несучу здатність профілю С150×50×15×1,5 (розрахунок автора)

Таблиця 3.4

Вплив перфорації на критичні навантаження та несучу здатність, кН (розрахунок автора)

L_h/S	P_{crl}	P_{crd}	P_{nl}	P_{nd}	P_n
0,0	44,9	87,5	71,9	88,0	71,9
0,1	41,7	83,2	70,0	85,9	70,0
0,2	38,3	78,6	67,9	83,7	67,9
0,3	34,8	73,8	65,6	81,2	65,6
0,4	31,2	68,7	63,1	78,4	63,1

При L_h/S = 0,4 критичні навантаження зменшуються на 21…31 %, але несуча здатність – лише на 12 %, бо післякритична робота перерізу частково

компенсує втрату жорсткості стінки. Отвори з $L_h/S \le 0{,}2$ знижують несучу здатність не більше ніж на 6 %, що можна враховувати у проєктуванні спрощено.

3.6 Складені перерізи: вплив кроку з'єднувачів

Для складеного двотавра 2C150×50×15×1,5 (профілі з'єднані стінками самонарізними гвинтами) при L = 3,0 м використано модифіковану гнучкість за AISI S100 [3]:

$$(L/i)_m = \sqrt{((L/i)_0^2 + (a/i_1)^2)} \qquad (3.1)$$

де $(L/i)_0$ – гнучкість складеного стрижня як цілого; a – крок з'єднувачів; i_1 = 19,0 мм – радіус інерції одного профілю відносно власної меншої осі.

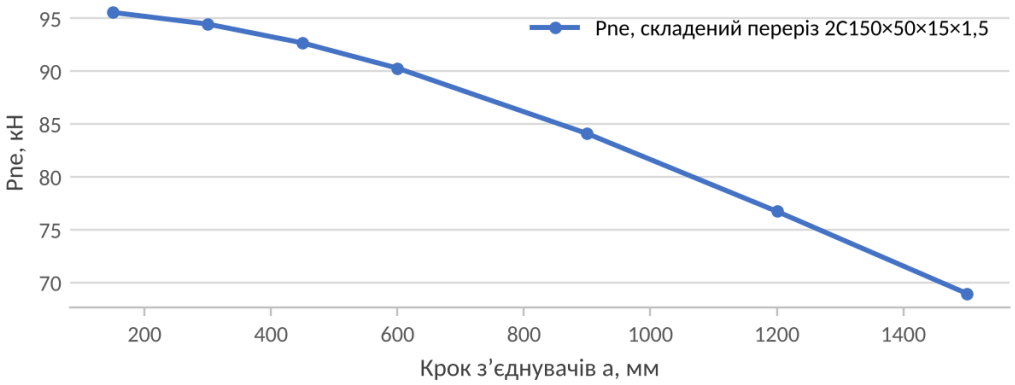


Рис. 3.5 Вплив кроку з'єднувачів на несучу здатність за загальною формою складеного перерізу (розрахунок автора)

Таблиця 3.5

Вплив кроку з'єднувачів складеного перерізу 2C150×50×15×1,5 (L = 3 м)

a, мм	a/i_1	$(L/i)_0$	$(L/i)_m$	P_{cre}, кН	P_{ne}, кН
150	7,9	126,2	126,4	109,0	95,6
300	15,8	126,2	127,1	107,7	94,5
450	23,7	126,2	128,4	105,7	92,7
600	31,6	126,2	130,0	102,9	90,3
900	47,3	126,2	134,7	95,9	84,1
1200	63,1	126,2	141,1	87,5	76,7
1500	78,9	126,2	148,8	78,6	69,0

При кроці 150…300 мм складений переріз працює практично як монолітний (зниження P_{ne} близько 1 %). Крок 600 мм знижує несучу здатність на 5,5 %, 1200 мм – на 20 %, 1500 мм – на 28 %. Практична рекомендація: крок з'єднувачів не більше 300…450 мм, що відповідає умові $a/i_1 \le 25$. Аналогічний висновок щодо суттєвого впливу кроку з'єднувачів отримано в [22, 23].

3.7 Статистична мінливість і чутливість несучої здатності

Для стрижня С150×50×15×1,5 довжиною 2,5 м виконано 600 реалізацій методу Монте-Карло. Прийнято: межа текучості – логнормальний розподіл із середнім $1{,}10f_y$ і коефіцієнтом варіації 6 %; товщина – нормальний розподіл із середнім t і коефіцієнтом варіації 2,5 %; модуль пружності – 2 %; ширина полиці – 1 %; довжина відгину – 3 %; висота – 0,5 %. Ці статистичні параметри є прийнятим методичним припущенням, характерним для оцинкованого холодноформованого прокату. У кожній реалізації переріз заново розраховувався МСС, а несуча здатність – за DSM.

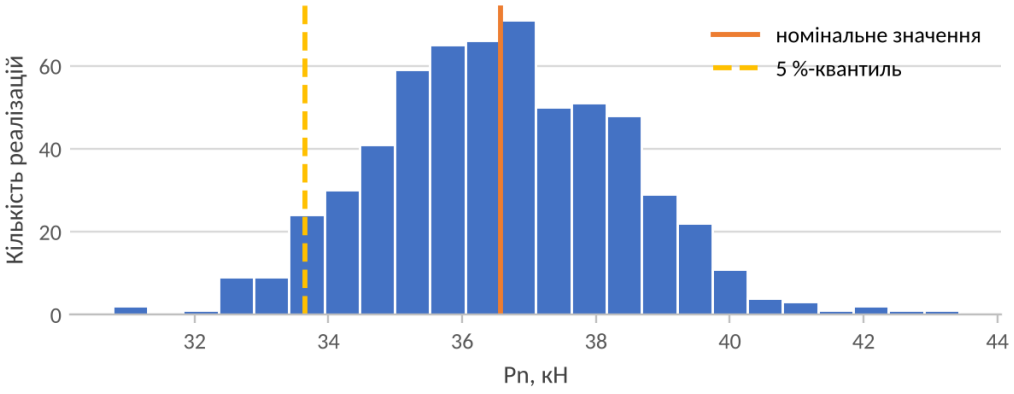


Рис. 3.6 Гістограма несучої здатності за результатами моделювання Монте-Карло (розрахунок автора)

Середнє значення P_n = 36,6 кН збігається з номінальним (36,6 кН); середнє квадратичне відхилення 1,85 кН, коефіцієнт варіації 5,0 %, 5 %-квантиль 33,7 кН, тобто на 8,0 % менше від номінального значення. Межі вибірки – 30,8…43,4 кН.

Внесок окремих параметрів оцінено зміною кожного з них на одне стандартне відхилення при фіксованих інших (рис. 3.7).

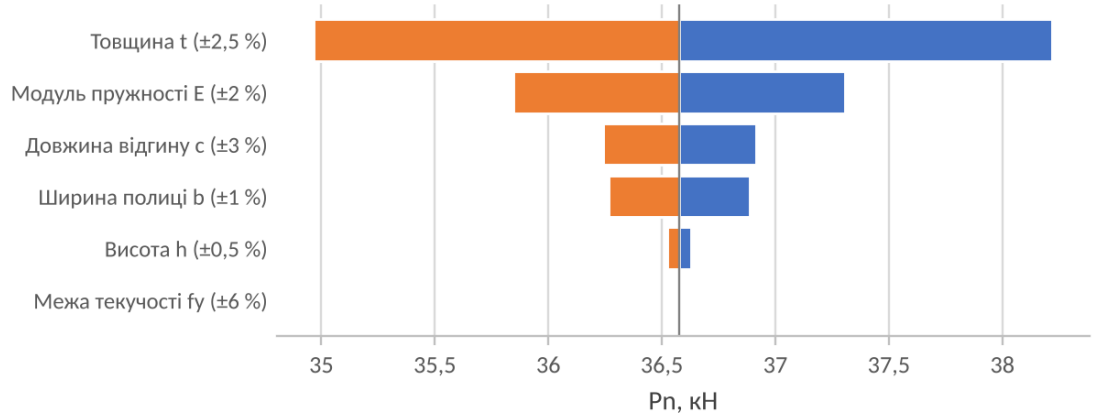


Рис. 3.7 Чутливість несучої здатності до вхідних параметрів (розрахунок автора)

Визначальним параметром є товщина листа: зміна на ±2,5 % змінює несучу здатність на ±4,4 %. Модуль пружності дає ±2,0 %, ширина полиці й довжина відгину – по ±0,9 %, висота стінки – ±0,14 %. Межа текучості для цього стрижня не впливає зовсім, бо загальна стійкість пружна ($\lambda_c > 1{,}5$), а місцева крива DSM спирається на P_{ne}, а не на P_y. Практичний висновок: для стійок ЛСТК контроль фактичної товщини (без цинкового покриття) важливіший за контроль класу міцності сталі.

3.8 Висновки до розділу 3

1. Несуча здатність стиснутих стрижнів за DSM і ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 у середньому збігається (середнє відношення 1,01), але відхилення сягають −22…+17 %; DSM консервативніший для перерізів з високою гнучкістю стінки.

2. D–G взаємодія знижує несучу здатність за формою перерізу на 23…70 % при L = 1,5…3 м, але для розглянутих швелерів з відгинами не змінює кінцевого результату, оскільки визначальною є місцева форма.

3. Перфорація з $L_h/S \leq 0,2$ знижує несучу здатність не більше ніж на 6 %, з $L_h/S = 0,4$ – на 12 %.

4. Крок з'єднувачів складеного перерізу слід обмежувати 300…450 мм ($a/i_1 \leq 25$).

5. Коефіцієнт варіації несучої здатності становить близько 5 %, найбільший вплив має товщина листа.

Розділ 4
ІНЖЕНЕРНА МЕТОДИКА РОЗРАХУНКУ ТА ПРИКЛАД ЇЇ ЗАСТОСУВАННЯ

4.1 Алгоритм методики

На підставі результатів розділів 2 і 3 запропоновано інженерну методику розрахунку просторової стійкості стиснутих елементів ЛСТК (рис. 4.1). Вона складається з таких кроків:

– задання геометрії перерізу за осьовими лініями, характеристик сталі, розрахункових довжин для згину відносно кожної осі та кручення;

– розрахунок МСС: сигнатурна крива, P_{crl}, P_{crd}; якщо мінімуму форми перерізу немає – значення в точці перегину кривої;

– визначення P_{cre} за аналітичними формулами загальної стійкості (з різними розрахунковими довжинами) або МСС при заданій довжині;

– обчислення P_{ne} за (1.3) та P_{nl} за (1.4);

– перевірка умови $\lambda_d > 0{,}561$ і $P_{ne} < P_y$; якщо вона виконується, P_{nd} обчислюють за (1.5) з заміною P_y на P_{ne} (D–G взаємодія), інакше – за (1.5);

– для перфорованих елементів – обмеження P_{ynet} і зменшена товщина стінки при розрахунку P_{crd} [17]; для складених – модифікована гнучкість (3.1);

– перевірка $N_{Ed} \le P_n/\gamma_{M1}$ та, для контролю, порівняння з $N_{b,Rd}$ за ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3; якщо результати різняться більш як на 15 %, рекомендується проаналізувати причину (зазвичай – модель пружної опори відгину) і прийняти менше значення.

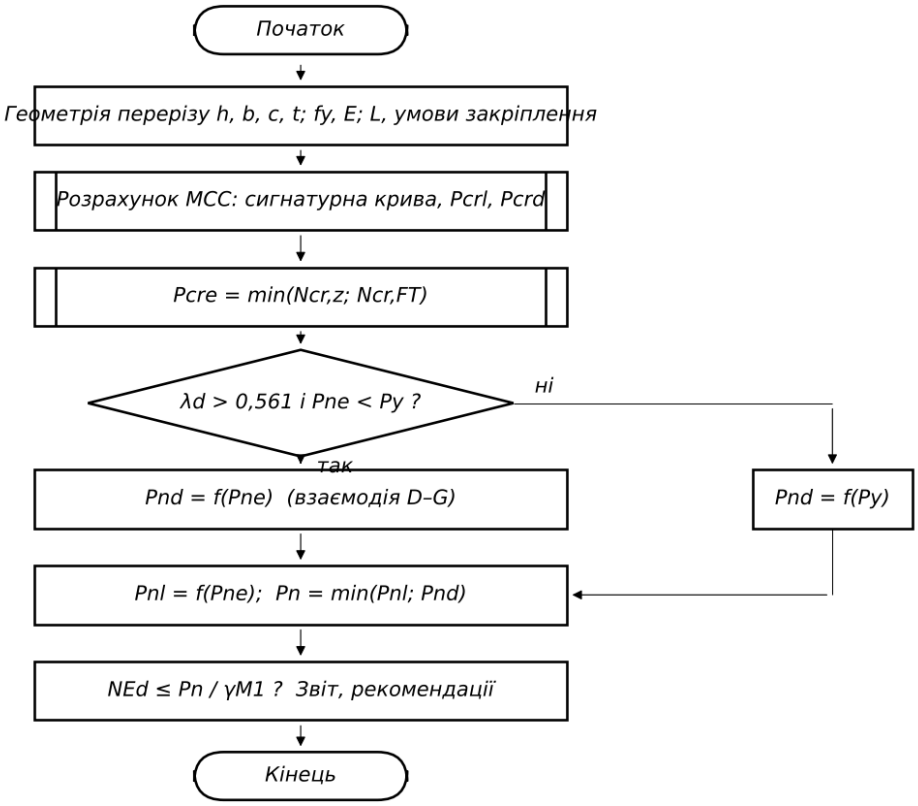


Рис. 4.1 Блок-схема інженерної методики розрахунку

Порівняно з чинною процедурою Єврокоду методика не потребує ітерацій для ефективного перерізу, однаково застосовується до будь-якого відкритого перерізу, автоматично враховує взаємодію пластинок і містить явну перевірку D–G взаємодії. Контрольне зіставлення з ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 зберігає зв'язок з чинною нормативною базою України.

4.2 Приклад: стійка стінового каркаса двоповерхового будинку

Розглянуто стійку зовнішньої стіни першого поверху двоповерхового житлового будинку з ЛСТК у м. Кропивницькому (рис. 4.2). Висота поверху 2,8 м, крок стійок 0,6 м, вантажна ширина від перекриття й покрівлі 3,0 м. Стійка розкріплена з площини стіни розпіркою посередині висоти, тому розрахункова довжина відносно меншої осі та при крученні – 1,4 м, відносно більшої осі – 2,8 м.

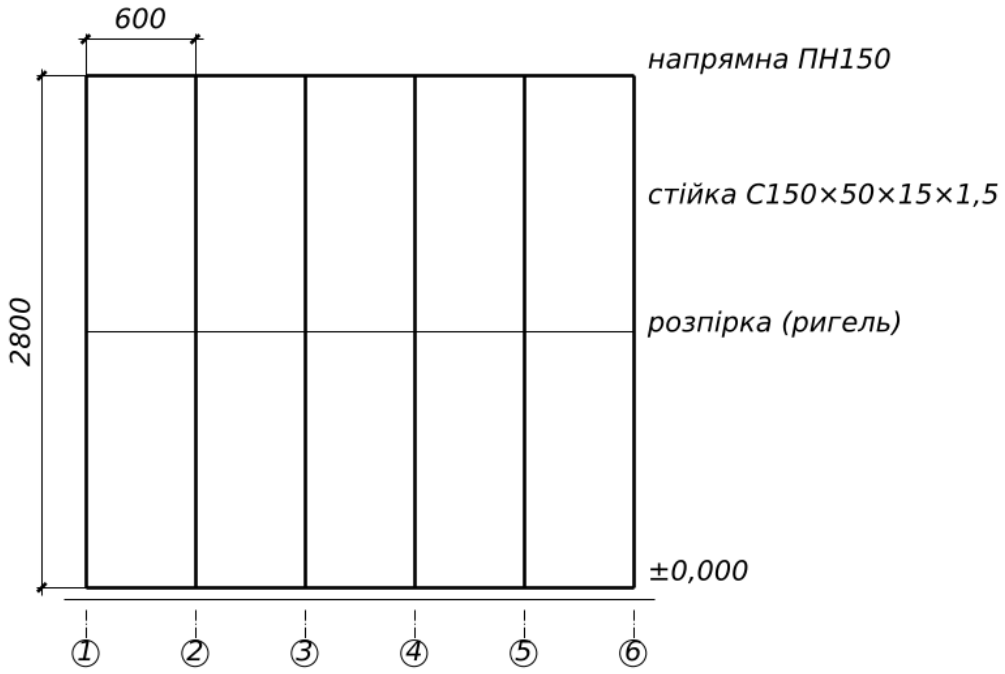


Рис. 4.2 Схема фрагмента стінового каркаса

Характеристичне значення снігового навантаження для Кропивницького (Кіровограда) S_0 = 1230 Па прийнято за додатком Е ДБН В.1.2-2:2006 [25]; коефіцієнт форми покрівлі μ = 1,0, граничне значення для терміну експлуатації 50 років. Збір навантажень наведено в табл. 4.1.

Таблиця 4.1

Збір навантажень на стійку

Навантаження	**Характеристичне, кПа**	**γ_f**	**На стійку, кН**
Власна вага покрівлі	0,50	1,10	0,99
Снігове (S0 = 1230 Па, μ = 1)	1,23	1,00	2,21
Власна вага перекриття	0,60	1,10	1,19
Корисне на перекриття	1,50	1,30	3,51
Вага стіни другого поверху (0,30 кПа × 2,8 м)	0,30	1,10	0,55
Разом N_{Ed}			**8,46**

Розрахункове поздовжнє зусилля N_{Ed} = 8,46 кН. Результати розрахунку для трьох товщин профілю С150×50×15 наведено в табл. 4.2.

Таблиця 4.2

Результати перевірки стійки C150×50×15 (розрахунок автора)

Величина	**t = 1,0 мм**	**t = 1,2 мм**	**t = 1,5 мм**
Площа A, мм²	280	336	420
P_{crl}, кН	13,4	23,0	44,9
P_{crd}, кН	36,6	54,0	87,5
$N_{cr,z}$ (L_z = 1,4 м), кН	107,0	128,4	160,5
$N_{cr,FT}$, кН	85,2	102,9	129,9
P_{ne}, кН	60,6	72,9	91,5
P_{nl}, кН	30,4	41,6	61,1
P_{nd}, кН	46,7	62,2	88,0
P_{nd}(D–G), кН	36,5	48,2	67,4
P_n (методика), кН	30,4	41,6	61,1
A_{eff} за EC3, мм²	115,0	169,3	253,5
χ за кривою b	0,791	0,749	0,708
$N_{b,Rd}$ за EC3, кН	31,8	44,4	62,8
Коефіцієнт використання N_{Ed}/P_n	0,28	0,20	0,14

Для всіх товщин загальна стійкість визначається згинально-крутильною формою, а несуча здатність – місцевою формою у взаємодії із загальною. D–G взаємодія знижує P_{nd} на 22…23 %, але не стає визначальною. Різниця між DSM і Єврокодом не перевищує 7 %, тобто результати методики підтверджуються контрольним розрахунком.

Профіль товщиною 1,0 мм забезпечує коефіцієнт використання 0,28 за DSM, тобто має більш ніж трикратний запас за центральним стиском. Остаточний вибір товщини слід робити з урахуванням згину від вітрового навантаження, ексцентриситету обпирання балок перекриття, вимог до з'єднань і вогнестійкості, що виходить за межі цієї роботи. Застосування профілю 1,0 мм замість 1,5 мм зменшує витрату сталі на стійки на 33 %.

4.3 Рекомендації для проєктування

1. Для профілів з $h/t \geq 100$ опір втраті стійкості форми перерізу за моделлю пружної опори ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 слід перевіряти МСС.

2. Довжину відгину приймати 0,3…0,4 ширини полиці.

3. Розпірки стійок рекомендовано ставити з кроком не більше 1,4…1,5 м: це переводить загальну стійкість у непружну область і підвищує ефективність перерізу.

4. Крок з'єднувачів складених перерізів – не більше 300…450 мм.

5. Перфорацію стінки з $L_h/S \leq 0,2$ можна враховувати зниженням несучої здатності на 5…6 %; більші отвори – за методикою [17].

6. Під час вхідного контролю пріоритетно перевіряти фактичну товщину металу.

4.4 Висновки до розділу 4

1. Запропоновано алгоритм інженерної методики розрахунку просторової стійкості стиснутих елементів ЛСТК на основі МСС і DSM з перевіркою D–G взаємодії та контролем за ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3.

2. На прикладі стійки двоповерхового будинку показано, що для центрального стиску достатньо профілю С150×50×15×1,0 (коефіцієнт використання 0,28); розбіжність з Єврокодом не перевищує 7 %.

3. Сформульовано практичні рекомендації щодо довжини відгину, кроку розпірок і з'єднувачів, урахування перфорації та контролю товщини.

Розділ 5
ОХОРОНА ПРАЦІ

5.1 Аналіз небезпечних і шкідливих виробничих факторів

Монтаж каркасів ЛСТК виконують бригади з 3…5 монтажників із застосуванням електроінструменту (шуруповерти, дискові пили та торцювальні пили для металу, ножиці), риштувань і пересувних підмостей. Основними небезпечними та шкідливими факторами є:

– робота на висоті під час монтажу стінових панелей другого поверху, ферм і покрівлі [26];

– падіння елементів і інструменту з висоти, порізи гострими крайками тонкого металу;

– підвищений рівень шуму та вібрації від різання металу і закручування гвинтів [27];

– ураження електричним струмом від ручного електроінструменту та тимчасових електромереж [28];

– металевий пил та іскри під час різання абразивним кругом, несприятливий мікроклімат на відкритому майданчику.

Заходи щодо зниження впливу цих факторів наведено в табл. 5.1.

Таблиця 5.1

Заходи з охорони праці під час монтажу каркасів ЛСТК

Фактор	Заходи	Нормативний документ
Робота на висоті понад 1,3 м	Інвентарні риштування з огородженням висотою 1,1 м, страхувальні системи з анкерними лініями, наряд-допуск	НПАОП 0.00-1.15-07 [26]
Падіння предметів	Небезпечні зони, огородження, сумки для інструменту, каски	ДБН А.3.2-2-2009 [29]
Гострі крайки металу	Захисні рукавиці з порізостійкістю, зачищення крайок, складування профілів на стелажах	ДБН А.3.2-2-2009 [29]

Фактор	Заходи	Нормативний документ
Шум і вібрація	Ножиці та пили з низьким рівнем шуму замість абразивних кругів, протишумові навушники, регламентовані перерви	ДСН 3.3.6.037-99 [27]
Електричний струм	Інструмент класу II, ПЗВ 30 мА, перевірка кабелів перед зміною, заборона роботи під дощем	НПАОП 40.1-1.21-98 [28]
Пил та іскри	Захисні окуляри, респіратори, відведення іскор від горючих матеріалів	ДБН А.3.2-2-2009 [29]

5.2 Розрахунок рівня шуму на робочому місці

На ділянці різання профілів одночасно працюють торцювальна пила для металу (L_1 = 96 дБА), дві дискові пили з твердосплавним диском ($L_2 = L_3$ = 92 дБА) та три шуруповерти ($L_{4...6}$ = 82 дБА) – рівні на робочому місці за паспортними даними інструменту. Сумарний рівень звуку

$$L_\Sigma = 10 \lg \Sigma\, 10^{0,1 \cdot Li} \tag{5.1}$$

$$L_\Sigma = 10 \lg(10^{9,6} + 2 \cdot 10^{9,2} + 3 \cdot 10^{8,2}) = 98,8 \text{ дБА} \tag{5.2}$$

Допустимий рівень для робочих місць за ДСН 3.3.6.037-99 становить 80 дБА [27], перевищення – 18,8 дБА. Застосування протишумових навушників з ефективністю зниження 25 дБА забезпечує рівень під навушниками 73,8 дБА < 80 дБА. Крім того, рекомендовано замінити абразивне різання на різання ножицями для профілю (рівень близько 80 дБА) і винести ділянку різання на відстань не менше 15 м від інших робочих місць, відокремивши її з боку проходу акустичним екраном (рис. 5.1). Для точкового джерела на відкритому майданчику рівень зменшується на 6 дБА при подвоєнні відстані; за рівня 98,8 дБА на відстані 1 м до 80 дБА він знизиться на відстані $r = 10^{(98,8 - 80)/20} \approx 9$ м.

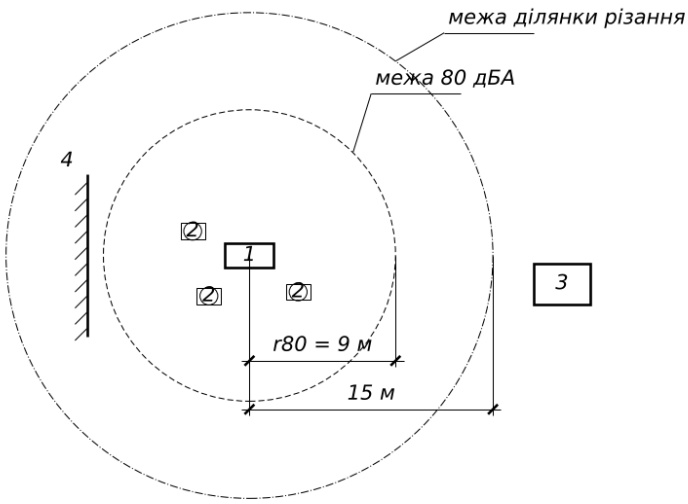


Рис. 5.1 Схема зонування ділянки різання профілів за рівнем шуму: 1 – торцювальна пила; 2 – дискові пили; 3 – робочі місця складання каркаса; 4 – акустичний екран

5.3 Електробезпека під час роботи з електроінструментом

Для живлення інструменту на будівельному майданчику передбачають тимчасовий розподільний щит із пристроями захисного вимкнення зі струмом спрацювання 30 мА. Опір ізоляції переносного інструменту має бути не менше 0,5 МОм; перевірку виконують не рідше одного разу на 6 місяців, зовнішній огляд – перед кожною видачею [28]. Металевий каркас ЛСТК у процесі монтажу є протяжною провідною конструкцією, тому інструмент класу I без ПЗВ не застосовують, а подовжувачі прокладають з захистом від механічних пошкоджень.

5.4 Безпека в надзвичайних ситуаціях

У разі повітряної тривоги роботи на висоті негайно припиняють, монтажні елементи закріплюють, електроінструмент знеструмлюють, працівники прямують до найближчого укриття. Згідно з ДБН В.2.2-5:2023 [30] на будівельному майданчику або поблизу має бути визначене захисне чи

найпростіше укриття, маршрути руху до нього позначають, а час досягнення укриття враховують у плані організації робіт. Відповідальний за виконання робіт проводить інструктаж щодо дій у надзвичайних ситуаціях і перевіряє наявність засобів першої допомоги та пожежогасіння.

5.5 Висновки до розділу 5

1. Визначено основні небезпечні та шкідливі фактори монтажу каркасів ЛСТК і заходи щодо їх зниження.

2. Сумарний рівень шуму на ділянці різання становить 98,8 дБА і перевищує допустимий на 18,8 дБА; засоби індивідуального захисту та заміна абразивного різання забезпечують дотримання норм.

3. Сформульовано вимоги електробезпеки та порядок дій у надзвичайних ситуаціях.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. Аналіз літератури показав, що несуча здатність стиснутих холодноформованих елементів визначається місцевою, загальною стійкістю та стійкістю форми перерізу, а також їхньою взаємодією. Чинний ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 враховує їх методом ефективних ширин і моделлю пружної опори ребра, метод прямої міцності – через пружні критичні навантаження всього перерізу.

2. Розроблено програму розрахунку пружної стійкості методом скінченних смуг; похибка на тестових задачах не перевищує 0,15 %. Для профілю C150×50×15×1,5 P_{crl} = 44,9 кН, P_{crd} = 87,5 кН.

3. Місцеве критичне навантаження зростає пропорційно t^3, навантаження форми перерізу – як $t^{2,2}$; раціональна довжина відгину становить 0,3…0,4 ширини полиці.

4. Модель пружної опори ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 дає критичні напруження форми перерізу на 6…12 % вищі за МСС для профілів висотою 100 мм і на 54…65 % – для висоти 150 мм.

5. Відношення несучої здатності за DSM до результату за Єврокодом змінюється від 0,78 до 1,17 (середнє 1,01); DSM консервативніший для перерізів з високою гнучкістю стінки.

6. D–G взаємодія знижує несучу здатність за формою перерізу на 23…70 % при довжині 1,5…3 м, але для розглянутих швелерів з відгинами визначальною залишається місцева форма; перевірку взаємодії включено до методики.

7. Перфорація з $L_h/S \le 0{,}2$ знижує несучу здатність до 6 %, крок з'єднувачів складеного перерізу слід обмежувати 300…450 мм.

8. Коефіцієнт варіації несучої здатності становить 5,0 %, найбільш впливовим параметром є товщина листа.

9. Запропоновано алгоритм інженерної методики та виконано приклад розрахунку стійки, який показав достатність профілю С150×50×15×1,0 за центрального стиску (коефіцієнт використання 0,28).

10. Розроблено заходи з охорони праці під час монтажу каркасів ЛСТК, виконано розрахунок рівня шуму.

GENERAL CONCLUSIONS

1. The literature review showed that the resistance of compressed cold-formed members is governed by local, global and distortional buckling and by their interaction. The Ukrainian standard DSTU-N B EN 1993-1-3 accounts for them through effective widths and the elastically supported stiffener model, while the Direct Strength Method uses the elastic critical loads of the whole cross-section.

2. A finite strip program for the elastic buckling analysis of thin-walled members was developed; the error on benchmark problems does not exceed 0.15 %. For the C150×50×15×1.5 section P_{crl} = 44.9 kN and P_{crd} = 87.5 kN.

3. The local critical load grows in proportion to t^3, the distortional one approximately as $t^{2.2}$; the rational lip length is 0.3…0.4 of the flange width.

4. The spring model of DSTU-N B EN 1993-1-3 gives distortional critical stresses 6…12 % higher than the finite strip method for 100 mm deep sections and 54…65 % higher for 150 mm deep sections.

5. The ratio of the DSM resistance to the Eurocode resistance ranges from 0.78 to 1.17 (mean 1.01); DSM is more conservative for sections with slender webs.

6. Distortional–global interaction reduces the distortional resistance by 23…70 % for lengths of 1.5…3 m, but local buckling remains governing for the lipped channels studied; the interaction check is included in the procedure.

7. Web perforations with $L_h/S \leq 0.2$ reduce the resistance by up to 6 %; the fastener spacing of built-up members should be limited to 300…450 mm.

8. The coefficient of variation of the resistance is about 5.0 %; the sheet thickness is the most influential parameter.

9. An engineering design procedure was proposed and applied to a wall stud, showing that the C150×50×15×1.0 section is sufficient for axial compression (utilisation 0.28).

10. Occupational safety measures for the erection of light steel frames were developed and the noise level was calculated.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Каркас із ЛСТК : готові рішення [Електронний ресурс] / РЕДІКОН ІНЖИНІРИНГ. URL: https://readycon.com.ua/articles/karkas-lstk/ (дата звернення: 14.09.2026).

2. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3:2012. Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-3. Загальні правила. Додаткові правила для холодноформованих елементів і профільованих листів (EN 1993-1-3:2006, IDT). [Чинний від 2013-07-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2012. URL: https://urdisc.com.ua/media/DSTU-N_B_EN_1993-1-3_2012.pdf (дата звернення: 03.10.2026).

3. AISI S100-16. North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members. Washington : American Iron and Steel Institute, 2016. 488 p.

4. Schafer B. W. Review: The Direct Strength Method of cold-formed steel member design. Journal of Constructional Steel Research. 2008. Vol. 64, No. 7–8. P. 766–778.

5. Розрахунок елементів із сталевих холодноформованих профілів відповідно до Єврокоду 3 : посібник / Український центр сталевого будівництва. Київ : УЦСБ. URL: https://uscc.ua/uploads/page/images/publications/lstk/raschet_lstk_po_evrokodu3.pdf (дата звернення: 22.09.2026).

6. Schafer B. W. Local, distortional, and Euler buckling of thin-walled columns. Journal of Structural Engineering. 2002. Vol. 128, No. 3. P. 289–299.

7. Direct Strength Method (DSM) Design Guide : CF06-1. Washington : American Iron and Steel Institute, 2006. URL: https://buildusingsteel.org/wp-content/uploads/2020/12/AISI-CF061E-Direct-Strength-Method-DSM-Design-Guide.pdf (дата звернення: 17.10.2026).

8. Winter G. Strength of thin steel compression flanges. Transactions of the American Society of Civil Engineers. 1947. Vol. 112. P. 527–554.

9. Hancock G. J. Cold-formed steel structures. Journal of Constructional Steel Research. 2003. Vol. 59, No. 4. P. 473–487.

10. Camotim D., Martins A. D., Dinis P. B. Towards the next-generation design of cold-formed steel structures [Електронний ресурс]. Universidade de Lisboa Research Portal. URL: https://researchportal.ulisboa.pt/pt/publications/towards-the-next-generation-design-of-cold-formed-steel-structure/ (дата звернення: 08.09.2026).

11. Timoshenko S. P., Gere J. M. Theory of elastic stability. 2nd ed. New York : McGraw-Hill, 1961. 541 p.

12. 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. URL: https://www.phd.eng.br/wp-content/uploads/2015/12/en.1993.1.3.2006.pdf (дата звернення: 29.10.2026).

13. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1:2010. Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1993-1-1:2005, IDT). Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2012.

14. Landolfo R. et al. Eurocodes: Background & Applications. Design of Steel Buildings. Worked examples : JRC Scientific and Policy Report JRC96658 / eds. A. Pinto, S. Dimova. Luxembourg : Publications Office of the European Union, 2015. URL: https://publications.jrc.ec.europa.eu/repository/bitstream/JRC96658/jrc_steel_report_2015_07_22.pdf (дата звернення: 11.10.2026).

15. Distortional buckling of cold-formed profiles [Електронний ресурс] / Consteel. URL: https://consteelsoftware.com/solutions/design-problems/distortional-buckling-of-cold-formed-profiles/ (дата звернення: 25.09.2026).

16. CUFSM: Elastic buckling analysis of thin-walled members by finite strip analysis [Електронний ресурс] / Johns Hopkins University. URL: https://www.ce.jhu.edu/cufsm/ (дата звернення: 06.10.2026).

17. Moen C. D., Schafer B. W. Direct strength method for design of cold-formed steel columns with holes. Journal of Structural Engineering. 2011. Vol. 137, No. 5. P. 559–570. URL: https://www.researchgate.net/publication/245305786_Direct_Strength_Method_for_Design_of_Cold-Formed_Steel_Columns_with_Holes (дата звернення: 19.09.2026).

18. Proposal to improve AISI S100 DSM design standards for cold-formed steel built-up closed cross-section columns subjected to local–global interaction buckling. Journal of Structural Engineering. DOI: https://doi.org/10.1061/JSENDH.STENG-11916 (дата звернення: 31.10.2026).

19. Bebiano R. et al. GBTUL – a code for the buckling analysis of cold-formed steel members. International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures. Rolla : Missouri University of Science and Technology. URL: https://scholarsmine.mst.edu/cgi/viewcontent.cgi?article=1348&context=isccss (дата звернення: 13.10.2026).

20. Distortional-global buckling interaction relevance in cold-formed steel lipped channel columns. Latin American Journal of Solids and Structures. URL: https://www.scielo.br/j/lajss/a/xfbLKkTLy7gsHfySM4pmJMK/?lang=en (дата звернення: 27.09.2026).

21. Local-distortional-global interaction in cold-formed steel lipped channel columns: behavior, strength and DSM design. Proceedings of the Annual Stability Conference. Structural Stability Research Council, 2016. URL: https://files.ssrcweb.org/proceedings/2016/local_distortional-global-interaction-in-cold-formed-steel-lipped-channel-column---behavior-strength-and-dsm-design.pdf (дата звернення: 02.11.2026).

22. Evaluation of the influence of bolt fastener spacing on the elastic critical load from the lateral-torsional buckling condition of built-up bending members. Materials. 2024. Vol. 17, No. 14. Art. 3392. URL: https://www.mdpi.com/1996-1944/17/14/3392 (дата звернення: 20.10.2026).

23. Basaglia C. et al. Buckling analysis of cold-formed steel built-up columns using Generalized Beam Theory. Proceedings of the Annual Stability Conference. Structural Stability Research Council, 2024. URL: https://files.ssrcweb.org/proceedings/2024/Basaglia_et_al_SSRC_2024.pdf (дата звернення: 09.10.2026).

24. Smith F. H. Finite strip elastic buckling solutions for thin-walled metal columns with perforation patterns : MS thesis. Blacksburg : Virginia Tech, 2013. URL: https://vtechworks.lib.vt.edu/bitstream/handle/10919/23680/Smith_FH_T_2013.pdf (дата звернення: 24.10.2026).

25. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об’єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. Київ : Мінбуд України, 2006. 60 с. URL: https://dnaop.com/html/42861_8.html (дата звернення: 04.11.2026).

26. НПАОП 0.00-1.15-07. Правила охорони праці під час виконання робіт на висоті. Київ : Держгірпромнагляд, 2007.

27. ДСН 3.3.6.037-99. Державні санітарні норми виробничого шуму, ультразвуку та інфразвуку. Київ : МОЗ України, 1999.

28. НПАОП 40.1-1.21-98. Правила безпечної експлуатації електроустановок споживачів. Київ : Держнаглядохоронпраці, 1998.

29. ДБН А.3.2-2-2009. Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення. Київ : Мінрегіонбуд України, 2012.