

Київський національний університет будівництва і архітектури

Міністерство освіти і науки України

Кваліфікаційна наукова

Праця на правах рукопису

ЦЮПИН ЄВГЕН ІВАНОВИЧ

УДК 624

ДИСЕРТАЦІЯ

**ДІЙСНА РОБОТА ВУЗЛІВ ФЕРМ З ТРУБ З ПОЧАТКОВИМИ
НЕДОСКОНАЛОСТЯМИ**

Галузь знань 19 – Архітектура та будівництво

Спеціальність 192 – Будівництво та цивільна інженерія

Подається на здобуття наукового ступеня доктора філософії

Дисертація містить результати власних досліджень. Використання ідей, результатів і текстів інших авторів мають посилання на відповідне джерело _____ Є. І. Цюпин

Науковий керівник – Білик Сергій Іванович, доктор технічних наук, професор

Київ – 2025

АНОТАЦІЯ

Цюпин Є.І. Дійсна робота вузлів ферм з труб з початковими недосконалостями.

– Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня доктора філософії за спеціальністю 192 – Будівництво та цивільна інженерія, галузь знань 19 – Архітектура та будівництво. – Київський національний університет будівництва і архітектури. Міністерство освіти і науки України, Київ, 2025 р.

Основний зміст дисертаційної роботи

Дисертаційна робота спрямована на розвиток та дослідження напружено-деформованого стану сталевих конструкцій просторової ферми з початковими недосконалостями вузлів та дослідження процесу зносу гарячого цинкування конструкцій.

За результатами виконаних оглядів, аналізів вітчизняних та закордонних практик та досліджень, чисельних скінчено-елементних та експериментальних досліджень:

- визначено, що в вітчизняних та закордонних нормативних документах, посібниках лише поверхнево описано вплив початкових недосконалостей на стійкість сталевих конструкцій та відсутні дослідження щодо початкових недосконалостей, які виникають в межах експлуатації будівлі та недосконалостей, що перевищують значення в нормативних документах. Відсутнє дослідження точкового зносу гарячого цинкового покриття поверхні сталевих конструкцій;
- визначено стійкість сталевих стрижнів сталевої ферми з жорсткими зварними вузлами при дійсній роботі під навантаженням просторового блоку ферм із сталевих труб;
- визначено стійкість пружних стрижнів з початковими недосконалостями сталевих ферм з жорсткими вузлами;
- удосконалено методики розрахунку зварних швів фланцевих вузлових з'єднань;
- встановлено принципові положення методики оцінки фізичного зносу оцинкованого покриття поверхні сталевих конструкцій при експлуатації.

У філософському контексті дослідження роботи вузлів ферм із труб, що мають початкові недосконалості, виходить за межі лише інженерної проблематики. Це питання торкається фундаментальних уявлень про природу матеріального світу, недосконалість форм і межі людського проєктування та конструювання. Жодна реальна структура не є абсолютно досконалою – завжди існують відхилення, деформації чи інші форми недосконалостей. У цьому сенсі конструкції можна розглядати як метафору самого буття – де ідеал ніколи не досягається повністю, а стійкість і надійність випробовуються у взаємодії з непередбачуваністю світу.

В першому розділі проаналізовано огляд проблематики досліджень стійкості центрально-стиснутих стрижнів з урахуванням початкових недосконалостей. Описано конструктивні рішення вузлів ферм з жорсткими вузлами та рекомендації щодо прийняття проєктних рішень. Проаналізовано вплив дефектів та пошкоджень на роботу сталевих конструкцій та описані рекомендації щодо їх усунення. Проаналізовано категорії агресивних середовищ та антикорозійний захист сталевих конструкцій з цинковим покриттям.

В другому розділі детально описано поведінку дійсної роботи просторового блоку ферм із сталевих труб та жорсткими вузлами під впливом навантаження. Виконано чисельне дослідження трьох типів схем: - з шарнірним з'єднанням всіх вузлів блоку ферм; - нерозрізні пояси ферм, елементи решітки приєднані шарнірно; - пояси ферм і елементи решітки з'єднанні жорстко. Результати розрахунку було порівняно та на основі оптимальної схеми прийняті перерізи. Виконані числові дослідження центрально-стиснутого стрижня з однією жорсткою опорою та з другою пружною опорою. Визначена фокусна точка із сталою координатою рівною значенню параметра стійкості. Розроблений методологічний підхід з врахуванням початкових додаткових згинальних моментів та початкових ексцентриситетів отриманих під час виготовлення конструкцій.

В третьому розділі виконані числові дослідження зміни напружень в центрально-стиснутих пружних сталевих трубчастих стрижнів при роботі ферм із жорсткими вузлами при різних початкових відхиленнях. Проведені числові дослідження деформованого стану стрижня умовно центрально-стиснутого з

початковими недосконалостями. Проведено додаткові числові дослідження деформованого стану стрижня умовно центрально-стиснутого з початковими недосконалостями для впливу жорсткості пружної опори. Розроблений методологічний підхід для визначення деформованого стану центрально-стиснутих стрижнів при максимальних відхиленнях, які отримані під час виготовлення, монтажу або експлуатації конструкції. Встановлені закономірності між деформованою віссю стрижня і навантажувальним фактором при різних початкових відхиленнях жорсткої опори.

В четвертому розділі розроблено теоретичний підхід для більш точного розрахунку зварних швів фланцевих з'єднань з врізаними ребрами жорсткості сталевих ферм з трубчастих порожнистих елементів. Методика розрахунку дає можливість визначити нерівномірність розподілення зусиль в зварних швах приєднання фланцевого з'єднання до трубчастих елементів. Порівняння результатів дослідження з результатами розрахунку вузла методом скінченних елементів показали якісний збіг. Виконано чисельні дослідження фланцевих з'єднань компонентним методом скінченних елементів, що дає змогу відійти від класичного підходу аналізу загальної жорсткості з'єднання.

В п'ятому розділі визначено, що доцільно визначати оцінку точкової корозії поверхні окремих груп конструкцій. Удосконалено фізико-математичну модель фізичного зносу цинкового покриття поверхні елементів і вузлів сталевих дорожніх конструкцій в умовах експлуатації міста на відкритому просторі на основі експериментальних даних. Розроблена методика оцінки фізичного зносу оцинкованого покриття поверхні сталевих конструкцій.

Ключові слова: стійкість Ейлера, сталеві конструкції, стійкість пружних стрижнів, жорстка опора, пружна опора, обстеження, гнучкість стрижнів, пружна робота, критерій стійкості, моделювання стійкості конструкцій, коефіцієнт розрахункової довжини, технічний огляд, фланцеві вузли, напруження, зварні шви, розрахункові зусилля, знос цинкового покриття, гаряче цинкування, еквівалентні напруження, чисельне моделювання, компонентний метод скінчених елементів, надійність, неруйнівний контроль.

ABSTRACT

Tsyupyn Y.I. Actual Behavior of Galvanized Steel Tube Trusses with Rigid Joints Considering Initial Imperfections. – Qualification research work (manuscript). Dissertation for the degree of Doctor of Philosophy in the specialty 192 – Civil Engineering and Construction, field of knowledge 19 – Architecture and Construction. – Kyiv National University of Construction and Architecture. Ministry of Education and Science of Ukraine, Kyiv, 2025.

Main content of the dissertation

The dissertation focuses on the development and investigation of the stress-strain state of steel spatial truss structures with initial imperfections in joints and the study of the wear process of hot-dip galvanized coatings on structures.

Based on reviews, analyses of domestic and foreign practices and studies, numerical finite element analyses, and experimental investigations:

- It was determined that domestic and international regulatory documents and manuals only superficially describe the influence of initial imperfections on the stability of steel structures. There is a lack of studies regarding imperfections that arise during the service life of a building and imperfection values exceeding normative limits. No research has been conducted on localized wear of hot-dip galvanized coatings on steel surfaces.
- The stability of steel members of a truss with rigid welded joints under actual load conditions of a spatial truss block made of steel tubes was determined.
- The stability of elastic members with initial imperfections in steel trusses with rigid joints was determined.
- Methods for calculating welded joints in flanged node connections were improved.
- Fundamental principles for assessing the physical wear of galvanized coatings on steel surfaces during operation were established.

In the philosophical context, the study of truss joints with initial imperfections goes beyond purely engineering issues. It touches upon fundamental notions of the material world, imperfection of forms, and the limits of human design and construction. No real structure is perfectly flawless—there are always deviations, deformations, or other forms of imperfection. In this sense, structures can be seen as a metaphor for existence itself, where

the ideal is never fully achieved, and stability and reliability are tested through interaction with the unpredictability of the world.

In the first chapter, a review of the research problems concerning the stability of centrally compressed members considering initial imperfections is presented. Structural solutions for truss joints with rigid connections and recommendations for design decisions are described. The influence of defects and damages on the performance of steel structures is analyzed, with recommendations for their mitigation. Categories of aggressive environments and corrosion protection of steel structures with zinc coatings are analyzed.

The second chapter provides a detailed description of the actual behavior of a spatial truss block of steel tubes with rigid joints under load. Numerical analysis was performed for three types of schemes: - with hinged connections at all nodes of the truss block, - continuous truss chords with lattice elements connected hinge-wise, - truss chords and lattice elements rigidly connected.

Calculation results were compared, and cross-sections were chosen based on the optimal scheme. Numerical studies of a centrally compressed member with one rigid support and another elastic support were performed. A focal point with a constant coordinate equal to the stability parameter value was determined. A methodological approach was developed, accounting for initial additional bending moments and initial eccentricities arising during fabrication.

In the third chapter, numerical studies of stress changes in centrally compressed elastic steel tubular members of trusses with rigid joints under various initial deviations were conducted. Numerical investigations of the deformed state of a conditionally centrally compressed member with initial imperfections were carried out. Additional numerical studies were performed to assess the effect of elastic support stiffness. A methodological approach for determining the deformed state of centrally compressed members at maximum deviations arising during fabrication, assembly, or operation was developed. Patterns between the deformed member axis and the load factor for different initial deviations of the rigid support were established.

The fourth chapter develops a theoretical approach for more accurate calculation of welded joints in flanged connections with inserted stiffening ribs of steel trusses with tubular

hollow members. The calculation method allows determining the uneven distribution of forces in welded joints connecting the flange to tubular elements. Comparison of the results with finite element analysis showed good agreement. Numerical studies of flanged connections using the component finite element method were performed, enabling analysis beyond the classical approach of overall joint stiffness.

In the fifth chapter, it was established that it is advisable to evaluate localized corrosion for specific groups of structures. The physical-mathematical model of zinc coating wear on elements and joints of steel road structures under urban open-air conditions was improved based on experimental data. A methodology for assessing the physical wear of galvanized coatings on steel structures was developed.

Keywords: Euler stability, steel structures, stability of elastic members, rigid support, elastic support, inspection, slenderness of members, elastic behavior, stability criterion, structural stability modeling, effective length factor, technical survey, flange joints, stresses, welds, design forces, zinc coating degradation, hot-dip galvanizing, equivalent stresses, numerical modeling, component finite element method, reliability, non-destructive testing.

СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗДОБУВАЧА ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ

Статті у науковому виданні, включеному до переліку фахових видань України категорії «А», яке цитується у реферативній базі Web of Science

1. Bilyk S.I., Bilyk A.S., Nilova T.O., Shpynda V.Z., Tsyupyn E.I. Bucking of the steel frames with the I-shaped cross-section columns of variable web height. Strength of Materials and Theory of Structures. 2018. №100. P. 140-154. <http://opir.knuba.edu.ua/zbirnyk-100>. *Особисто автором запропоновано методика визначення критичного навантаження та коефіцієнта розрахункової довжини при втраті стійкості рам.*
2. Bilyk S., Bilyk A., Tsyupyn E. The stability of elastic elements in a deformed state with initial structural form imperfections for truss elements with rigid nodes was studied. Strength of Materials and Theory of Structures. 2022. №109. P. 213-228. <https://doi.org/10.32347/2410-2547.2022.109.213-228>. *Особисто автором розроблено методологічний підхід, що дає змогу визначити деформаційний стан центрально-стиснутих стрижнів при максимальних відхиленнях, які отримані під час виготовлення, монтажу або експлуатації.*

Статті у науковому виданні, включеному до переліку фахових видань України категорії «Б»

3. Білик А.С., Цюпин Є.І. Визначення впливу пружності вузла на розрахункову довжину сталевих колон малоповерхових рам. Містобудування та територіальне планування. 2018. №67. С. 85-93. http://nbuv.gov.ua/UJRN/MTP_2018_67_16. *Особисто автором отримано результати на основі методу початкових параметрів узагальненого критерію стійкості стрижня на пружних опорах при вільному пружному закріпленні верхньої опори.*
4. Білик А., Цюпин Є., Джанов Л. Методика визначення коефіцієнту розрахункової довжини колон багатоповерхових рам шарнірно закріплених на фундаментах. Будівельні конструкції. Теорія і практика. 2019. №4. С. 70-77. <https://doi.org/10.32347/2522-4182.4.2019.70-77>. *Особисто автором розвинуто та узагальнено теоретичний підхід, щодо довжини визначення коефіцієнтів розрахункової довжини колон рам складних конструкцій.*

5. Білик С., Білик А., Цюпин Є., Нужний В., Ключниченко Т. Удосконалення методики розрахунку зварних швів фланцевих вузлових з'єднань із врізаними ребрами жорсткості просторових сталевих ферм з труб. 2020. №7. С. 57-65. <https://doi.org/10.32347/2522-4182.7.2020.57-65>. *Особисто автором розроблено нову методику розрахунку, що дає можливість визначити нерівномірність розподілення зусиль в зварних швах приєднання фланцевого з'єднання до трубчастих елементів.*
6. Білик А.С, Цюпин Є.І. Стійкість сталевих стрижнів сталевої ферми з жорсткими зварними вузлами. Містобудування та територіальне планування. 2020. №75. С.55-71. <https://doi.org/10.32347/2076-815x.2020.75.55-71>. *Особисто автором розроблено методологічний підхід, що дає можливість враховувати початкові додаткові згинальні моменти та початкові ексцентриситети, що отримані під час виготовлення конструкцій і отримати їх вплив на загальну стійкість стрижнів.*
7. Білик С. Білик А., Цюпин Є, Глітін О. Моделювання оцінки фізичного зносу цинкового покриття просторових сталевих рамних дорожніх конструкцій для інформаційних систем безпеки на дорогах. Будівельні конструкції. Теорія і практика. 2021. №8. С. 25-31. <https://doi.org/10.32347/2522-4182.8.2021.25-31>. *Особисто автором розроблено фізико-математичну модель зменшення цинкового покриття металоконструкцій при експлуатації в певних атмосферних умовах, а також розроблено методологічний підхід визначення зносу цинкового покриття сталевих дорожніх конструкцій в умовах експлуатації міста на відкритому просторі.*
8. Цюпин Є. Числові дослідження фланцевих вузлів ферм з обрізаними фланцями. Будівельні конструкції. Теорія і практика. 2025. №16. С. 56-65. <https://doi.org/10.32347/2522-4182.16.2025.56-65>.

Наукові праці, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації

9. Цюпин Є.І. Коефіцієнти розрахункових довжин металевих стержнів для висотних будівель // Будівля та споруди спеціального призначення: сучасні матеріали та конструкції: матеріали тез доповідей II науково-практичної конференції (м. Київ, 24-25 травня, 2018 р.). С. 80-81.

10. Tsyupyn E.I., Nuzhnyj V.V., Bilyk A.S. Stability and dynamics of variable cross-section cantilever steel structures // 27th International conference on materials and technology (Portorož, Slovenia. 16-18 October, 2019). P. 178.
11. Білик С.І., Нужний В.В., Цюпин Є.І. Критерій стійкості консольних сталевих двоступінчастих колон із плавно-змінною жорсткістю кожної частини // Комплексне забезпечення якості технологічних процесів та систем: матеріали тез доповідей IX Міжнародної науково-практичної конференції (м. Чернігів, 14-16 травня, 2019 р.). С. 112-113.
12. Білик А.С., Цюпин Є.І. Моделювання змін граничних умов при розрахунку колон на стійкість // Комплексне забезпечення якості технологічних процесів та систем: матеріали тез доповідей X Міжнародної науково-практичної конференції (м. Чернігів, 29-30 червня, 2020 р.). С. 96-97.
13. Білик С.І., Цюпин Є.І. Методика та моделювання зносу цинкового покриття металевих просторових металевих конструкцій для інформаційних систем безпеки на дорогах // Комплексне забезпечення якості технологічних процесів та систем: матеріали тез доповідей XI Міжнародної науково-практичної конференції (м. Чернігів, 26-27 травня, 2021 р.). С. 94.
14. Білик С.І., Білик С.А., Цюпин Є.І. Результати натурного експериментального дослідження зносу оцинкованого покриття конструкцій металевих просторових конструкцій рамних дорожніх конструкцій для інформаційних систем безпеки на дорогах після тривалої дії атмосферних умов міста // Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини: матеріали тез доповідей Міжнародної науково-технічної конференції (м. Одеса, 10-12 червня, 2021 р.) С. 9-10.
15. Білик С.І., Білик А.С., Цюпин Є.І. Вплив початкових недосконалостей на стійкість пружних стрижнів сталевих ферм з жорсткими вузлами // Комплексне забезпечення якості технологічних процесів та систем: матеріали тез доповідей XIV Міжнародної науково-практичної конференції (м. Чернігів, 23-24 травня, 2024 р.). С. 157-158.
16. Цюпин Є.І. Числові дослідження фланцевих вузлів ферм з попереднім напруженням // Будівлі та споруди спеціального призначення: сучасні матеріали та конструкції:

матеріали тез доповідей V Міжнародної науково-практичної конференції (м. Київ, 14-16 травня, 2025 р.). С. 136-137.

ЗМІСТ

ПЕРЕЛІК СКОРОЧЕНЬ ТА ПОЗНАЧЕНЬ.....	14
ВСТУП.....	15
РОЗДІЛ 1. КОНСТРУКТИВНЕ РІШЕННЯ ФЕРМ З ЖОРСТКИМИ ВУЗЛАМИ ТА СУЧАСНА МЕТОДОЛОГІЯ ЇХ РОЗРАХУНКУ.....	20
1.1 Огляд проблематики та сучасного стану досліджень.....	20
1.2 Конструктивне рішення вузлів ферм з жорсткими вузлами.....	25
1.3 Вплив дефектів та пошкоджень на роботу ферм.....	28
1.4 Антикоровісний захист сталевих конструкцій з цинковим покриттям.....	36
1.5 Висновки до розділу 1.....	37
РОЗДІЛ 2. РОБОТА ПРОСТОРОВОГО СТАЛЕВОГО БЛОКУ ФЕРМ З ТРУБ ПРИ УТОЧНЕННІ РОЗРАХУНКОВОЇ СХЕМИ.....	39
2.1 Дійсна робота під навантаженням просторового блоку ферм із сталевих труб та жорсткими вузлами.....	39
2.2 Стійкість сталевих стрижнів сталевої ферми з жорсткими зварними вузлами.....	55
2.3 Висновки до розділу 2.....	65
РОЗДІЛ 3. ВПЛИВ ПОЧАТКОВИХ НЕДОСКОНАЛОСТЕЙ НА НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНІЙ СТАН СТИСНУТИХ ЕЛЕМЕНТІВ ФЕРМ З ТРУБ.....	67
3.1 Стійкість пружних стрижнів з початковими недосконалостями сталевих ферм з жорсткими вузлами	67
3.2 Висновки до розділу 3.....	82
РОЗДІЛ 4. МОДЕЛЮВАННЯ РОБОТИ ФЛАНЦЕВИХ ВУЗЛІВ ФЕРМ З ПОПЕРЕДНІМ НАПРУЖЕННЯМ.....	83
4.1 Удосконалення методики розрахунку зварних швів фланцевих вузлових з'єднань із врізаними ребрами жорсткості просторових сталевих ферм з труб.....	83
4.2 Чисельні дослідження фланцевих вузлів ферм з попереднім напруженням.....	92

4.3 Чисельні дослідження фланцевих вузлів ферм з обрізаними фланцями.....	121
4.4 Висновки до розділу 4.....	150
РОЗДІЛ 5. МОДЕЛЮВАННЯ ЗНОСУ ЦИНКОВОГО ПОКРИТТЯ ПОВЕРХНІ ЕЛЕМЕНТІВ І ВУЗЛІВ ПРОСТОРОВОГО СТАЛЕВОГО БЛОКУ ФЕРМ З ТРУБ.....	151
5.1 Принципи побудови фізико-механічної моделі фізичного зносу цинкового покриття поверхні сталевих елементів при довготривалій експлуатації.....	151
5.2 Створення фізико-математичної моделі зміни товщини оцинкованого покриття сталевих елементів при експлуатації в агресивному середовищі.....	154
5.3 Експериментальні дослідження зміни товщини оцинкованого покриття поверхні сталевих елементів при експлуатації в агресивному середовищі.....	159
5.4 Висновки до розділу 5.....	165
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ.....	167
СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ.....	169
ДОДАТОК А. ДОВІДКА ПРО ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ НАУКОВОЇ ПРАЦІ.....	179

ПЕРЕЛІК СКОРОЧЕНЬ ТА ПОЗНАЧЕНЬ

I_x — постійний момент інерції перерізу

M_{x0} — початкове значення згинального момент

M_{xz} — згинальний момент в довільному перерізі з координатою z

a_{corrC} — товщина цинкового покриття поверхні сталевих елементів

T_{exp} — період експлуатації

α_k — швидкість зносу (зменшення товщини) цинку

T_0 — проектний терміну експлуатації

t_{corr0} — проектна товщини цинкового покриття

r_{tr} — радіус по зовнішньому діаметру

l_{tr} — зовнішній периметр труб вертикальних зварних швів

N_{wtr} — розтягуюче зусилля в зварному шві

l_{ftr} — загальна довжина зварного шва по торцю труби

d_{tr} — діаметр труби зовнішнього контуру

a_i — поточна відстань від центру болта до труби

k_r — критерій стійкості

ВСТУП

Актуальність теми дослідження:

Сталеві ферми з трубчастих елементів та жорсткими вузовими з'єднаннями належать до ефективних конструктивних систем сучасного будівництва, що широко застосовуються у покриттях будівель і споруд різного призначення. Надійність і довговічність таких конструкцій безпосередньо залежать від реальної роботи під навантаженням, стійкість стиснутих елементів із початковими недосконаlostями та якості зварних з'єднань у вузлах. Водночас традиційні розрахункові методики не повною мірою враховують складну просторову роботу ферм та вплив конструктивних особливостей вузлів на напружено-деформований стан.

Довговічність сталевих систем значною мірою залежить і від ефективності антикорозійного захисту. У випадку оцинкованих поверхонь під дією агресивних факторів відбувається поступове зменшення товщини покриття, що призводить до зниження залишкового ресурсу елементів. Це зумовлює потребу у побудові фізико-механічних та фізико-математичних моделей процесу зносу цинку, які дають можливість прогнозувати термін служби конструкцій.

Комплексне дослідження дійсної роботи сталевих ферм із жорсткими вузлами, удосконалення методик розрахунку зварних швів вузових з'єднань, числове моделювання напружено-деформованого стану та прогнозування зміни захисного покриття забезпечує підвищення надійності й безпеки сталевих конструкцій, зменшення витрат на їх експлуатацію та продовження терміну служби будівель і споруд.

Зв'язок з науковими програмами, планами, темами

Основні дослідження теоретичного і прикладного характеру пов'язані з напрямом наукових досліджень, що виконувались в період з 2021 по 2024 роки науково-педагогічними працівниками кафедри металевих та дерев'яних конструкцій Київського національного університету будівництва і архітектури (КНУБА) в межах науково-дослідної теми: «Розвиток теорії вибору раціональних ресурсозберігаючих конструкцій сталевих рам з використанням ефективних двотаврових профілів

енергоекономічних будівель» (номер держреєстрації: 0121U111715), що виконується на підставі наказу КНУБА від 03.06.2021 № 243.

Мета наукової роботи визначення дійсної роботи та напружено-деформованого стану елементів сталевих ферм з жорсткими вузлами просторового решітчастого блоку дорожніх конструкцій з урахуванням початкових недосконалостей. Визначення закономірності зміни товщини цинкового покриття сталевих ферм покриття під час довготривалої експлуатації

Об'єкт дослідження: сталеві ферми покриття із жорсткими вузлами дорожньої конструкції для інформаційних систем безпеки на дорогах.

Предмет дослідження: робота сталевих ферм з жорсткими вузлами просторового решітчастого блоку. Напружено-деформований стан елементів сталевих ферм з урахуванням початкових недосконалостями. Напружено-деформований стан в фланцевих вузлових з'єднаннях із врізаними ребрами жорсткості. Закономірності зміни товщини цинкового покриття сталевих ферм покриття під час довготривалої експлуатації при атмосферних умовах.

Методи дослідження: метод вихідних параметрів, метод початкових параметрів, методи будівельної механіки, методи опору матеріалів, методи теорії сталевих конструкцій міцності і стійкості елементів, аналіз, узагальнення, чисельний компонентний метод скінченних елементів, чисельний метод скінченних елементів, метод чисельного експерименту.

Основні завдання дослідження:

1. Визначити особливості роботи сталевих ферм з жорсткими вузлами просторового решітчастого блоку дорожніх конструкцій.
2. Визначити закономірності впливу початкових недосконалостей на напружено-деформований стан стиснутих елемент сталевих ферм.
3. Визначити закономірності впливу напружено-деформованого стану фланцевих вузлових з'єднаннях із врізаними ребрами жорсткості, зокрема з урахуванням початкових недосконалостей.
4. Розробити фізико-математичну модель фізичного зносу цинкового покриття сталевих ферм. Встановити закономірності зміни товщини покриття під час

довготривалої експлуатації при атмосферних умовах за результатами технічного інструментального обстеження.

5. Розробити методику оцінки і прогнозування фізичного зносу оцинкованого покриття поверхні елементів сталевих конструкцій.

Наукова новизна одержаних результатів полягає в наступному:

Вперше:

- встановлені закономірності взаємозв'язку між деформованою віссю стрижня та навантажувальним фактором за різних початкових відхилень жорсткої опори; розроблено методологічний підхід числових досліджень критерію стійкості центрально-стиснутого стрижня за умов жорсткого закріплення з однієї сторони опори та пружною з другого;
- розроблений методологічний підхід забезпечує можливість визначати деформований стан центрально-стиснутих стрижнів при максимальних початкових відхилень, що виникають під час виготовлення, монтажу або експлуатації конструкції;
- розроблено методику підвищеної точності розрахунку зварних швів фланцевих з'єднань із врізаними ребрами жорсткості в сталевих фермах із трубчастих порожнистих елементів;
- розроблена методика оцінки фізичного зносу оцинкованого покриття поверхні сталевих конструкцій.

Удосконалено:

- удосконалено й узагальнено методологічний підхід до оцінки впливу натурних початкових ексцентриситетів та кутів повороту перерізу на опорах для елементів сталевих ферм із жорсткими вузлами;
- чисельні методи оцінки жорсткості вузлів з'єднання та встановлено формування зон концентрації напружень;
- удосконалено фізико-математичну модель фізичного зносу цинкового покриття поверхні елементів і вузлів сталевих дорожніх конструкцій в умовах експлуатації міста на відкритому просторі та на основі експериментальних даних.

Практичне значення одержаних результатів полягає в практичній цінності підвищення ефективності та надійності просторових сталевих ферм із трубчастих

елементів і жорсткими вузлами. Розроблені та удосконалені методики розрахунку зварних швів у фланцевих вузлових з'єднаннях можуть бути використані при проєктуванні та перевірних розрахунках сталевих конструкцій. Запропоновані фізико-механічні та фізико-математичні моделі зносу цинкового покриття забезпечують можливість прогнозування довговічності сталевих елементів у агресивних середовищах, що є основою для планування термінів технічного обслуговування, ремонту або підсилення конструкцій. Результати числових досліджень вузлових з'єднань дозволяють уточнити розподіл зусиль і напружено-деформований стан у фермах, що підвищує точність оцінки несучої здатності.

Публікації. За темою дисертації опубліковано 16 робіт. Основні результати викладені в 2-х статтях у науковому виданні, включеного до переліку наукових фахових видань України категорії «А», яке цитується у реферативній базі Web of Science, 6 статтях у наукових виданнях, включених до переліку наукових фахових видань України категорії «Б». 8 робіт представлені, як тези доповідей у національних та міжнародних науково-технічних конференціях

Особистий внесок здобувача. Основні результати та розробки, які відображають суть дисертації, виконані здобувачем самостійно. Вибір теми та формування основних завдань дослідження виконані спільно з науковим керівником. Особистий внесок здобувача полягає у формуванні задач дослідження, генерування ідей щодо їх виконання, проведення чисельних досліджень, аналіз їх результатів.

Апробація результатів дослідження. Основні положення та результати дисертаційної роботи доповідались та обговорювались на національних та міжнародних науково-технічних конференціях, а саме:

- II науково-практичної конференції «Будівля та споруди спеціального призначення: сучасні матеріали та конструкції» конференції (м. Київ, 24-25 травня, 2018 р.);
- 27th International conference on materials and technology «Stability and dynamics of variable cross-section cantilever steel structures» (Portorož, Slovenia. 16-18 October, 2019);
- IX Міжнародної науково-практичної конференції «Комплексне забезпечення якості технологічних процесів та систем» (м. Чернігів, 14-16 травня, 2019 р.);

- X Міжнародної науково-практичної конференції «Комплексне забезпечення якості технологічних процесів та систем» (м. Чернігів, 29-30 червня, 2020 р.);
- XI Міжнародної науково-практичної конференції «Комплексне забезпечення якості технологічних процесів та систем» (м. Чернігів, 26-27 травня, 2021 р.).
- Міжнародної науково-технічної конференції «Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини» (м. Одеса, 10-12 червня, 2021 р.);
- XIV Міжнародної науково-практичної конференції «Комплексне забезпечення якості технологічних процесів та систем» (м. Чернігів, 23-24 травня, 2024 р.);
- V Міжнародної науково-практичної конференції «Будівлі та споруди спеціального призначення: сучасні матеріали та конструкції» (м. Київ, 14-16 травня, 2025 р.).

Публічна презентація наукових результатів дисертації, а також її обговорення відбувались на засіданнях кафедри металевих та дерев'яних конструкцій КНУБА (м. Київ, 2025 рік).

Структура та обсяг дисертації. Дисертаційна робота складається із переліку скорочень та позначень, вступу, п'яти розділів, загальних висновків, списку використаних джерел. Загальний обсяг роботи становить 180 сторінок, у тому числі основна частина складає 168 сторінок, список використаних джерел – 10 сторінок, додатки – 2 сторінки. Основна частина, крім тексту, включає таблиці, рисунки та формули.

Подяка. Висловлюю глибоку подяку силам оборони України, волонтерам, медикам та рятувальникам за можливість проведення наукових досліджень в незалежній державі. Висловлюю подяку науковому керівнику – доктору технічних наук, професору Білику Сергію Івановичу та колегам з кафедри металевих і дерев'яних конструкцій.

РОЗДІЛ 1. КОНСТРУКТИВНЕ РІШЕННЯ ФЕРМ З ЖОРСТКИМИ ВУЗЛАМИ ТА СУЧАСНА МЕТОДОЛОГІЯ ЇХ РОЗРАХУНКУ

1.1 Огляд проблематики та сучасного стану досліджень

Дослідження стійкості центрально-стиснутих стрижнів у межах пружної роботи сталі, а також аналіз впливу початкових недосконалостей мають тривалу історію та значний науково-практичний доробок [2...9]. Отримані результати стали основою сучасних норм проектування сталевих конструкцій як у Європі, так і в Україні [2, 23]. Подальший розвиток теорії було спрямовано на вдосконалення методів розрахунку стрижнів змінного перерізу [7, 8, 9], що застосовуються у різноманітних сталевих рамах [12, 13]. Окрему групу становлять новітні експериментальні та теоретичні дослідження просторової стійкості двотаврових елементів із плавно змінною геометрією по довжині [10]. Актуальними залишаються задачі уточнення коефіцієнтів розрахункової довжини та форм втрати стійкості для різних варіантів пружних рам [16...19] і просторових систем [25, 26]. Значного розвитку набула теорія просторової стійкості тонкостінних стрижнів [10, 20, 21], у якій враховується складна геометрія та конструктивні особливості перерізів [20, 21]. Важливим науковим напрямом є також розрахунки стійкості з урахуванням розвитку обмежених пластичних деформацій [2...7, 20, 22, 23, 24], що має принципове значення для визначення граничної несучої здатності конструкцій за аварійних або наднормативних впливів [14, 15].

Ключовою проблемою сучасних розрахунків стійкості стрижневих елементів із початковими недосконалостями є визначення того, як саме ці відхилення змінюють несучу спроможність елемента — як у випадку наявності конструктивних резервів, так і в ситуаціях, коли фактичні геометричні порушення та експлуатаційні вигини перевищують проектно допустимі межі.

Значний внесок у формування та розвиток теорії стійкості стрижневих елементів належить класичним працям відомих дослідників [47, 48, 49, 60, 61], серед яких Ейлер Л. (Euler, L., 1759 р.), Юнг Т. (Youngs T., 1807), Ламарль Е., Хеймі М., Ейнгельгардт Г., Енгесер Ф. (F. Engesser, 1889), Консідер А. (Considere A., 1891

р.), Карман Т. (Theodore von Kármán, 1908). Вагомим етапом у розвитку прикладної теорії стійкості стали узагальнення, виконані Ясинським Ф. С. у 1892–1893 рр. [47, 48, 49, 61], який систематизував дані експериментів Баушингера Й., Тетмайєра Л. та Косіндера А., і на їх основі сформував таблиці критичних напружень для стрижнів різної гнучкості. Це дало змогу вперше застосувати практичну табличну методику оцінювання стійкості центрально-стиснутих сталевих колон.

Паралельно з удосконаленням теорії пружної стійкості вчені Тимошенком С.П. та Дінником А.Н. заклали основи сучасного підходу до аналізу поведінки наскрізних сталевих колон постійного та змінного перерізів з урахуванням обмежених пластичних деформацій [48, 49]. На цьому етапі інтенсивно розвивалися також інженерні методи апроксимації кривих стійкості. Зокрема Джонсоном Дж. Б. (Johnson, J.B.) запропонував параболічну залежність для визначення критичних напружень при обмежених пластичних деформаціях виду: $\sigma_{cr} = \alpha - \beta \lambda^2$, де α та β – емпіричні параметри елемента. Подальший розвиток цих положень привів до відомої інженерної форми формули Джонсона для зони гнучкостей $\lambda \leq \lambda_1$: $\sigma_{cr} = f_y - (f_y - \sigma_e)(\lambda_1/\lambda)^2$. У термінах коефіцієнта поздовжнього згину φ ця залежність набуває вигляд: $\varphi = \sigma_{cr}/f_y = 1 - (1 - \sigma_e/f_y)(\lambda_1/\lambda)^2$. Лінійну апроксимацію критичних напружень розвивали Тетмайєр Л. та Ясинський Ф.С. Зокрема Тетмайєр Л. запропонував залежність: $\sigma_{cr} = \sigma_u [1 - a_1 \lambda]$, де $a_1 = (1/\pi)[(\sigma_e/E)(1 - \sigma_e/\sigma_u)]^{0.5}$, σ_e – межа пропорційності, σ_u – тимчасовий опір сталі [47, 48, 49, 60, 61]. При використанні діаграми Прандтля ($\sigma_e = f_y$), а також визначенні умов втрати стійкості при $\lambda_1 = \pi (E/f_y)^{0.5}$, формула Тетмайєра [47...50, 60, 61] переходить у вираз: $\sigma_{cr} = \sigma_u [1 - a_1 (\lambda/\lambda_1)]$, де $a_1 = [(1 - \sigma_e/\sigma_u)]^{0.5}$. Ясинський Ф.С., застосувавши метод найменших квадратів до експериментальних даних Тетмайєра та Косіндера, отримав просту лінійну залежність: $\sigma_{cr} = a - b\lambda$, де λ – розрахункова гнучкість стрижня, $a = 310$ МПа, коефіцієнт $b = 1,14$ МПа. Одним із найпоширеніших формулювань для оцінки стійкості з урахуванням пружно-пластичної поведінки матеріалу стала формула Ренкіна (Rankine W. J.) [49]: $\sigma_{cr} = \sigma_0 / (1 + \alpha \lambda^2)$, де σ_{cr} – критичні напруження, λ – гнучкість елемента, α – емпіричний параметр. При виборі $\sigma_0 = \sigma_y$ і $\alpha = \sigma_y / (\pi^2 E)$, критичні напруження набувають вигляду: $\sigma_{cr} = \sigma_y / (1 + \lambda^2 \sigma_y / (\pi^2 E)) = 1 / (1/\sigma_y + 1/\sigma_{El})$, де $\sigma_{El} = \pi^2 E / \lambda^2$ – класичне ейлерівське критичне

значення. У кінцевій формі критерій Ренкіна можна записати як: $\sigma_{cr}/\sigma_y + \sigma_{cr}/\sigma_{El} \leq 1$. Для практичних розрахунків та оцінювання стійкості стрижневих елементів традиційно застосовували спрощений вираз – $\sigma_{cr} = f_y(1 + \nu)/(1 + \nu + \nu^2)$. Однак подальший розвиток теорії показав, що найбільш коректний опис втрати стійкості стрижнів із урахуванням деформацій зсуву перерізу, початкових ексцентриситетів, дії згинальних моментів та поперечних сил забезпечують формули, виведені Тимошенком С.П. [47, 60, 61]. Теоретичні засади аналізу експериментальних результатів для пружних центрально-стиснутих елементів із початковими геометричними відхиленнями спираються на праці Тимошенка С. П. та Соусвелла Р. В. (Southwell, R. V., 1932) [47, 49, 53, 60, 61]. Подальші дослідження низки авторів підтвердили узгодженість точних і наближених розв'язків диференціальних рівнянь стійкості пружних стрижнів, а також виявили суттєвий вплив обтиску стрижня на величину критичного навантаження [47, 49, 53, 59, 60, 61]. Проблема розвитку нелінійних процесів втрати стійкості присвячені численні роботи [26, 52, 55, 56, 59], а сучасні тенденції досліджень зосереджені на аналізі стійкості тонкостінних елементів із підвищеною чутливістю до початкових недосконалостей [51, 57, 58, 59].

Існує низка нормативних документів, що регламентують розрахунок фланцевих вузлів рамних конструкцій при передачі значних згинальних моментів через такі з'єднання [38, 39]. Окрім того, у сучасній літературі представлено нові підходи та удосконалені методики розрахунку фланцевих стиків сталевих рам [41, 42, 44]. Проте актуальним залишається питання проведення додаткових досліджень для інноваційних конструктивних рішень сталевих ферм, купольних систем [26, 40], а також для вузлів унікальних споруд підвищеної відповідальності [15, 41]. Необхідність удосконалення наявних розрахункових положень зумовлена потребою встановлення реальної роботи вузлів після тривалої експлуатації та при оцінюванні їх живучості [15, 41, 43].

Важливим напрямом розвитку є вдосконалення програмних комплексів на основі методу скінченних елементів, призначених для аналізу поведінки вузлових з'єднань [41, 45, 46], а також порівняння результатів числового моделювання з аналітичними методами. Питання нерівномірності розподілу зусиль у зварних швах

фланцевих вузлів із врізаними ребрами жорсткості трубчастих ферм залишається недостатньо дослідженим, що обумовлює потребу у виконанні додаткових теоретичних і числових досліджень. Важливим є також визначення реального резерву несучої здатності фланцевих вузлів ферм із урахуванням початкових недосконалостей, дефектів виготовлення та пошкоджень, накопичених у процесі експлуатації (рисунок 1.1).



Рисунок 1.1. Сталеві оцинковані конструкції з труб, що застосовуються в автоматизованих системах регулювання дорожнього руху

Слід виділити досягнення «першопрохідців» в дослідженнях фланцевих з'єднань ферм з труб та замкнених гнутозварних перерізів, розробку аналітичних моделей визначення граничних умов, оцінки міцності з'єднань [62, 63].

Окрім нормативних документів [38, 64] важливий внесок розроблено в дослідження удосконалення методики розрахунку зварних швів фланцевого з'єднання. Досліджено конструктивні рішення сталевих конструкцій та ферм і куполів [26].

Важливою науковою задачею є подальший розвиток досліджень з аналізу роботи болтів фланцевих з'єднань у складному напружено-деформованому стані, що здійснюється на основі методу скінченних елементів та сучасних підходів механіки взаємодії елементів фланцевого вузла сталевих труб під дією осьового розтягувального навантаження [41, 65...68].

Дослідження особливості втрати стійкості пружних стиснених елементів сталевих ферм із жорсткими вузлами з урахуванням початкових геометричних недосконалостей, отриманих під час виготовлення, монтажу та експлуатації.

В роботах [11, 73, 74, 75] здійснено суттєвий внесок у розвиток підходів до технічного обстеження будівель і споруд. Запропоновані дослідження сприяли вдосконаленню методології оцінювання технічного стану. Отримані результати мають прикладне значення для інженерної практики.

Складний напружено-деформований стан конструкцій висуває необхідність враховувати вплив корозійного зносу окремо на певні групи елементів в одній конструктивній системі [29, 30, 31, 69]. Це повною мірою стосується й легких, високоефективних сталевих конструктивних систем, для яких захист від корозійних процесів є особливо важливим унаслідок тонкостінності профілів [26, 32]. Основні технологічні стратегії підвищення корозійної стійкості поділяють на кілька груп: нанесення лакофарбових покриттів, гаряче гальванічне оцинкування сталевих поверхонь, холодне цинкування спеціальними складами, застосування полімерних захисних плівок, а також використання корозійностійких марок сталі. Розгорнутий аналіз впливу корозійних процесів на роботу сталевих конструкцій подано у низці досліджень [29, 30, 31].

В міжнародних стандартах ISO 9223 [36] визначено методику оцінювання корозійної агресивності атмосферного середовища. У документі подано класифікацію середовищ за ступенем агресивності для різних металів, зокрема сталі, цинку, міді та алюмінію. Стандарт встановлює критерії вимірювання швидкості корозії за допомогою еталонних зразків, а також методи оцінювання за непрямими показниками, такими як середня відносна вологість повітря, концентрація SO₂ та хлоридів. ISO 9223 [36] також містить рекомендації щодо прогнозування

довговічності металевих покриттів у певних кліматичних умовах і принципи порівняння результатів випробувань у різних регіонах. Таким чином, стандарт є базовим документом для вибору антикорозійного захисту конструкцій та оцінки експлуатаційного середовища під час проектування виробів чи споруд.

Потреба у вдосконаленні розрахункових підходів до прогнозування корозійного зносу зумовлена як необхідністю оптимального вибору конструктивних рішень для сталевих споруд, так і розвитком теоретичних засад визначення найбільш ефективних конструкцій з позицій їх повного життєвого циклу [15, 34, 35].

1.2 Конструктивне рішення вузлів ферм з жорсткими вузлами

Сталеві ферми є одним із найефективніших типів несучих конструкцій у сучасному будівництві. Вони поєднують економічність витрати матеріалу з високою здатністю сприймати значні навантаження. Ключову роль у забезпеченні просторової роботи також конструкцій відіграють вузли. Конструктивне рішення вузлів визначає надійність, жорсткість і довговічність усієї конструкції ферми. Традиційно ферми проектуються з шарнірними вузлами, що дозволяє спростити розрахункову схему. Проте у сучасній практиці все частіше застосовують ферми з жорсткими вузлами.

Особливо важливим є жорсткі вузли, оскільки вони сприймають не тільки поздовжні сили у стрижнях, а й згинальні моменти. Жорсткі з'єднання у фермах виконуються за допомогою зварних або болтових елементів, а в окремих випадках застосовується їх комбінація. Вибір конкретного типу залежить від розрахункової схеми та навантаження, умов монтажу та експлуатації. Це принципово впливає на роботу ферми та визначає ключові завдання, які необхідно враховувати під час проектуванні вузлів:

- передача внутрішніх зусиль без надмірної концентрації напружень;
- забезпечення необхідної міцності та стійкості конструкції;
- технологічність виготовлення і монтажу;
- можливість якісного контролю виконаних робіт.

У реальних умовах ідеальної геометрії досягти неможливо, тому вузли завжди мають певні відхилення, які впливають на їх роботу. Серед типових початкових недосконалостей можна виділити:

1. Відхилення від прямолінійності елементів, зокрема початкові прогини поясів і стійок;
2. Непаралельність у місцях з'єднання стрижнів;
3. Асиметричне розміщення зварних швів;
4. Недостатньо щільне прилягання контактних поверхонь у болтових з'єднаннях.

Зварні шви. Зварні вузли застосовують найчастіше, оскільки дають змогу отримати цілісне та просторово жорстке з'єднання. Ефективно передають значні згинальні моменти та поперечні сили. Залежно від конструктивного типу вузлового з'єднання, переважно застосовують зварні шви кутового або стикового типу.

Згідно вимог ДБН В.2.6-198:2014 [64] встановлюються вимоги щодо застосування необхідної кількості зварних швів та призначення розмірів їх катетів, а також забезпечувати вільний доступ до місць виконання зварних швів з врахуванням вибраного типу шва та технології зварювання.

Болтові з'єднання. Болтові з'єднання доцільно використовувати у випадках, коли потрібно забезпечити розбірність конструкцій, наприклад, під час транспортування чи монтажу великих відправних елементів конструкцій.

Для жорстких вузлів використовуються високоміцні болти класу міцності не нижче 8.8. Дані болти дозволяють передавати значні зусилля та гарантувати надійність з'єднання конструкцій.

Одним із важливих факторів є якість осьового затягування високоміцних болтів. Для цього застосовуються динамометричні ключі або спеціальні пристрої, що забезпечуються заданий момент затягування.

Згідно вимог ДБН В.2.6-198:2014 [64] болти, що розраховуються слід розміщувати з дотриманням мінімальних відстаней від центра отвору болта, а з'єднувальні конструктивні болти влаштовують, як правило, з використанням максимальних відстаней.

З'єднання поясів зі стійками. У вузлах примикання поясів до вертикальних елементів передбачаються посилені з'єднання, здатні сприймати значні зусилля розтягу та стиску. Введення фасонки в вузлове з'єднання забезпечує плавну передачу зусиль і запобігають локальним напруженням.

З'єднання похилих (розкосів) елементів. Діагональні (похилі) стрижні забезпечують стійкість ферми, сприймаючи горизонтальні та вертикальні навантаження. При проектуванні важливо мінімізувати ексцентриситет, щоб уникнути додаткових згинальних моментів і нерівномірного розподілу зусиль.

В таблиці 1.1 приведено загальні конструктивні рішення вузлів ферм з жорсткими вузлами.

Таблиця 1.1 Найменування з'єднання елементів та загальні рекомендації щодо проектного рішення вузлів

Елемент вузла	Опис конструктивного рішення	Рекомендації за ДБН В.2.6-198:2014
Зварні з'єднання	Застосування зварних швів для забезпечення жорсткості вузла	Розрахунок зварних швів на міцність, контроль якості зварних робіт
Болтові з'єднання	Використання високоміцних або фрикційних болтів для жорсткого з'єднання елементів	Розрахунок фланцевого з'єднання з використанням високоміцних болтів класу не менше 8.8, контроль затягування болтів, клас точності
З'єднання пояса та стійок	Жорстке з'єднання верхнього та нижнього пояса зі стійками	Розрахунок, використання зварних швів або болтів для передачі навантаження

З'єднання діагональних елементів (розкосів)	З'єднання діагональних елементів (розкосів) з поясами та стійками	Забезпечення жорсткого з'єднання, що передає горизонтальні та вертикальні навантаження
--	--	--

1.3 Вплив дефектів та пошкоджень на роботу ферм

Надійність та довговічність сталевих ферм значною мірою залежить від їх технічного стану елементів та вузлів. У процесі виготовлення, транспортування, монтажу та експлуатації неминуче виникають дефекти та пошкодження, що можуть суттєво змінити розподіл зусиль і вплинути на роботу ферм загалом.

Згідно до вимог нормативних документів дефекти та пошкодження можна поділити на кілька груп:

1. Конструктивні дефекти – виникають під час проєктування або виготовлення. Це може бути неправильний вибір перерізів, нераціональне розміщення вузлів, занижені розміри зварних швів чи болтів.
2. Виробничі дефекти – наслідок технологічних порушень у процесі виготовлення елементів; тріщин у зварних швах, пористість металу, непровари, викривлення стрижнів.
3. Монтажні дефекти – похибки, що виникають при монтажі конструкцій: початкові прогини, перекося вузлів, недостатнє затягування болтів, відхилення від проєктного положення.
4. Експлуатаційні пошкодження – наслідки дії навантажень і середовища в процесі експлуатації та роботи конструкцій: тріщини, корозія, зминання фасонки, пластичні деформації, втрата стійкості окремих елементів.

Вплив дефектів на роботу ферм:

1. Початкові геометричні відхилення. Будь-які від проєктної форми – початкові прогини, непаралельності поясів, перекося у вузлах – призводять до нерівномірного розподілу зусиль між стрижнями. Унаслідок цього частина елементів отримує додаткове навантаження, що може знизити несучу здатність ферми.

2. Порушення у зварних з'єднаннях. Зварні з'єднання є найбільш уразливими, оскільки саме в них відбувається концентрація напружень. Наявність непроварів, шлакових включень чи тріщин у швах створює небезпечні осередки, які за дії циклічних навантажень достатньо швидко розриваються і можуть призвести до руйнування вузла.

Основні пошкодження зварних швів наведено з використанням рисунків компанії ТОВ «САММІТ» (Kemppi Oy Group) з відкритих джерел.

- Надмірне проплавлення зварного шва.

Дефект, що характеризується надлишковим провалюванням основного металу в зоні шва, внаслідок чого утворюється локальне поглиблення (провисання). Сталеві конструкції розплавляються на більшу глибину, ніж передбачено технологією зварювання. Шов може втрачати рівномірність та щільність, а також знижує несучу здатність з'єднання через зменшення ефективного перерізу (рисунок 1.2).

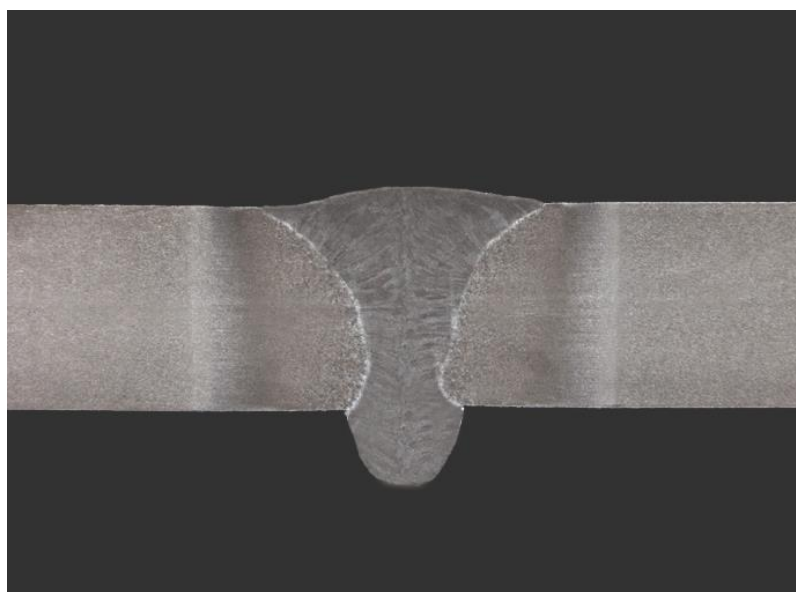


Рисунок 1.2. Надмірне проплавлення зварного шва

- Відсутність провару зварного шва.

Дефект зварного з'єднання, який виникає, коли зварювальні валики не з'єднуються між собою по всій товщині сталевих конструкцій або коли відсутнє сплавлення у корені шва. У перерізі утворюється незаповнений проміжок (лінійний дефект), що працює як концентратор напружень (рисунок.1.3).

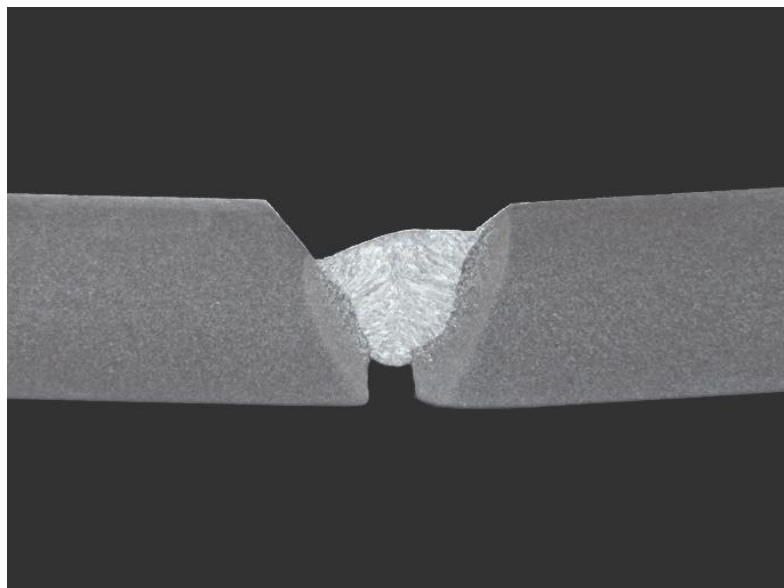


Рисунок 1.3. Відсутність провару зварного шва

- Відсутність з'єднання зварного шва.

Дефект зварного з'єднання, який виникає коли наплавлений метал шва не сплавляється з основним сталевим елементом або сусіднім, унаслідок чого утворюється незв'язана ділянка. Фактично в зоні дефекту відсутній сталевий контакт, і шов не працює, як суцільна конструкція (рисунок 1.4).

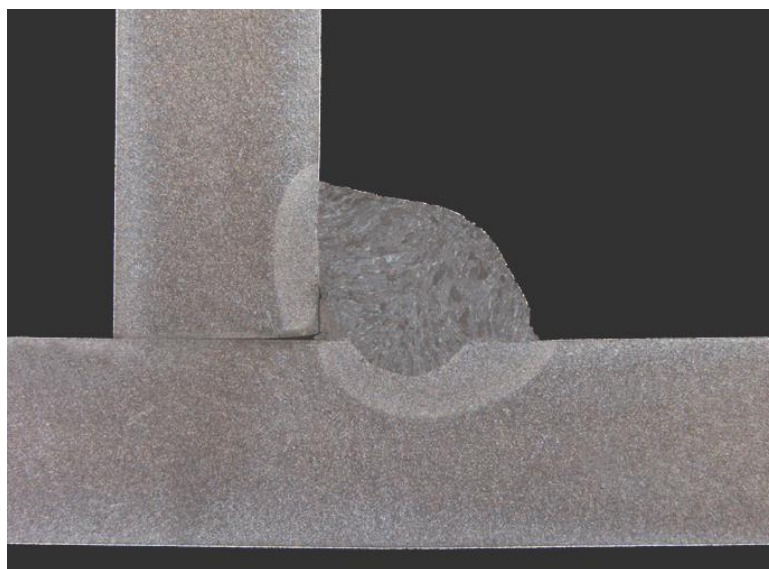


Рисунок 1.4. Відсутність з'єднання зварного шва

- Кратерні тріщини зварного шва.

Дефект, що виникає у кінцевій частині шва (в кратері), який утворюється після відриву або різкого обриву дуги зварювання. Через нерівномірну усадку в зоні кратера утворюються тріщини (рисунок.1.5)

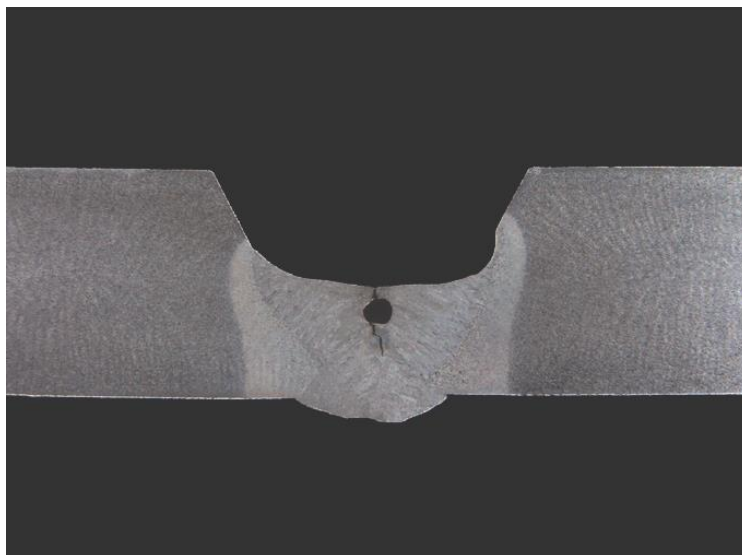


Рисунок 1.5. Кратерні тріщини зварного шва

- Тріщини зварного шва.

Дефект зварного з'єднання, який являє собою розриви металу в зоні шва або прилеглий до нього області, що виникають під дією внутрішніх напружень чи зовнішніх факторів. Працюють як сильні концентратори напружень, різко знижуючи довговічність і міцність з'єднання (рисунок 1.6).

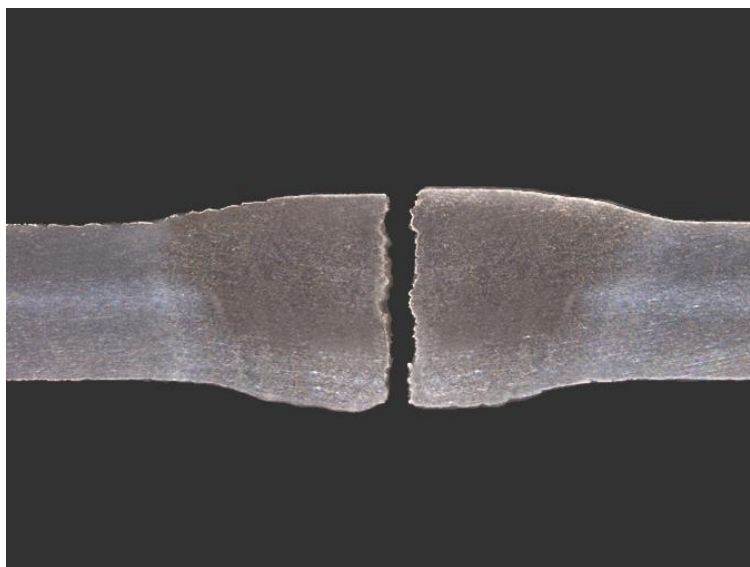


Рисунок 1.6. Тріщини зварного шва

- Пористість зварного шва.

Дефект, який характеризується наявністю у металі шва газових порожнин (пор), що утворюються під час кристалізації розплавленого металу. У шві з'являються округлі або видовжені порожнини, заповнені газом (рисунок 1.7).



Рис.1.7. Пористість зварного шва

- Надлишок зварювального металу.

Дефект формування зварного шва, який проявляється у вигляді надмірного наплавленого металу на поверхні шва, коли об'єм наплавленого металу значно перевищує необхідний для заповнення розкриття кромки. Іноді по краях утворюються валики напливу, що не сплавляються з основним металом (рисунок 1.8).

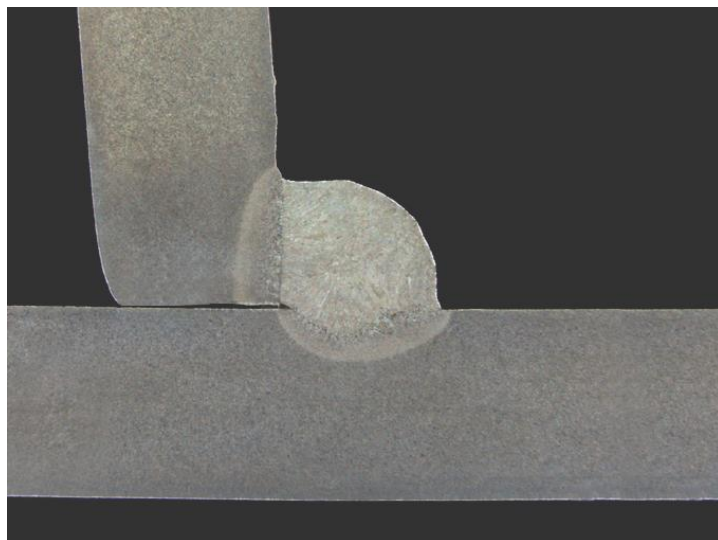


Рисунок 1.8. Надлишок зварювального металу

- Підріз зварного шва.

Дефект формування, який являє собою борозну вздовж краю основного сталевих елементів конструкції біля зварного шва, що виникає через надмірне місцеве проплавлення без належного заповнення наплавленим металом. Утворюється різкий

перехід від шва до сталевого елемента конструкції, де концентруються напруження (рисунок 1.9).



Рисунок 1.9. Підріз зварного шва

- Шлакові включення зварного шва.

Внутрішній дефект, що являє собою залишки застиглого шлаку, які опинилися всередині металу шва або між його шарами. Порушує цілісність з'єднання та створює внутрішні розриви в структурі (рисунок 1.10).

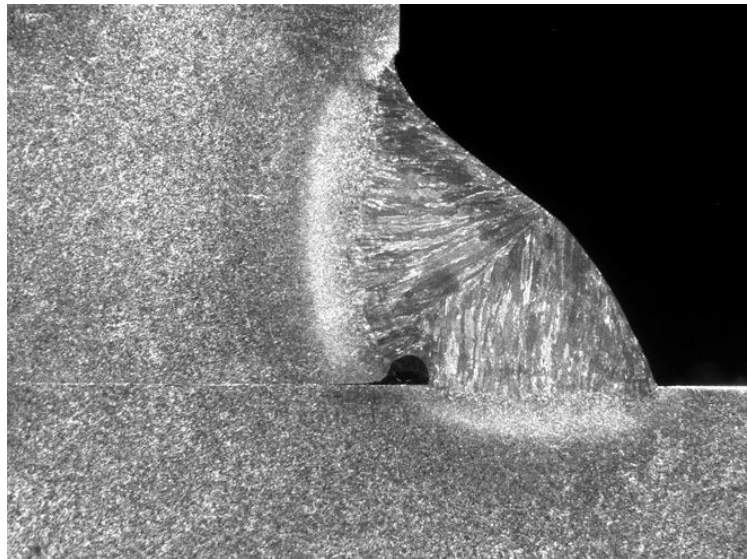


Рисунок 1.10. Шлакові включення зварного шва

- Лінійні зміщення зварного шва.

Дефект геометрії шва, при якому осі зварного шва та з'єднуваних елементів не збігаються, тобто шов зміщений від проєктного положення вздовж лінії з'єднання.

Утворюється перекіс або зсув зварного шва відносно конструктивних осей (рисунок 1.11).

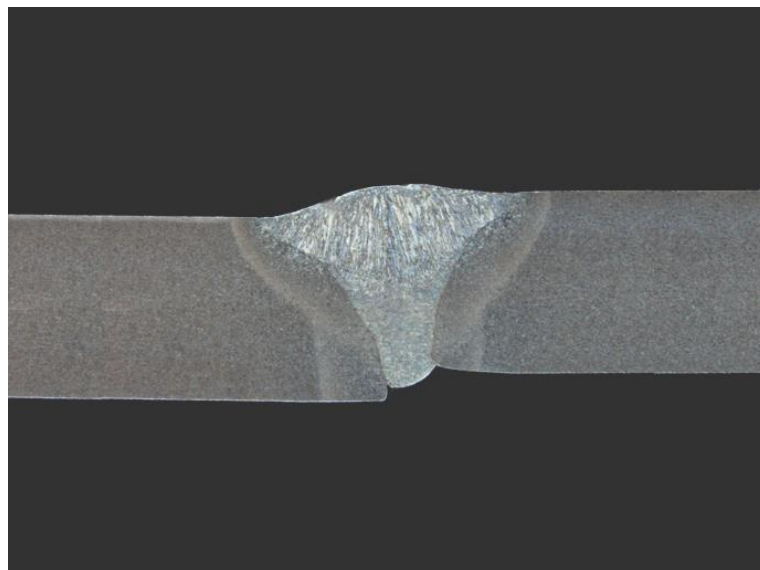


Рисунок 1.11. Лінійні зміщення зварного шва

3. Дефекти та пошкодження в болтових з'єднаннях. Якщо високоміцні болти класу міцності 8.8 і вище затягнуті недостатньо або з порушенням технології, то з'єднання втрачає жорсткість і переходить в пружний режим роботи. Це знижує жорсткість ферми, змінює розподіл зусиль та може спричинити розкриття стиків.

4. Корозійні пошкодження. У процесі експлуатації ферми піддаються дії атмосферних чинників. Корозія поступово зменшує товщину перерізів і знижує несучу здатність. Особливо небезпечна локальна корозія у місцях зварних швів та болтових з'єднань, де можливо утворення тріщин і послаблення вузлів.

5. Втомні руйнування (пошкодження від впливу навколишнього середовища). Ферми, що працюють під дією змінних навантажень. Навіть невеликі дефекти у зварних швах чи тріщини в сталевих конструкціях з часом можуть перерости у значні руйнування через багаторазове повторення циклів навантаження.

Виникнення пошкоджень і дефектів у фермах призводить до:

1. Зменшення несучої здатності конструкції;
2. Підвищення деформації і прогинів;
3. Втрати жорсткості та стійкості;
4. Прискореного розвитку корозії у пошкоджених зонах;
5. Ризику аварійних ситуацій або повного руйнування ферми.

В таблиці 1.2 наведено підсумковий перелік дефектів та пошкоджень, загальний вплив на роботу конструкцій ферм та рекомендації щодо їх усунення

Таблиця 1.2 Підсумковий перелік дефектів та пошкоджень, загальний вплив на роботу конструкцій ферм та рекомендації щодо їх усунення

Дефект/Пошкодження	Вплив на роботу ферм	Рекомендації
Корозія сталевих елементів	Зниження несучої здатності, підвищений ризик руйнування	Очищення та нанесення антикорозійного покриття, заміна сильно пошкоджених елементів
Тріщини в зварних швах	Порушення цілісності конструкції, зменшення міцності	Ремонт або заміна пошкоджених елементів, перевірка якості зварних швів
Деформації та прогини	Порушення геометрії конструкції, зниження несучої здатності	Усунення деформацій, зміцнення або заміна деформованих елементів
Втомні руйнування	Зниження міцності та стійкості конструкції	Заміна або підсилення пошкоджених елементів
Послаблення болтових з'єднань	Порушення з'єднань, зниження стійкості конструкції	Підтягування болтових з'єднань, заміна пошкоджених елементів
Механічні пошкодження	Локальне зниження міцності, ризик корозії	Очищення, нанесення захисного покриття, ремонт або заміна пошкоджених елементів

Пошкодження від впливу навколишнього середовища (вода, хімічні речовини)	Зниження міцності та стійкості конструкції, ризик корозії	Очищення, нанесення захисного покриття, ремонт або заміна пошкоджених елементів
--	---	---

1.4 Антикорозійний захист сталевих конструкцій з цинковим покриттям

Цинкове покриття сталевих конструкцій здійснюють різними методами. Найпоширеніше застосування – гаряче цинкування, електролітичне цинкування, нанесення цинкових фарб або порошкове цинкування. Конкретний спосіб обираються з урахування типу конструкції, умов її експлуатації та економічної доцільності.

З залежності від умов експлуатації будівлі чи споруди, відповідно до ISO 9223 [36] класифікують (таблиця 1.3).

Таблиця 1.3 Класифікація категорій агресивних середовищ

Найменування категорії	Пояснення категорії
C1	Дуже низька корозійна агресивність
C2	Низька корозійна агресивність
C3	Середня корозійна агресивність
C4	Висока корозійна агресивність
C5	Дуже висока корозійна агресивність
CX	Екстремальна корозійна агресивність

Види цинкових покриттів:

- Гаряче цинкування.

Виконується зануренням деталей або конструкції у розплавлений цинк ($\approx 450^{\circ}\text{C}$). Формується сплавлений шар Zn-Fe товщиною від 50 до 150 мкм, за необхідністю товщина може бути збільшена до 20 мкм. Даний тип захисту є достатньо

довготривалим (до 50 років) і характеризується тим, що поверхня гарячого цинку рівномірно покриває деталі конструкції.

Недоліки даного типу – значна термічна деформація тонких деталей, обмеження за розміром ванни.

- Електролітичне цинкування.

Покриття наноситься у ваннах з цинковим електролітом під дією електричного струму. Товщина шару становить від 5 до 20 мкм. Економічно ефективний метод для тонких листів та деталей складної форми.

Недоліки даного типу – короткий термін захисту, потреба у додатковому лакофарбовому покритті для зовнішніх умов.

- Холодне цинкування (цинкові фарби).

Цинковий порошок у органічному розчиннику або смолі наноситься фарбуванням, розпиленням або зануренням. Використовується для ремонту гарячого цинкування або покриття великих конструкцій на місці.

Недоліки даного типу – менша довговічність, порівняно короткий термін експлуатації від 5 до 10 років.

- Порошкове цинкування.

Сухий цинковий порошок напилюється на поверхню та спікається термічно. Використовується для невеликих деталей з тонкого металу.

1.5 Висновки до розділу 1

За результатами проведених досліджень в розділі 1 були зроблені наступні висновки:

1. Проаналізовано існуючі підходи щодо визначення стійкості сталевих центрально-стиснутих стрижнів у пружній області з урахуванням початкових недосконалостей.
2. Досліджено розвиток теорії стійкості стрижнів з урахуванням розвитку обмежених пластичних деформацій.
3. Встановлено необхідність проведення додаткових досліджень для розрахунку конструкцій фланцевих вузлів ферм.

4. Узагальнено існуючі конструктивні варіанти вузлів ферм із жорсткими з'єднаннями.
5. Проведено аналіз впливу дефектів та пошкоджень на експлуатаційні характеристики ферм.
6. Проаналізовано заходи антикорозійного захисту сталевих конструкцій з цинковим покриттям.

РОЗДІЛ 2. РОБОТА ПРОСТОРОВОГО СТАЛЕВОГО БЛОКУ ФЕРМ З ТРУБ ПРИ УТОЧНЕННІ РОЗРАХУНКОВОЇ СХЕМИ

2.1 Дійсна робота під навантаженням просторового блоку ферм із сталевих труб та жорсткими вузлами

Робота сталевих ферм з жорсткими вузлами завжди притягувала до себе увагу дослідників сталевих конструкцій. Але найбільше використання ферм з жорсткими вузлами, як було показано, у першому розділі знаходили у випадку використання конструкцій прольотами 30-60 м і при значних навантаженнях. З іншого боку ферми з труб використовувались з безфасаночними вузлами, що зменшувало трудомісткість виготовлення ферм за рахунок зменшення кількості деталей. Важливим ефектом використання сполучення труб з жорсткими вузлами є зменшення розрахункової довжини розкосів ферм. Але вузлові сполучення впритул до елементів решіток із замкнутих профілів до поясів без фасонки не є достатньо жорстким. Так за проведеними раніше дослідженнями різних авторів та за нормативними документами для стиснутих елементів решітки ферми з труб (окрім опорних) при безфасаночному сполученні решіток і поясів розрахункова довжина (l_{ef}) визначається через коефіцієнт розрахункової довжини рівний $\mu_x = 0,9$ при $l_{ef} = \mu_x l$. Але для елементів решітки в яких сполучення з поясами виконано за допомогою фасонки рекомендовано приймати коефіцієнт розрахункової довжини ще меншим, а саме $\mu_x = 0,8$. Тобто фасонки збільшують защемлення елементів решітки у вузлах ферм і тим самим підвищують несучу спроможність елементів решітки. Також слід відмітити, що для просторових структурних конструкцій значення коефіцієнтів розрахункової довжини стиснутих елементів решітки рекомендовано приймати $\mu_x = 0,85$ для безрозкісних вузлових сполучень. Для елементів решітки при прикріпленні двома зварними швами або двома болтами розташованими поздовж елементів в залежності від гнучкості елемента рекомендовано приймати коефіцієнт розрахункової довжини в діапазоні: $\mu_x = 0,7 \dots 0,9$.

До 2009 року побудовано велику кількість будівель і споруд з сталевих конструкцій, коли не діяв ДБН В.1.2-14:2009, на сьогодні ДБН В.1.2-14:2018 [1] «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і

споруд». За цими державними стандартами при проектуванні сталевих конструкцій суттєво збільшений коефіцієнт надійності за призначенням для основних несучих конструкцій і введені категорії відповідальності будівель і споруд, і класи відповідальності будівельних конструкцій. Для більшості будівельних конструкцій виникла ситуація, за якою встала необхідність проектувати та забезпечувати надійність сталевих конструкцій з додатковим коефіцієнтом надійності (фактично враховувати додатковий запас міцності і стійкості 10%..25%). Тому дослідження дійсної роботи сталевих конструкцій просторових блоків сталевих ферм, які експлуатуються протягом тривалого часу є актуальною науково-технічною проблемою, яка складається з ряду наукових задач.

Основним напрямком для виявлення додаткового ресурсу сталевих конструкцій визначення їх дійсної роботи під час тривалої експлуатації з урахуванням конструктивних недосконалостей та дефектів отриманих під час виготовлення, монтажу та експлуатації. Є детальне обстеження сталевих конструкцій та визначення їх дійсної роботи.

Вирішення обумовленої актуальної науково-технічної проблеми складається з ряду принципів, на основі яких сформульовані основні наукові задачі наукової праці.

Значний вклад в дослідження надійності сталевих конструкцій і ресурсозбереження внесли відомі наукові центри і вчені (Шимановський О.В, Юрченко В.В., Семко В.А, Тонкачєєв В.Г., Перельмутер А.В., Костира Н.О., Гоголь М.В., Колесніченко С.В., Лавріненко Л.І., Семко А.В, Максим'юк Ю.В., Глітін О.Б., Адаменко В.М., Гасенко А.В., Нужний В.В., Гибаленко О.М., Журавський О.Д., Складаров І.О., Голоднов О. І., Пічугін С. Ф., Єгоров Є.А., Першаков В.М., Воскобійник О.П. та інші).

На кафедрі металевих і дерев'яних конструкцій КНУБА сформульовані основні узагальнені підходи дослідження подовження ресурсу сталевих конструкцій під час експлуатації і реконструкції (Білик С.І., Білик А.С.):

1. Індивідуальний підхід до кожної конструктивної системи.
2. Детальне обстеження сталевих конструкцій. Виявлення всіх дефектів і пошкоджень, які отримала конструкція під час експлуатації, виготовлення і монтажу.

3. Порівняння дійсних геометричних розмірів конструкції і перерізів елементів з проектними даними, встановлення конструктивних особливостей та відхилень або конструктивних запасів перерізів з урахуванням відхилень при прокатуванні та при використанні уніфікованого сортаменту при проектуванні.

4. Уточнення розрахункової схеми конструкції. Розрахунок конструкцій з урахування уточненої розрахункової схеми, перевірка міцності і стійкості елементів з урахуванням початкових відхилень отриманих під час виготовлення, монтажу та експлуатації.

5. Розробка рекомендації, щодо подальшої експлуатації.

Сформульовані положення відображають загальну науково-технічну проблему подовження експлуатації сталевих конструкцій за рахунок виявлення ресурсу при уточненні розрахункових схем при дослідженні дійсної роботи.

В якості підтвердження актуальності науково-технічних задач прийнято дослідити дійсну роботу просторових блоків сталевих ферм з жорсткими вузлами. За об'єкт досліджень прийнято дослідити дійсну роботу просторових блоків натурних конструкцій.

В період з 2008 по 2009 роки розроблені і реалізовані проекти дорожніх конструкцій над дорогами з просторовими блоками ферм з труб (автори проекту Білик С.І, Нужний В.В., Білик А.С.). В м. Києві побудовано більше 25 одиниць просторових сталевих конструкцій над дорогами прогоном 21-42 м з використання трубчатих елементів, при цьому за проектом всі сталеві конструкції мають гаряче цинкування.

Тому до вище вказаних напрямків наукових досліджень додається ще визначення зміни товщини шару гарячого цинкування при довготривалій експлуатації в природніх умовах на відкритому повітрі в міських умовах. Такі роботи проводяться вперше в Україні.



Рисунок 2.1. Загальний вид сталевої конструкції з просторовим блоком ферм

Просторова система сталевої конструкція складається з двох колон і просторового решітчастого блоку ферм. Колони жорстко закріплені до фундаменту. Просторовий решітчастий блок ферм складається з п'яти секцій (2 секції Ф-2, і 3 секції Ф-1) за рисунок 2.1.

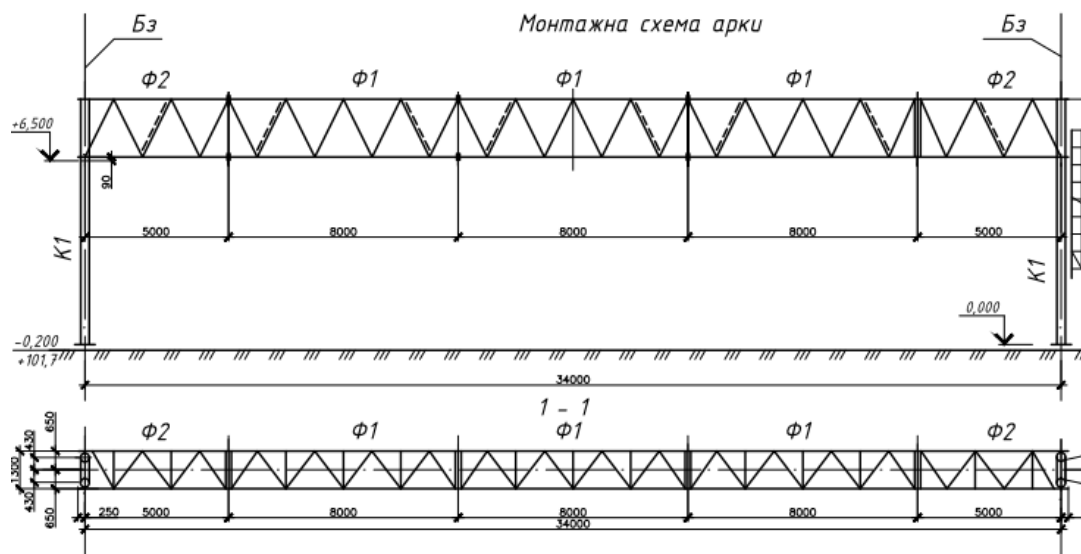


Рисунок 2.2. Сталеві конструкції просторових секцій решітчастої системи за уніфікованим проєктним рішенням 2008 року (автори проєкту Білик С.І, Нужний В.В., Білик А.С.)

Просторовий блок сталевих ферм виконані з сталевих труб.



Рисунок 2.3. Загальний вид просторового блоку ферм із середини
(фото зроблені під час обстеження)

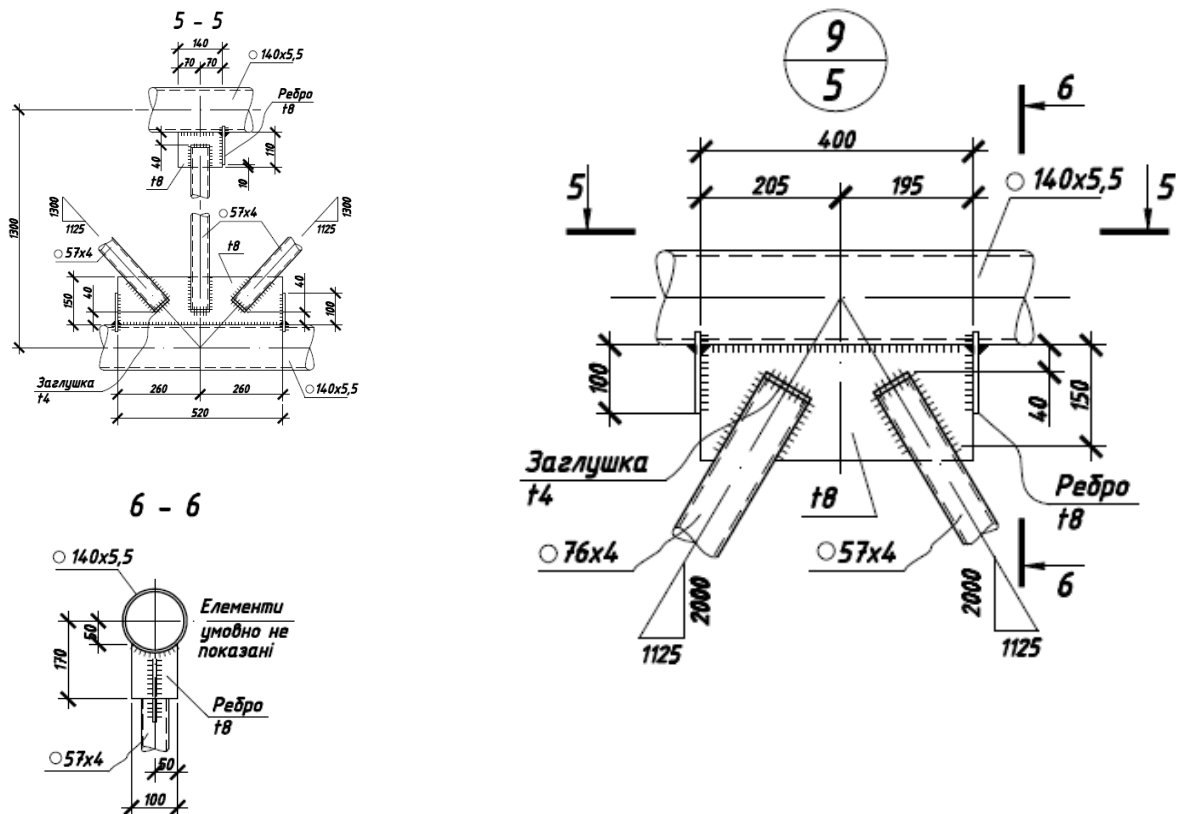


Рисунок 2.4. Основні вузли з'єднання елементів решітки з поясами ферм
через підсилені вертикальним ребрами фасонки

Елементи решітки з'єднанні з трубчастими поясами ферм через фасонки з листової сталі, фасонки підсиленні вертикальними (торцевими) ребрами для

зменшення втрати стійкості листової фасонки і забезпечення більшого запасу міцності, таким чином створено з'єднання елементів решіток до поясів з підвищеною жорсткістю вузлів.

Для порівняння виконано розрахунок трьох розрахункових схем:

1. Варіант 1 - Шарнірне з'єднання всіх вузлів блоку ферм (Рисунок 2.5);
2. Варіант 2 - Пояса ферм нерозрізні, елементи решітки приєднані шарнірно (Рисунок 2.6);
3. Варіант 3 - Пояса ферм і елементи решітки з'єднанні жорстко (Рисунок 2.7).

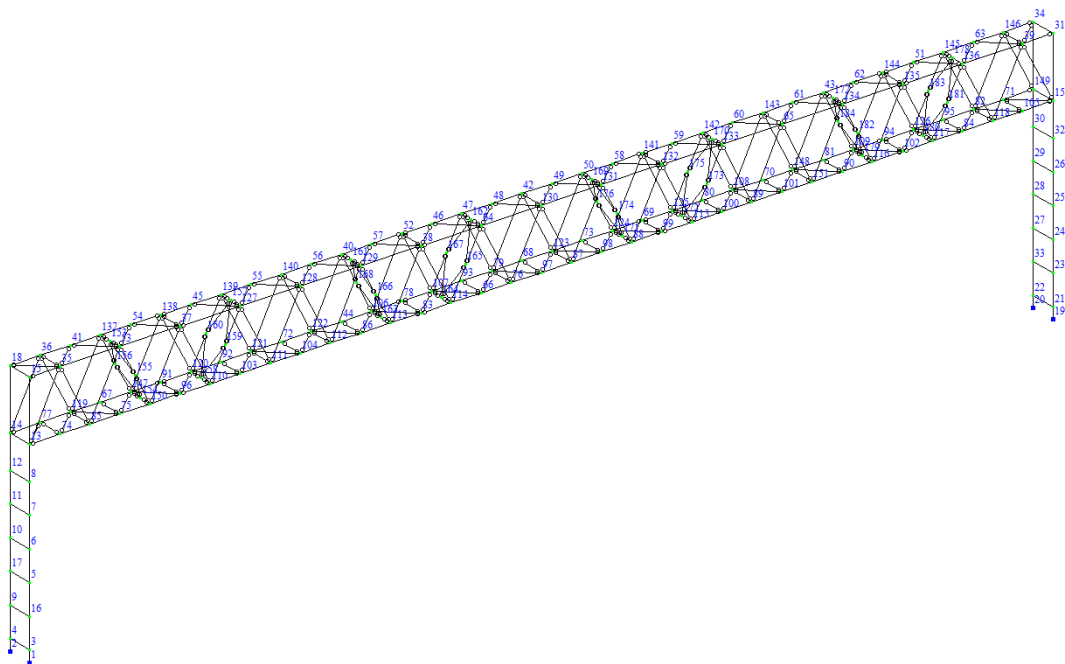


Рисунок 2.5. Схема нумерації вузлів просторової сталевної конструкції

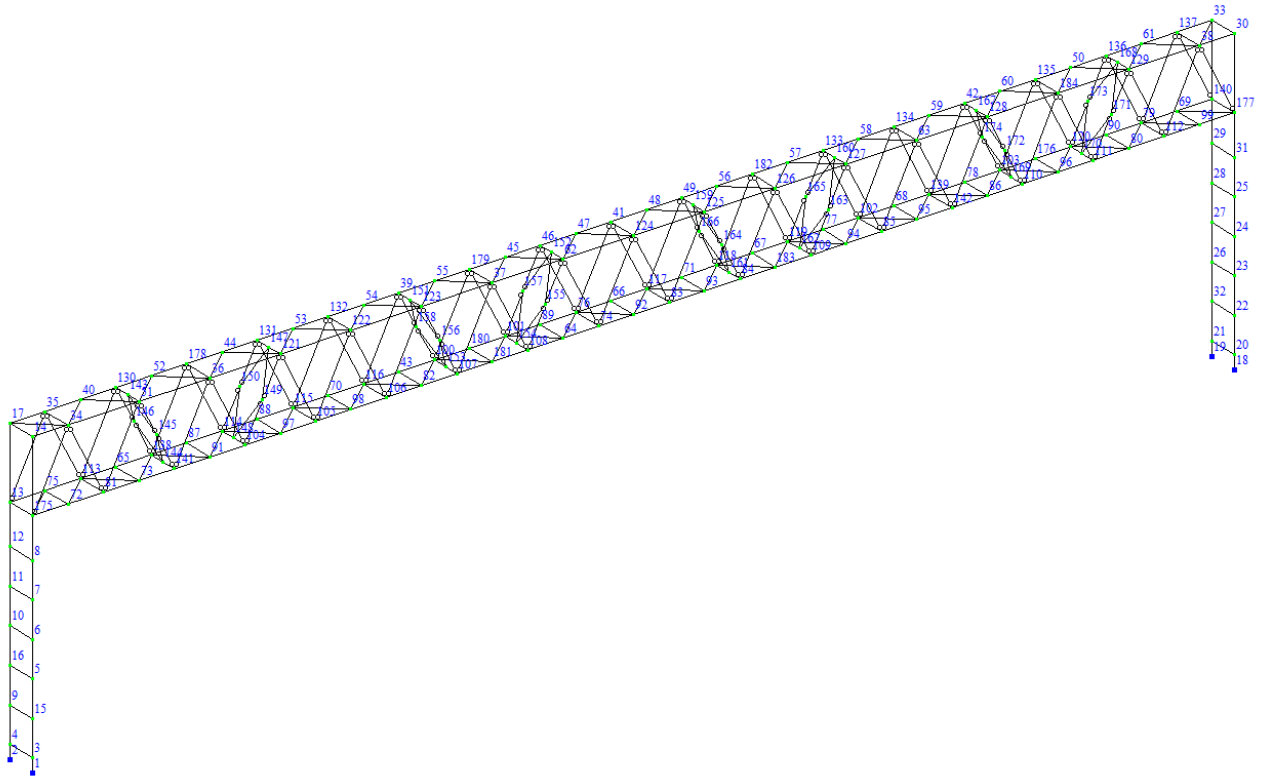


Рисунок 2.6. Схема нумерації вузлів просторової сталеві конструкції

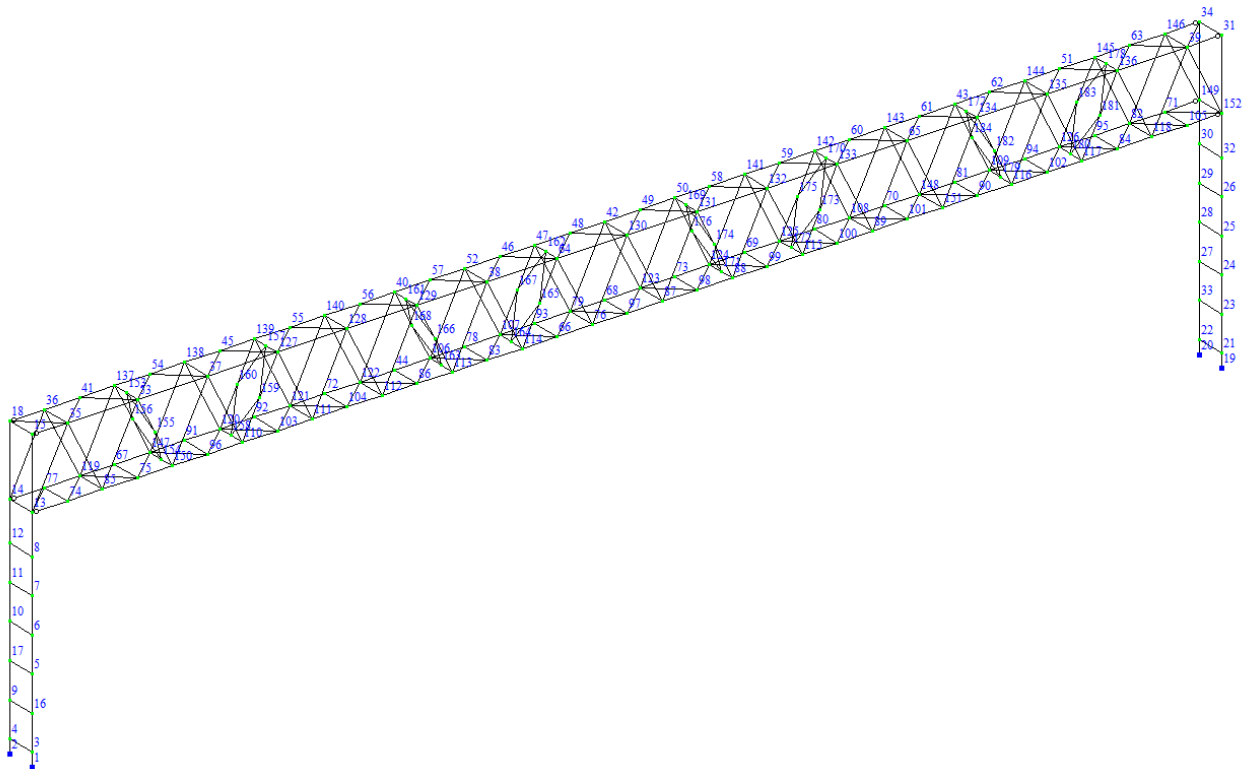


Рисунок 2.7. Схема нумерації вузлів просторової сталеві конструкції

Зусилля та деформації, порівняння розрахункових схем.

Визначені зусилля та прогин для варіанту схеми №1:

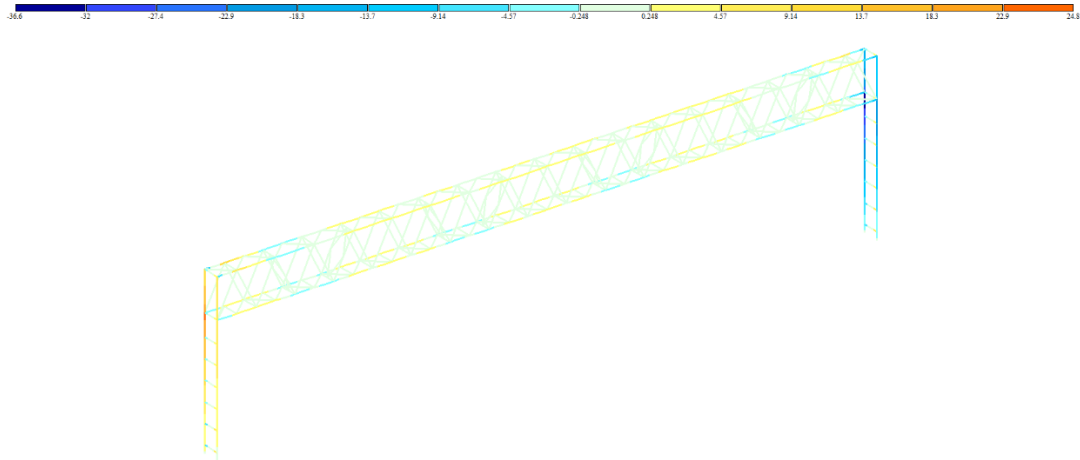


Рисунок 2.8. Мозаїка зусиль згинального моменту M_y , кН·м

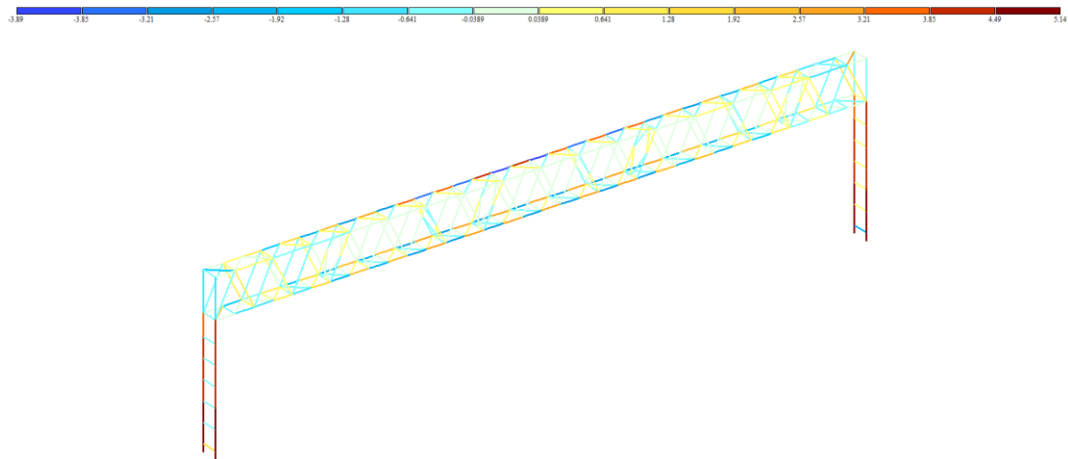


Рисунок 2.9. Мозаїка зусиль поперечної сили Q_y , кН

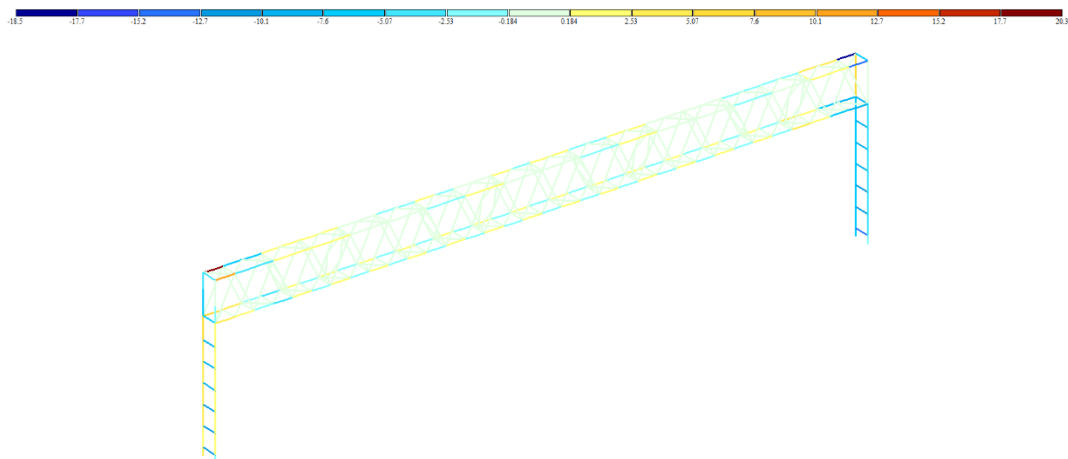


Рисунок 2.10. Мозаїка зусиль поперечної сили Q_z , кН

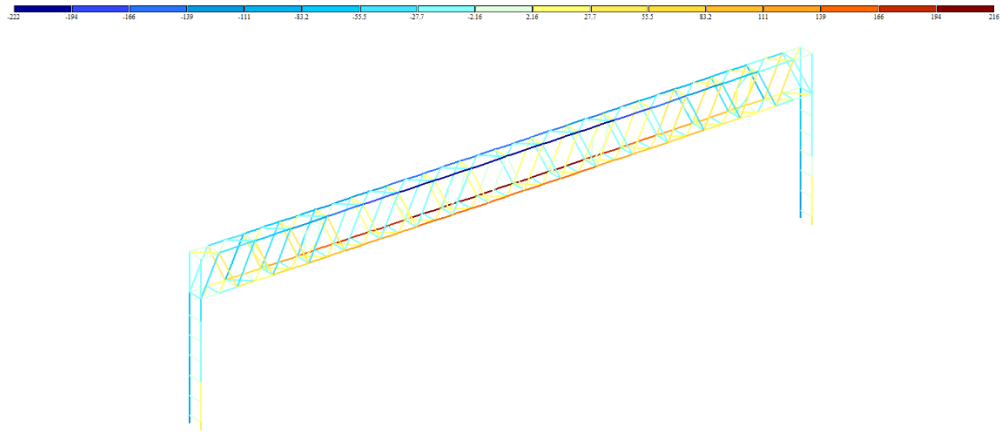


Рисунок 2.11. Мозаїка зусиль поздовжньої сили N , кН

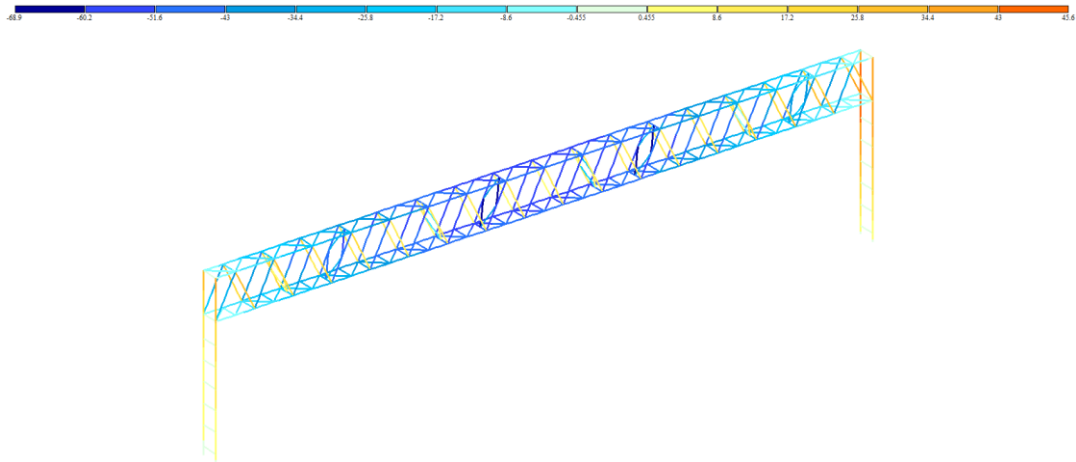


Рисунок 2.12. Мозаїка вертикальних переміщень f_z , мм

Визначені зусилля та прогин для варіанту схеми №2:

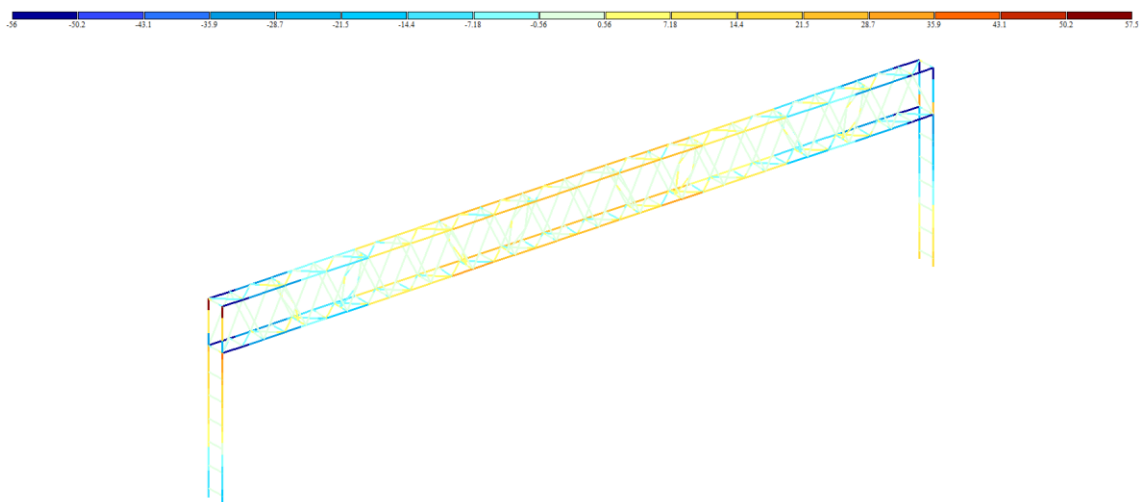


Рисунок 2.13. Мозаїка зусиль згинального моменту M_y , кН·м

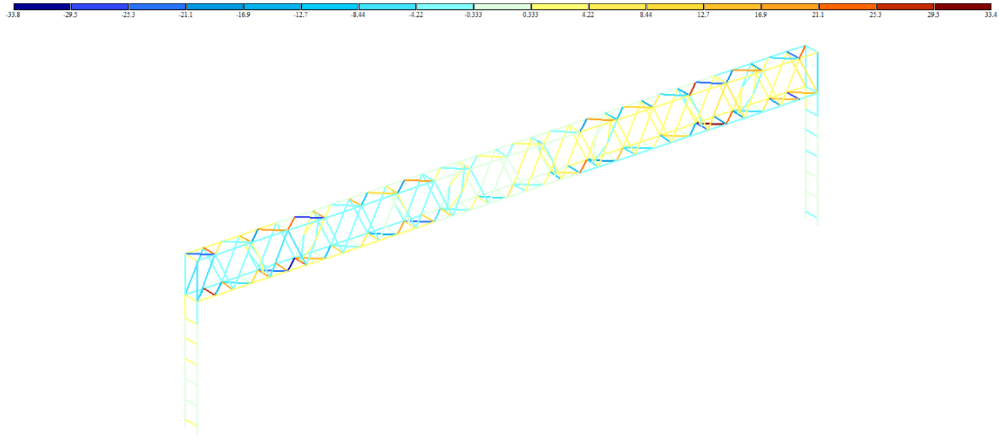


Рисунок 2.14. Мозаїка зусиль поперечної сили Q_y , кН

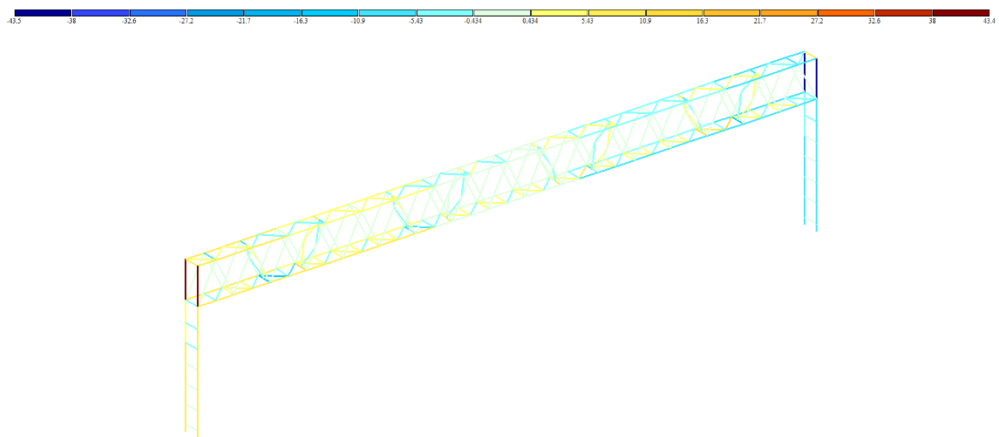


Рисунок 2.15. Мозаїка зусиль поперечної сили Q_z , кН

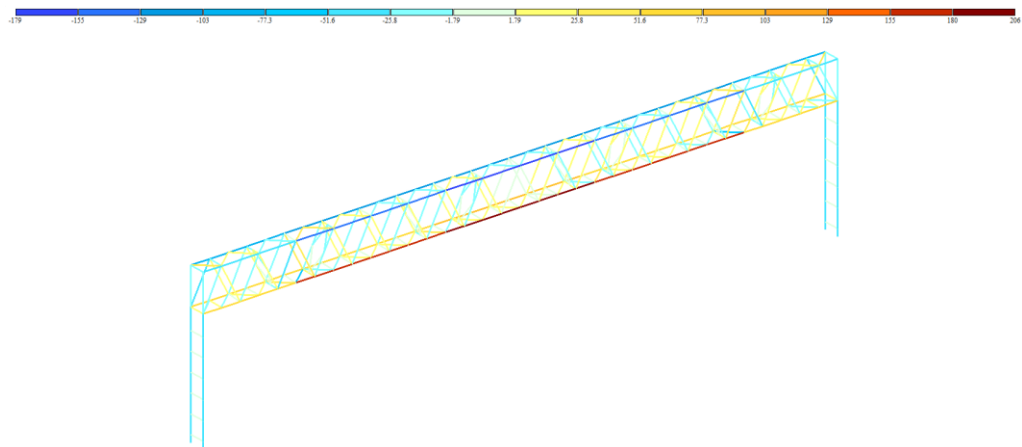


Рисунок 2.16. Мозаїка зусиль поздовжньої сили N , кН

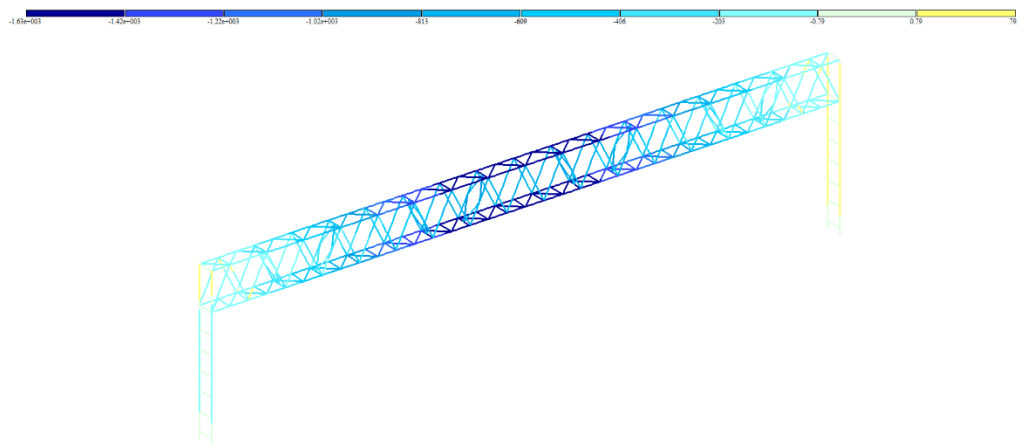


Рисунок 2.17. Мозаїка вертикальних переміщень f_z , мм

Визначені зусилля та прогин для варіанту схеми №3:

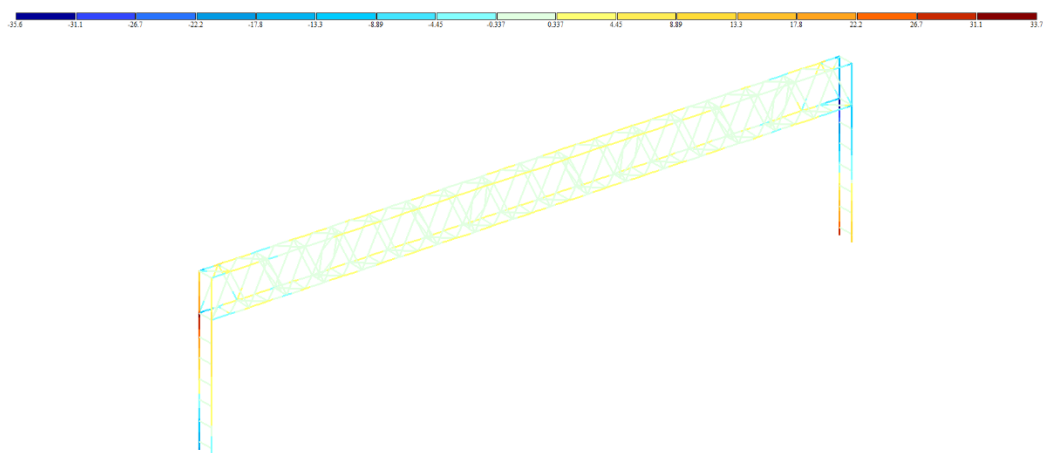


Рисунок 2.18. Мозаїка зусиль згинального моменту M_y , кН·м

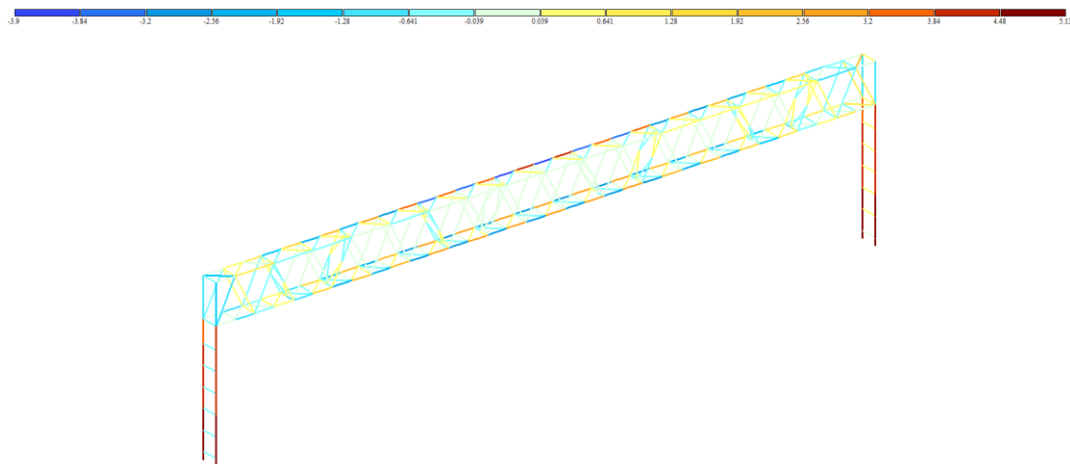


Рисунок 2.19. Мозаїка зусиль поперечної сили Q_y , кН

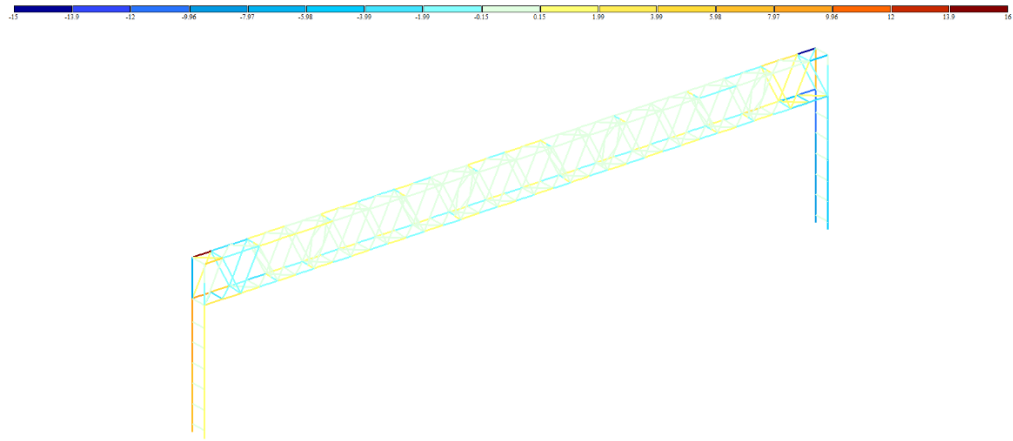


Рисунок 2.20. Мозаїка зусиль поперечної сили Q_z , кН

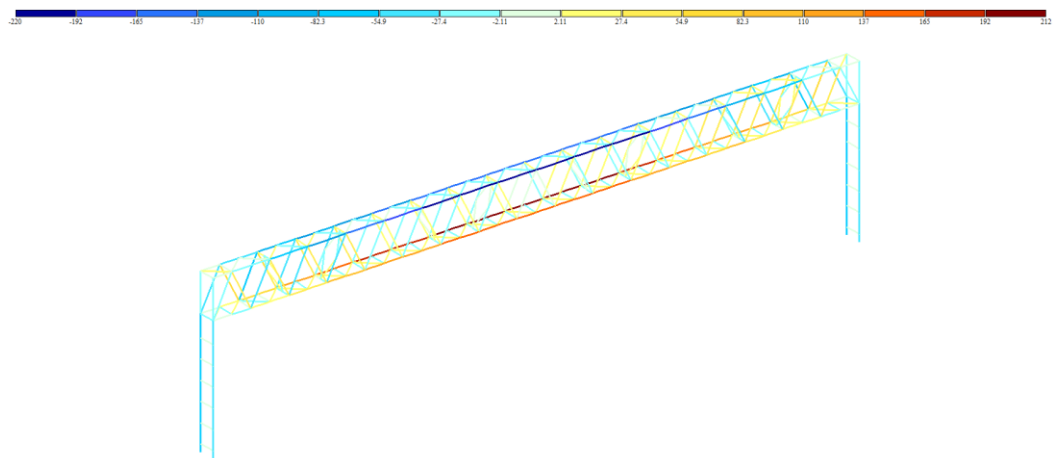


Рисунок 2.21 Мозаїка зусиль поздовжньої сили N , кН

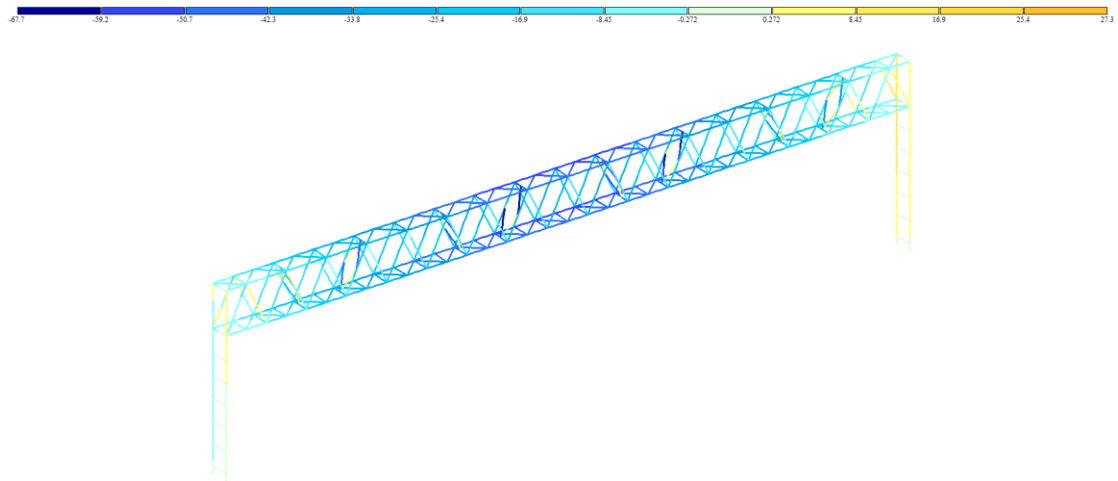


Рисунок 2.22. Мозаїка вертикальних переміщень f_z , мм

Зведення отриманих результатів розрахункових схем наведено в таблиці 2.1.

Таблиця 2.1. Зведена таблиця результатів з порівнянням варіантів розрахункових схем на дію зусиль та вертикальних переміщень

Найменування зусиль або переміщень	Варіант 1	Варіант 2	Варіант 3
Згинальний момент M_y , кН·м	36,6	57,5	35,6
Поперечна сила Q_y , кН	5,14	33,8	5,13
Поперечна сила Q_z , кН	20,3	43,5	16
Поздовжня сила N , кН	222	206	220
Вертикальні переміщення f_z , мм	68,9	Понад нормативних вимог	67,7

За результатами зусиль та вертикальних переміщень, за основну схему для подальших розрахунків приймається Варіант – 3 (Пояса ферм і елементи решітки з'єднанні жорстко). Наведено модель споруди та вузлових з'єднань сталевих конструкцій на рисунках 2.23...2.30.

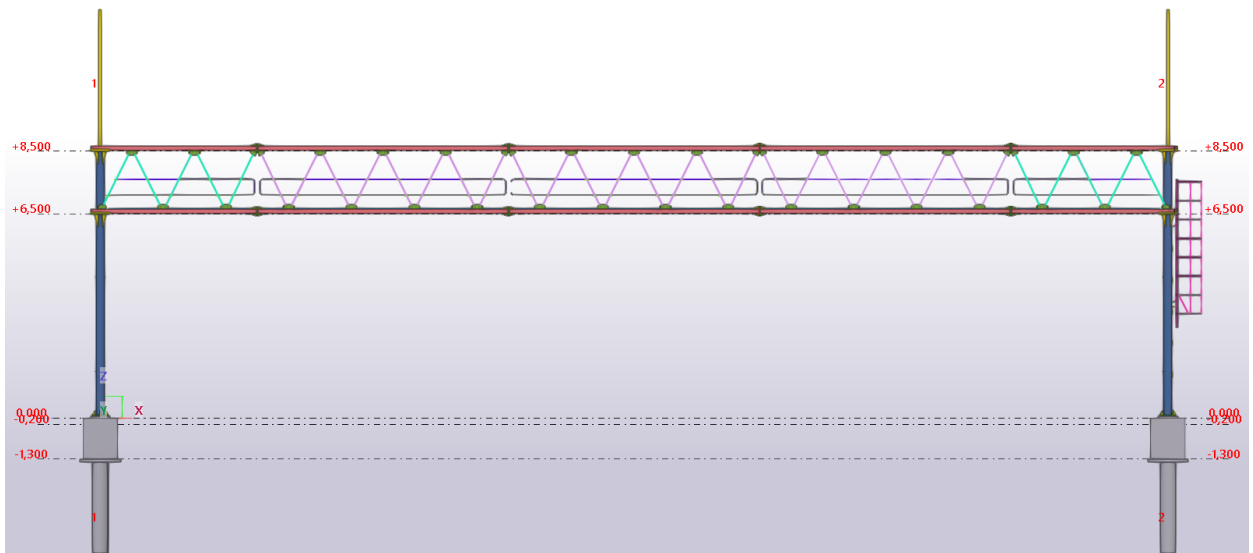


Рисунок 2.23. Поздовжній вид просторової конструкції

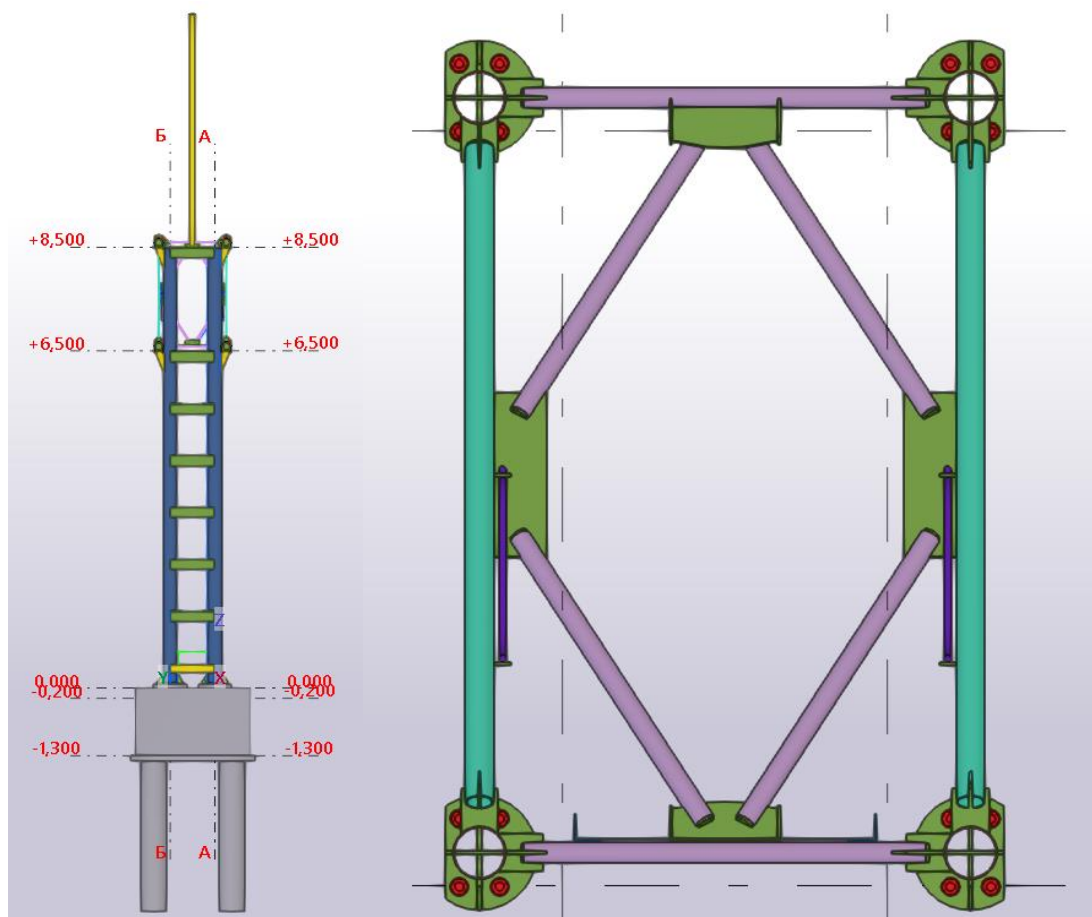


Рисунок 2.24. Поперечний вид просторової конструкції та блоку ферми

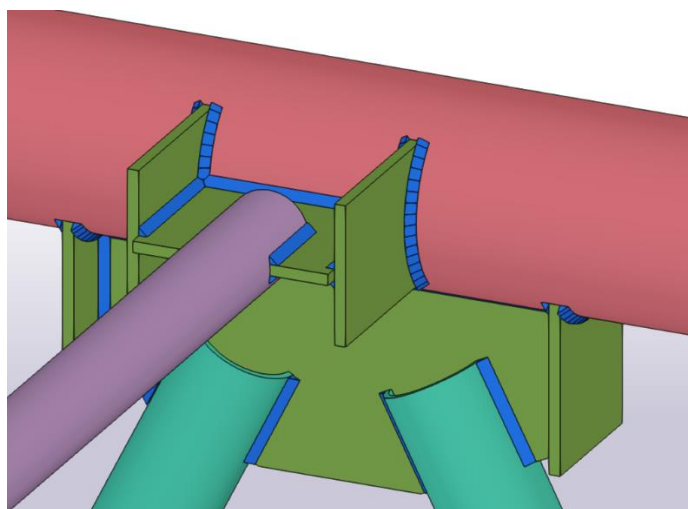


Рисунок 2.25. Вузол кріплення розкосів до верхнього поясу

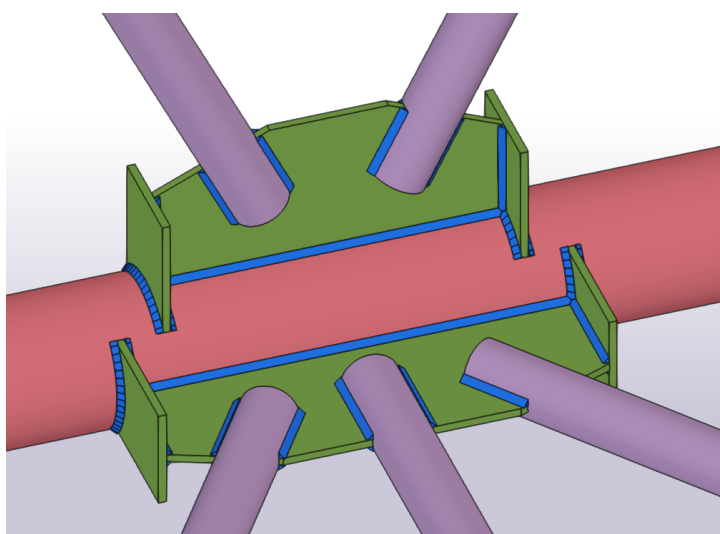


Рисунок 2.26. Вузол кріплення розкосів до нижнього поясу

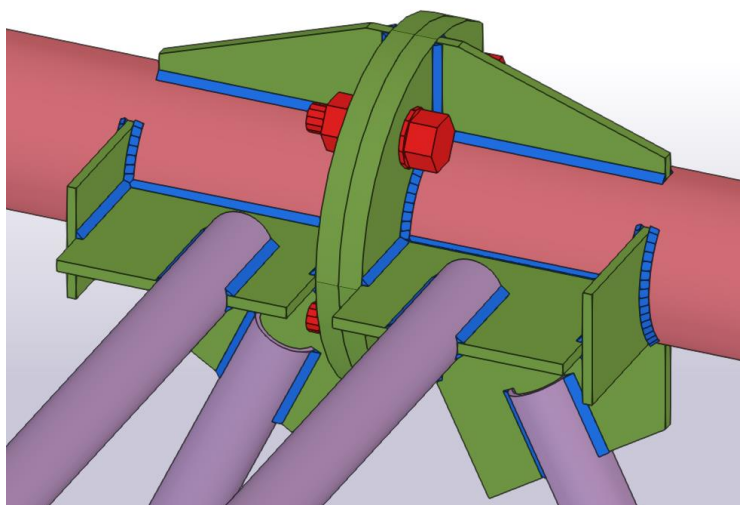


Рисунок 2.27. Вузол кріплення фланцевого з'єднання верхніх поясів

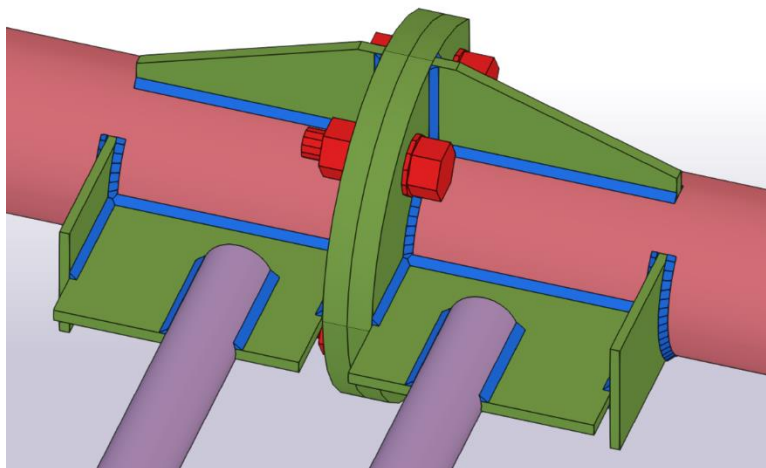


Рисунок 2.28. Вузол кріплення фланцевого з'єднання нижніх поясів

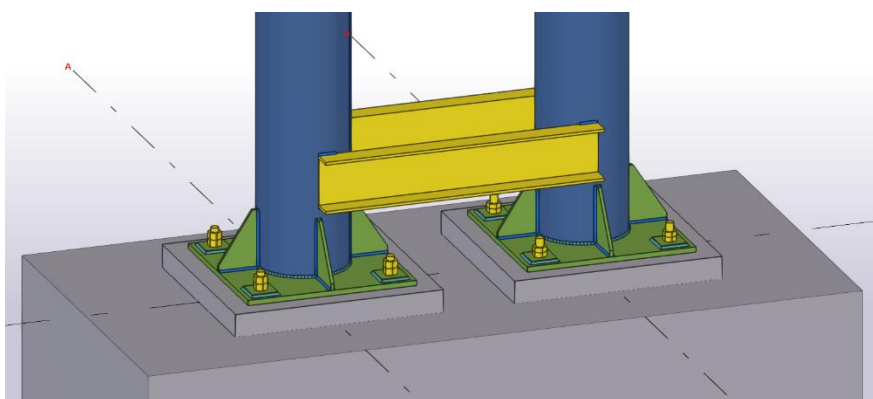


Рисунок 2.29. Вузол бази колон

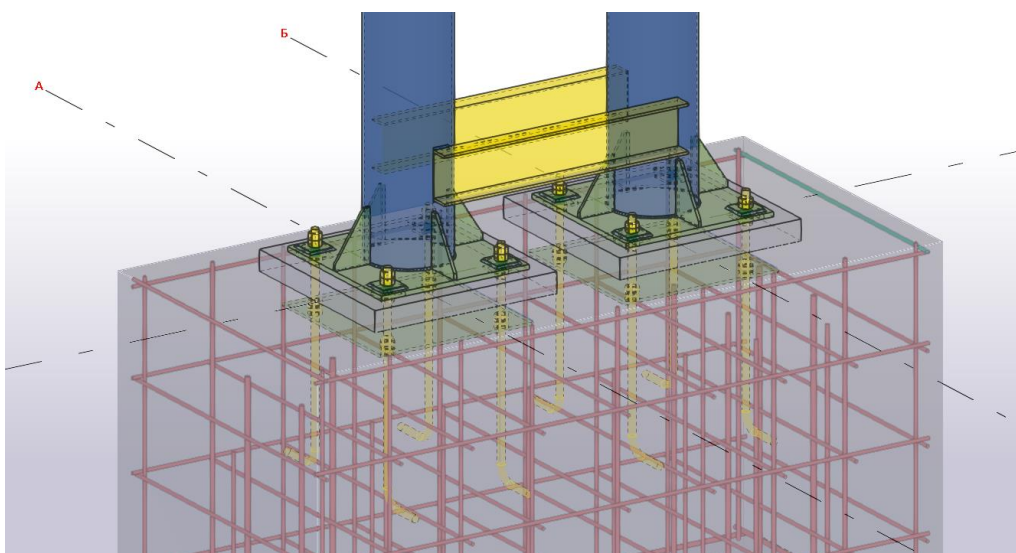


Рисунок 2.30. Візуалізація армування палі з ростверком

На основі статичного розрахунку підібрані наступні перерізи конструкцій споруди та наведені в таблиці 2.2:

Таблиця 2.2 Перерізи конструкцій споруди

Найменування елементу конструкції	Переріз, мм
Колона	Ø 273,0x6,0
Верхній пояс	Ø 140,0x4,0
Нижній пояс	Ø 140,0x4,0
Розкоси опорного блоку ферм	Ø 76,0x4,0
Розкоси середнього блоку ферм	Ø 57,0x4,0

2.2 Стійкість сталевих стрижнів сталеві ферми з жорсткими зварними вузлами

Для проектування будівель і споруд зі сталевим каркасом високою ефективністю відзначаються ферми з жорсткими зварними вузлами. Такі конструктивні системи, зокрема їх оригінальні просторові форми, широко застосовуються під час створення об'єктів міського середовища. У випадку просторових ферм середніх прольотів (24,0–60,0 м) центральні стрижні зазвичай мають підвищену гнучкість, що забезпечує конструкції необхідний рівень живучості та надійності в умовах тривалої експлуатації. Робота стиснених стрижнів у фермах із жорсткими зварними вузлами найбільш достовірно відтворюється моделлю, у якій один кінець елемента є жорстко защемленим, тоді як інший має пружні умови закріплення. Різниця в кутах повороту зварних вузлів, об'єднаних діагональними розпівками, фактично визначає параметри пружної опори елемента. Використовуючи метод початкових параметрів, можна отримати відповідний критерій стійкості стисненої стійки за умови пружного закріплення одного з її кінців.

Під час проєктування просторових стрижневих систем середніх прольотів (24,0–60,0 м) ефективними та конструктивно доцільними виявляються сталеві ферми з жорсткими вузлами, які забезпечують підвищену живучість конструкції. За певного рівня навантаження оптимальну роботу демонструють системи, у яких використовуються елементи решітки з підвищеною гнучкістю.

Випадкові ексцентриситети, що впливають на стійкість таких гнучких стрижнів, мають нелінійний характер і зазвичай у розрахунках приймаються сталими, наприклад $e_{tr} = \frac{i_{tr}}{20}$ [2]. Проте фактичні ексцентриситети у вузлах ферм мають іншу природу походження, пов'язану із технологічними особливостями виготовлення.

Згідно з ДСТУ Б В.2.6-199:2014 [28], у вузлах ферм може виникати додатковий згинальний момент, спричинений розцентруванням розкосів. Такий технологічний ексцентриситет у поясах ферм залежить не від перерізу розкосів, а від висоти поперечного перерізу пояса. Унаслідок цього його величина може перевищувати теоретично враховані значення, прийняті у стандартних розрахунках на стійкість.

Вплив реальних геометричних недосконалостей стрижнів і сталевих конструкцій загалом має суттєве значення, зокрема під час оцінювання технічного стану стиснутих елементів з метою визначення їхнього фактичного ресурсу. Це стосується як початкових недосконалостей форми, так і відхилень, що виникають у процесі експлуатації.

У зв'язку з цим дослідження стійкості гнучких стрижнів за наявності початкових недосконалостей є актуальною науково-технічною задачею, безпосередньо пов'язаною з проблемою надійної оцінки залишкового ресурсу конструкцій та удосконаленням методів проєктування елементів зі підвищеними вимогами до довговічності й конструктивної безпеки.

Незважаючи на наявні дослідження стійкості стрижнів на пружних опорах і сформульовані загальні критерії для таких випадків, питання визначення числових залежностей коефіцієнтів розрахункової довжини при зміні жорсткості пружних опор залишається недостатньо опрацьованим та потребує детального чисельного аналізу.

Для виконання такого аналізу розглянуто загальний випадок стійкості пружного стрижня, схема якого наведена на рисунку 2.31.

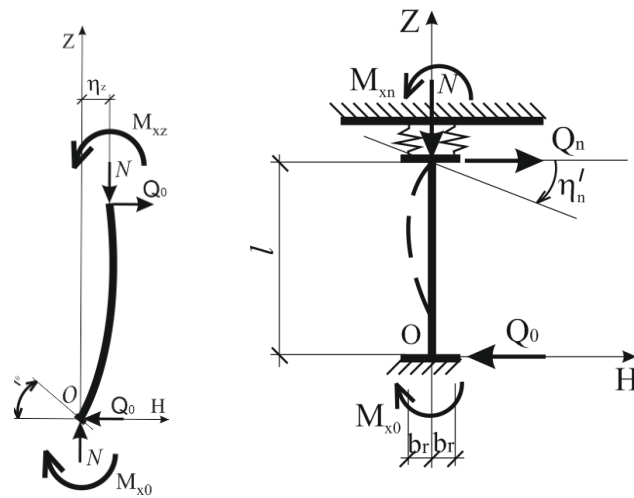


Рисунок 2.31. Узагальнена розрахункова схема втрати стійкості центрально-стиснутого стрижня та модель елемента з пружним опорним закріпленням

Стрижень характеризується сталими геометричними параметрами: моментом інерції поперечного перерізу I_x та площею перерізу – A .

У розгляді використано декартову систему координат, центр якої збігається з центром ваги симетричного поперечного перерізу. На стояк діє осьова стискальна сила N , спрямована вздовж осі OZ . У межах методу початкових параметрів початковий згинальний момент позначається як M_{x0} , а значення згинального моменту в перерізі з координатою z – як M_{xz} ; для кінцевого перерізу ($z=l$) прийнято позначення M_{xn} . Поперечне переміщення стрижня в точці $z=0$ позначають через η_0 , а переміщення у довільному перерізі – через η_z . Відповідні кути повороту перерізів позначено як: η_0' при $z=0$, η_z' при $z=z_i$, η_n' при $z=l$. Поперечні сили у відповідних перерізах позначаються: Q_0 при $z=0$, Q_z при $z=z_i$, Q_n при $z=l$. Де Q_0 – на початку стрижня, Q_z – у перерізі з координатою z_i , і Q_n – на кінці стрижня.

У класичному підході рівняння рівноваги за сумою моментів відносно перерізу з координатою z [Корноухов М.В., Киселев В.А., Баженов В.А., Білик С.І.] приводять до лінійного диференціального рівняння другого порядку, яке описує згинальну рівновагу центрально-стиснутого стрижня.

$$(\eta_z - \eta_0)N + M_{x0} - M_{xz} + \frac{Q_0 l}{N} \frac{z}{l} = 0; M_{xz} = -\eta'' EI_{xz}.$$

$$\eta'' EI_{xz} + \eta_z N = \eta_0 N - M_{x0} - \frac{Q_0 l}{N} \frac{z}{l}. \quad (2.1)$$

$$\text{Остаточно при } k^2 = \frac{N l^2}{EI_{x0}}:$$

$$\eta''_{tz} + k^2 \eta_{tz} = k^2 \eta_0 - \frac{M_{x0} l^2}{EI_{x0}} - \frac{Q_0 l^3}{EI_{x0}} t_z. \quad (2.2)$$

Відомо, що розв'язок диференціального рівняння (2.2) формується як сума двох складових: основного розв'язку η_{tz1} однорідного рівняння $\eta''_{tz} + k^2 \eta_{tz} = 0$ та часткового рішення $\bar{\eta}_{tz}$ відповідного неоднорідного диференціального рівняння (2.2).

$$\eta_{tz} = \eta_{tz1} + \bar{\eta}_{tz}. \quad (2.3)$$

Розв'язок відповідного диференціального рівняння є відомим та добре представлений у класичній літературі з теорії пружності та стійкості стрижневих систем [3,8,9].

$$\eta_{tz1} = A \sin(kt_z) + B \cos kt_z + \bar{\eta}_{tz};$$

$$\bar{\eta}_{tz} = D_0 + D_1 t_z + D_2 t_z^2 + D_3 t_z^3. \quad (2.4)$$

Отже, загальний розв'язок диференціального рівняння (2.2) для переміщень та кутів повороту перерізів, отриманий за методом початкових параметрів та поданий у відносних координатах, має такий вигляд [3,8,9].

$$\eta_{tz} = A \sin kt_z + B \cos kt_z + \bar{\eta}_{tz} = A \sin kt_z + B \cos kt_z + \eta_0 - \frac{M_{x0} l^2}{k^2 E I_{x0}} - \frac{Q_0 l^3}{k^2 E I_{x0}} t_z. \quad (2.5)$$

Крайові умови закріплення на початковому кінці стрижня визначають систему співвідношень між невідомими коефіцієнтами при тригонометричних функціях та початковими значеннями згинальних моментів і поперечних сил на протилежному кінці стрижня.

$$t_z = 0 \rightarrow \eta_{t0} B + \eta_{t0} - \frac{M_{x0} l^2}{k^2 E I_{x0}} \rightarrow B = \frac{M_{x0} l^2}{k^2 E I_{x0}};$$

$$t_z = 0 \rightarrow \eta'_{t0} = \frac{Ak}{l} - \frac{Q_0 l^2}{k^2 E I_{x0}} \rightarrow A = \frac{\eta'_{t0} l}{k} + \frac{Q_0 l^3}{k^3 E I_{x0}}. \quad (2.6)$$

Після підстановки виразів (2.6) у розв'язок диференціального рівняння стійкості стрижня (2.5) отримуємо аналітичну форму рішення за методом початкових параметрів, записану для відносної координати.

$$\begin{aligned}
 \eta_{tz} &= \eta_0 + \frac{\eta'_{t0} l}{k} \sin kt_z + \frac{M_{x0} l^2}{k^2 EI_{x0}} (\cos kt_z - 1) + \frac{Q_0 l^3}{k^3 EI_{x0}} (\sin kt_z - kt_z) \\
 \eta'_{tz} &= \eta'_{t0} \cos kt_z - \frac{M_{x0} l}{k EI_{x0}} (\sin kt_z) - \frac{Q_0 l^2}{k^2 EI_{x0}} (1 - \cos kt_z) \\
 \eta''_{tz} &= -\frac{\eta'_{t0} k \sin kt_z}{l} - \frac{M_{x0}}{EI_{x0}} (\cos kt_z) - \frac{Q_0 l}{k EI_{x0}} \sin kt_z \\
 M_{xz} &= -\eta''_{tz} EI_{x0} \\
 M_{xz} &= \eta'_{t0} \frac{k EI_{x0}}{l} \sin kt_z + M_{x0} (\cos kt_z) + \frac{Q_0 l}{k} \sin kt_z
 \end{aligned} \tag{2.7}$$

Для стрижневих елементів решітки ферм із жорсткими вузлами найбільш репрезентативною є схема роботи елемента, защемленого на обох кінцях, коли одна опора виконує функцію жорсткого защемлення на пружному підґрунті, а інша забезпечує жорстке нерухоме закріплення (рисунки 2.31). Така модель адекватно відтворює реальну роботу стиснутих розкосів у складеній сталевій фермі, де розкіс взаємодіє з іншими елементами решітки. Оскільки розкіс має нахил, кути повороту його перерізів на кінцях будуть відмінними. Для балки-ферми найбільший кут повороту виникає на опорі, тоді як уздовж елемента – від опори до центральної частини – значення кута повороту поступово зменшується.

Запроваджено позначення згинального моменту в пружній опорі як функції кута повороту відповідного перерізу - η'_{tn} .

$$\eta_0 = 0; \eta'_{t0} = 0; t_z = 1 \rightarrow M_{xn} = -2k_{r1} b_r^2 \eta'_{tn}; \eta_{tn} = 0. \eta'_{tn} = -\frac{M_{xn}}{2k_{r1} b_r^2}. \tag{2.8}$$

Тоді:

$$\begin{aligned}
 \eta_{tn} &= -\frac{M_{x0} l^2}{k^2 EI_{x0}} (1 - \cos k) - \frac{Q_0 l^3}{k^3 EI_{x0}} (k - \sin k) = 0 \\
 \eta'_{tn} &= -\frac{M_{x0} l}{k EI_{x0}} (\sin k) - \frac{Q_0 l^2}{k^2 EI_{x0}} (1 - \cos k)
 \end{aligned} \tag{2.9}$$

$$M_{xn} = M_{x0} (\cos kt_z) + \frac{Q_0 l}{k} \sin kt_z; \quad \eta'_{tn} = -\frac{M_{xn}}{2k_{r1} b_r^2}. \quad (2.10)$$

У підсумку отримано систему з двох рівнянь, що містять дві невідомі величини:

$$\frac{Q_0 l^3}{EI_{x0}}; \quad \frac{M_{x0} l^2}{EI_{x0}}.$$

$$\left\{ \begin{aligned} & -\frac{M_{x0} l^2}{k^2 EI_{x0}} (1 - \cos k) - \frac{Q_0 l^3}{k^3 EI_{x0}} (k - \sin k) = 0 \\ & \frac{M_{x0} l^2}{k^2 EI_{x0}} \left[-k (\sin k) + \frac{k^2 EI_{x0}}{2l k_{r1} b_r^2} (\cos k) \right] + \frac{Q_0 l^3}{k^3 EI_{x0}} \left[-k (1 - \cos k) + \frac{k^2 EI_{x0}}{2l k_{r1} b_r^2} \sin k \right] = 0 \end{aligned} \right. \quad (2.12)$$

У цьому випадку необхідною та достатньою умовою втрати стійкості є звернення в нуль головного визначника відповідної системи рівнянь (2.12).

$$\begin{vmatrix} -(1 - \cos k) & -(k - \sin k) \\ \left[-k (\sin k) + k^2 \frac{EI_{x0}}{2l k_{r1} b_r^2} (\cos k) \right] & \left[-k (1 - \cos k) + k^2 \frac{EI_{x0}}{2l k_{r1} b_r^2} \sin k \right] \end{vmatrix} = 0. \quad (2.13)$$

У розгорнутому вигляді критерій стійкості центрально-стиснутого стрижня з пружно защемленою опорою подається у формі трансцендентного рівняння, яке відповідає відомим аналітичним залежностям для таких систем [9,19].

$$-(1 - \cos k) \left[-k (1 - \cos k) + k^2 \frac{EI_{x0}}{2l k_{r1} b_r^2} \sin k \right] - [-(k - \sin k)] \left[-k (\sin k) + k^2 \frac{EI_{x0}}{2l k_{r1} b_r^2} (\cos k) \right] = 0. \quad (2.14)$$

Отримане аналітичне рівняння стійкості (2.14) узгоджується з узагальненими результатами інших дослідників [3,8,9], однак відрізняється поданням у відносних координатах, що дає змогу виконувати числові дослідження для широкого спектра випадків за різних значень жорсткості опор.

Достовірність отриманого критерію підтверджується також тим, що рівняння (2.14) коректно переходить у класичні критерії стійкості центрально-стиснутих стрижнів за традиційних умов обпирання.

Так, зі зниженням жорсткості пружних опор ($k_{r1} \rightarrow 0$) поведінка елемента з жорстко-пружним закріпленням збігається з випадком стояка, який має одну жорстку опору та протилежний шарнірний кінець. У цьому випадку систему (2.12) перетворюють до форми, що уникає ділення на нуль, після чого отримують відповідний критерій стійкості центрально-стиснутого стрижня при $k_{r1} \rightarrow 0$.

$$k_{r1} \rightarrow 0 \left\{ \begin{array}{l} -\frac{M_{x0}l^2}{k^2 EI_{x0}}(1 - \cos k) - \frac{Q_0 l^3}{k^3 EI_{x0}}(k - \sin k) = 0 \\ \frac{M_{x0}l^2}{k^2 EI_{x0}}[(\cos k)] + \frac{Q_0 l^3}{k^3 EI_{x0}}[\sin k] = 0 \end{array} \right.$$

$$F(k) = \operatorname{tg} k - k = 0. \quad (2.15)$$

У підсумку отримано класичний критерій стійкості (2.15) для центрально-стиснутого стояка з одним жорстким защемленням та протилежною шарнірною опорою: $\operatorname{tg} k = k$. Розв'язком цього рівняння є параметр стійкості $k = 4,493$, що відповідає коефіцієнту розрахункової довжини $\mu_x = 0,69929 \approx 0,7$ для зазначеної схеми закріплення. Отримані співвідношення підтверджені числовими дослідженнями, що засвідчує достовірність виведених рівнянь.

У разі збільшення жорсткості пружних опор $k_{r1} \rightarrow \infty \frac{EI_{x0}}{2l k_{r1} b_r^2} \rightarrow 0$ граничні умови закріплення наближаються до класичного випадку стійкості центрально-стиснутого стрижня, жорстко защемленого на обох кінцях.

Остаточню критерій стійкості центрально стиснутого стрижня, жорстко защемленого на обох кінцях, після перетворення вихідних співвідношень (2.12) та (2.13) і за умови виконання відповідної граничної рівності, набуває такого вигляду:

$$k_{r1} \rightarrow \infty \frac{EI_{x0}}{2l k_{r1} b_r^2} \rightarrow 0.$$

$$\sin \frac{k}{2} [4 \sin^3 \frac{k}{2} + 2k(\cos \frac{k}{2}) + (2 \sin \frac{k}{2} \cos^2 \frac{k}{2})] = 0. \quad \sin \frac{k}{2} = 0. \quad (2.16)$$

Умова (2.16) задовольняється за виконання рівності $\sin \frac{k}{2} = 0$, що можливе тоді, коли $\frac{k}{2} = \pi n$. Для основного режиму ($n = 1$) отримуємо $\frac{k}{2} = \pi$, звідки випливає $k = 2\pi$.

Це значення відповідає параметру критерію стійкості та коефіцієнту розрахункової довжини $\mu_x = 0,5$.

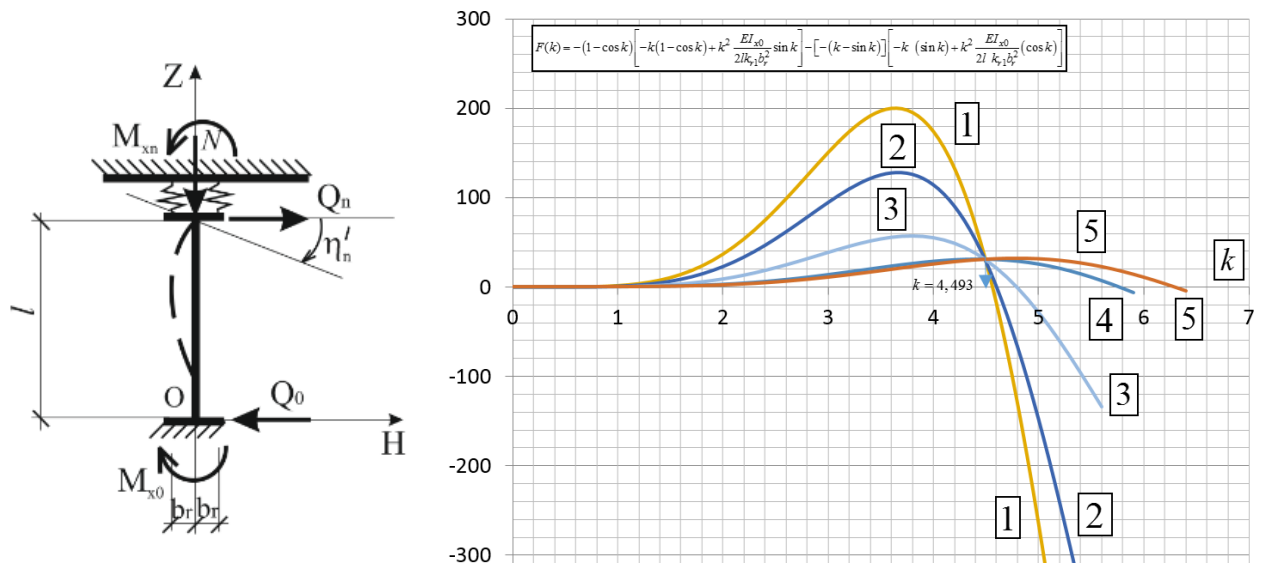


Рисунок 2.32. Графіки функції (2.14) для різних значень жорсткості пружного защемлення одного з кінців стрижня: графік 1 - $\frac{EI_{x0}}{2lk_{r1}b_r^2} = -5,0$; графік 2 - $\frac{EI_{x0}}{2lk_{r1}b_r^2} = -3,0$; графік 3 - $\frac{EI_{x0}}{2lk_{r1}b_r^2} = -1,0$; графік 4 - $\frac{EI_{x0}}{2lk_{r1}b_r^2} = -0,1$; графік 5 - $\frac{EI_{x0}}{2lk_{r1}b_r^2} = -0,001$.

На рисунку 2.32 наведено результати числового аналізу функції (2.14) для різних значень жорсткості пружних опор у діапазоні $-\frac{EI_{x0}}{2lk_{r1}b_r^2} = -5,0 \dots -0,001$. Отримані криві демонструють плавне зміщення кореня рівняння (2.14), тобто точки перетину графіків функції (2.14) з віссю абсцис, у залежності від зміни жорсткості одного із защемлень. Для великої жорсткості опори, коли $(\frac{EI_{x0}}{2lk_{r1}b_r^2} = -0,001)$ розв'язком рівняння (2.14) є $k = 6,2826 \rightarrow \mu_x = 0,5$, що практично збігається зі стандартним значенням: $k = 2\pi = 2 \cdot 3,14159 = 6,28319 \rightarrow \mu_x = 0,5$. Для дуже слабкого защемлення, при $(\frac{EI_{x0}}{2lk_{r1}b_r^2} = -5)$ рівняння (2.14) дає $k = 4,561 \rightarrow \mu_x = 0,6888$, що узгоджується зі стандартним значенням $k = \pi/2 \rightarrow \mu_x = 0,7$.

Таким чином, числові результати підтверджують поступовий і передбачуваний перехід між граничними випадками жорсткого та слабкого закріплення стрижня, а також демонструють високу точність моделі, описаної функцією (2.14).

Також встановлено, що всі криві функції (2.14) мають спільну точку перетину — фокус, у якому вони сходяться. Це спонукало до необхідності детальнішого аналізу самої функції (2.14) з метою уточнення її властивостей та внутрішніх закономірностей.

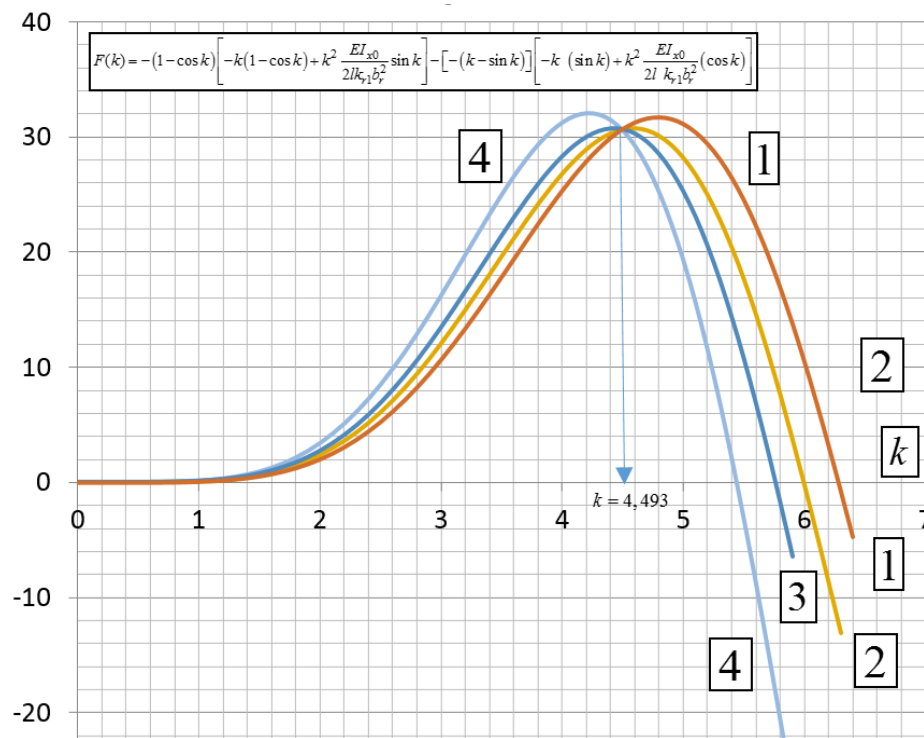


Рисунок 2.33. Графіки функції (2.14) для різних значень жорсткості пружного защемлення одного кінця центрально-стиснутого стрижня:

графік 1 - $\frac{EI_{x0}}{2lk_{r1}b_r^2} = -0,0001$; графік 2 - $\frac{EI_{x0}}{2lk_{r1}b_r^2} = -0,05$; графік 3 - $\frac{EI_{x0}}{2lk_{r1}b_r^2} = -0,1$;

графік 4 - $\frac{EI_{x0}}{2lk_{r1}b_r^2} = -0,2$.

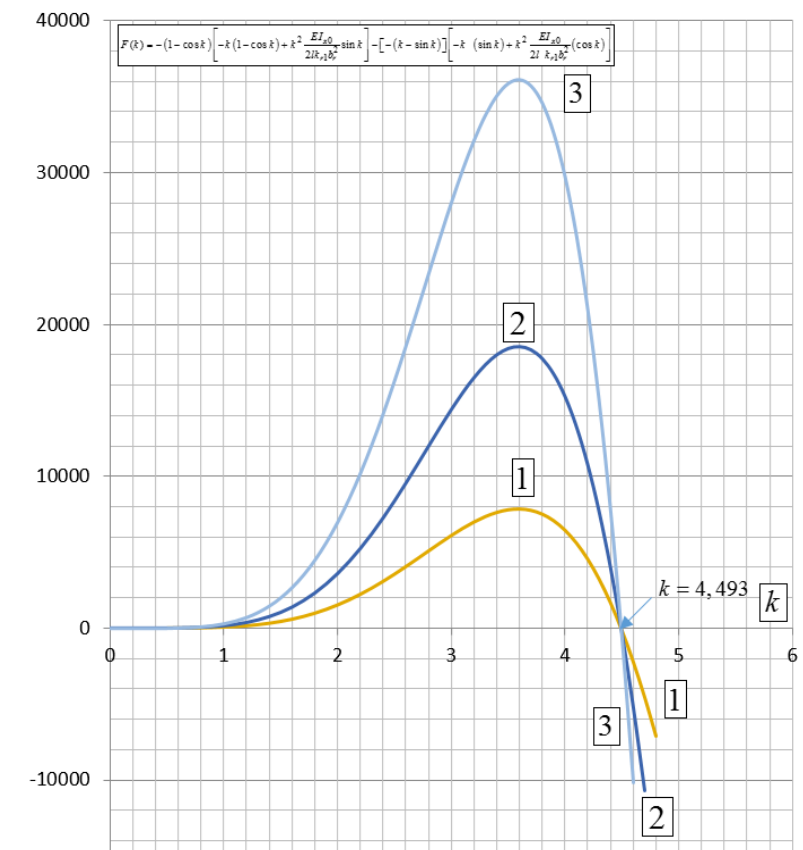


Рисунок 2.34. Графіки функції (2.14) для різних значень жорсткості пружного защемлення одного з кінців стрижня: графік 1 - $\frac{EI_{x0}}{2lk_{r1}b_r^2} = -6,0$;

графік 2 - $\frac{EI_{x0}}{2lk_{r1}b_r^2} = -8,0$; графік 3 $\frac{EI_{x0}}{2lk_{r1}b_r^2} = -10,0$.

Встановлено, що фокусна точка всіх кривих функції (2.14) проєктується на вісь параметра k у значенні $k=4,4929$, що відповідає $\mu_x=0,69929 \approx 0,7$.

Числові дослідження коефіцієнтів розрахункової довжини μ_x за рисунками 2.32-2.34 зведені у таблицю 2.3.

Таблиця 2.3 Значення коефіцієнтів розрахункової довжини μ_x , отримані за результатами аналізу рисунків 2.32...2.34.

$\frac{EI_{x0}}{2lk_{r1}b_r^2}$	k	μ_x	$\frac{EI_{x0}}{2lk_{r1}b_r^2}$	k	μ_x
-8	4,4927	0,69927	0,07	4,8967	0,64157
-6	4,4922	0,69922	0,5	5,0182	0,62604

-5	4,5605	0,68887	-0,2	5,4383	0,5777
-3	4,6031	0,68249	-0,1	5,7579	0,5456
2	4,654	0,675	0,05	5,9918	0,52432
-1	4,7926	0,65551	-0,001	6,2826	0,5

У таблиці 2.3 на основі числових значень коефіцієнта розрахункової довжини для центрально-стиснутого стояка з одним пружним защемленням продемонстровано плавний перехід від випадку двобічного жорсткого закріплення, що відповідає $\mu_x=0,5$, до ситуації з однією шарнірною опорою, для якої $\mu_x=0,7$.

2.3 Висновки до розділу 2

За результатами проведених досліджень в розділі 2 були зроблені наступні висновки:

1. Порівняно результати чисельного розрахунку в програмному комплексі ЛПРА-САПР трьох розрахункових схем з різними закріпленнями решіток та поясів ферм. Визначена раціональна конструктивна та розрахункова схема сталевих блоку ферм покриття із сталевих труб, яка найбільш відображає дійсну роботу під навантаженням.

2. Чисельні дослідження показали, нову закономірність залежності коефіцієнтів розрахункової довжини стрижнів залежно від жорсткості пружного обпирання. Встановлено, що всі криві критерію стійкості (2.13,2.14) для центрально-стиснутого елемента, який має одну жорстку та одну пружну опору, перетинаються в одній фокусній точці. Координата цієї точки збігається зі значенням параметра стійкості елемента, що має дві жорсткі опори. Такий результат відображає уточнену внутрішню структуру та закономірність рівняння (2.14).

3. Застосування запропонованого методологічного підходу дає змогу враховувати початкові додаткові згинальні моменти та ексцентриситети, що виникають у процесі виготовлення конструкцій, і оцінювати їхній вплив на загальну стійкість стрижневих елементів.

4. Розроблено методологічний підхід і виконані чисельні дослідження коефіцієнтів розрахункової довжини стиснутих елементів сталевих ферм з урахуванням пружного обпирання. Це дозволяє врахувати жорсткість вузлів сталевих ферм та поворот перерізів при деформуванні сталевих ферм під навантаженням.

РОЗДІЛ 3. ВПЛИВ ПОЧАТКОВИХ НЕДОСКОНАЛОСТЕЙ НА НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНІЙ СТАН СТИСНУТИХ ЕЛЕМЕНТІВ ФЕРМ З ТРУБ

3.1 Стійкість пружних стрижнів з початковими недосконалостями сталевих ферм з жорсткими вузлами

Проблематика стійкості центрально-стиснутих стрижнів із початковими відхиленнями залишається однією з ключових у сучасному проектуванні сталевих конструкцій. Вплив початкових геометричних недосконалостей за різних схем обпирання елементів досі недостатньо досліджений та представлений у наукових працях. Традиційно всі варіанти закріплення стрижнів зводять до моделі шарнірно-опертого елемента шляхом використання коефіцієнта розрахункової (ефективної) довжини. Саме для цієї базової моделі вплив початкових ексцентриситетів і недосконалостей вивчено найбільш детально, тоді як загальний випадок пружного або комбінованого закріплення потребує подальшого розвитку та поглибленого аналізу.

Відповідно до нормативних документів України [38, 49], перевірка стійкості центрально-стиснутих сталевих елементів під дією осевого стиску N здійснюється із застосуванням коефіцієнта повздовжнього згину φ (коефіцієнта стійкості), який залежить від форми поперечного перерізу, рівня початкових недосконалостей та умовної гнучкості $\bar{\lambda}_x$ [38, 49]. Розрахункова умова має вигляд: $\gamma_n N / (\varphi R_y \gamma_c A) \leq 1$. За умови прийняття коефіцієнта надійності за відповідальністю $\gamma_n = 1$, коефіцієнта умов роботи $\gamma_c = 1,0$ та використання розрахункового опору сталі R_y , отримуємо спрощену перевірку: $N \leq (\varphi R_y A)$. Таким чином, вплив форми перерізу та початкових геометричних недосконалостей відображається через параметр δ , а також через коефіцієнти α та β , що враховують відповідні характеристики елемента.:

$$\varphi = \frac{0,5}{\bar{\lambda}_x^2} \left[\delta - \sqrt{(\delta)^2 - 4\pi^2 \bar{\lambda}_x^2} \right], \quad \delta = \bar{\lambda}_x^2 + 9,87(1 - \alpha + \beta \bar{\lambda}_x) \quad (3.1)$$

Згідно з європейськими нормативними документами [38], оцінювання стійкості центрально-стиснутих сталевих елементів виконується із застосуванням знижувального коефіцієнта — фактора стійкості χ (Reduction factor for buckling).

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \beta_A A f_y}{\gamma_{M1}}; \quad \chi = \frac{1}{\Phi + [\Phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0,5}}, \quad \chi \leq 1 \quad (3.2)$$

$$\Phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]; \quad \bar{\lambda} = \left[\frac{\beta_A A f_y}{N_{cr}} \right]^{0,5} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) [\beta_A]^{0,5} \quad (3.3)$$

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = 93,9\varepsilon; \quad \varepsilon = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0,5}, \quad (f_y, \text{Н/мм}^2) \quad (3.4)$$

У формулах (3.2) та (3.3) застосовано такі позначення: Φ – фактор, що використовується для визначення знижувального коефіцієнта χ , λ_1 – значення гнучкості, яке застосовується для обчислення умовної гнучкості, λ – фактична гнучкість стрижня, α – коефіцієнт, що характеризує початкові недосконалості певної форми, β_A – коефіцієнт, який враховує клас поперечного перерізу. Таким чином, рекурентний зв'язок між умовною гнучкістю у формулі (3.3) відповідно до європейських норм та аналогічним виразом державних норм у формулі (3.1) за умови $\beta_A = 1,0$ набуває такого вигляду:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{f_y \lambda_x^2}{\pi^2 E}} = \frac{\lambda_x}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{\bar{\lambda}_x}{\pi} \rightarrow \bar{\lambda} = \frac{\bar{\lambda}_x}{\pi} \quad (3.5)$$

Таким чином, аналіз формул (3.1) та (3.3) свідчить, що коефіцієнт поздовжнього згину ϕ за своїм фізико-математичним змістом є величиною, еквівалентною фактору стійкості χ [38, 49]. Це формує підґрунтя для подальшого розвитку методологічного підходу щодо врахування початкових геометричних недосконалостей пружних стрижнів та оцінювання їх впливу на напружено-деформований стан сталевих елементів у різних умовах експлуатації, коли фактичні відхилення форми та ексцентриситети можуть перевищувати проєктні значення.

Під час оцінювання стійкості центрально-стиснутих сталевих елементів застосовують чинні нормативні документи, у яких передбачено врахування початкових геометричних недосконалостей. Зокрема, ексцентриситет між лінією дії поздовжньої сили та віссю стрижня зазвичай приймають у межах $e_b \leq \frac{l_x}{20}$. Початковий вигин осі елемента у центральному стиску встановлюють як $\delta_0 = l_0/750 \dots l_0/500$, де l_0 — розрахункова довжина стрижня (відстань між опорами). Однак у процесі виготовлення, монтажу та подальшої експлуатації конструкцій можуть виникати додаткові ексцентриситети та відхилення, величина яких істотно

перевищує значення, закладені на етапі проектування. Більшість відомих досліджень присвячена аналізу впливу початкових недосконалостей на стійкість шарнірно опертих стрижнів. Проте особливої уваги потребує оцінювання стійкості пружних стрижнів із пружним защемленням опор — таких, як колони та стрижні сталевих ферм із жорсткими вузлами [59].

Для виконання досліджень розглянуто загальний випадок стійкості пружного стрижня довжини l_0 , закріпленого на пружних опорах (рисунок 3.1).

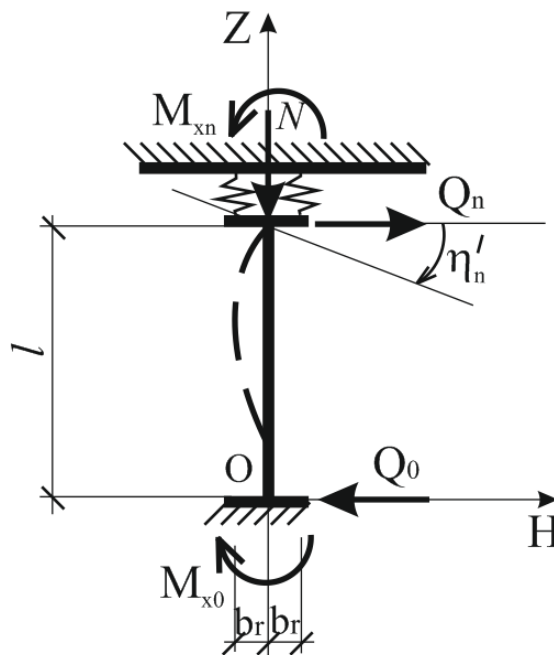


Рисунок 3.1. Розрахункова схема центрально-стиснутого стрижня сталевій фермі з жорсткими вузлами, що моделює роботу елемента за наявності пружного опорного закріплення

Стрижень характеризується сталими геометричними параметрами: моментом інерції перерізу I_x та площею поперечного перерізу — A . Розглядається декартова система координат, центр якої збігається з центром ваги симетричного перерізу. На елемент діє осьова стискальна сила N , спрямована вздовж осі OZ . У межах методу початкових параметрів початковий згинальний момент на опорі позначається через M_{x0} , а момент у довільному перерізі з координатою z — через M_{xz} ; для перерізу на кінці стрижня ($z=l$) прийнято позначення M_{xn} . Поперечне переміщення кінця стрижня при $z=0$ позначається як η_0 , а переміщення перерізу зі зміщенням z — як η_z . Кут повороту

перерізу у точці $z=0$ задається параметром η'_0 ; у довільній точці $z=z_i \rightarrow \eta'_z$; а на протилежному кінці стрижня ($z=l$) – η'_n . Відповідні позначення для поперечної сили такі: у перерізі $z=0$ – Q_0 , у довільному перерізі $z=z_i$ – Q_z , а на кінці елемента ($z=l$) – Q_n .

Умова стійкості пружного стрижня формулюється через лінійне диференціальне рівняння другого порядку, яке описує рівновагу елемента під дією осового навантаження:

$$\eta''_{tz} + k^2 \eta_{tz} = k^2 \eta_0 - \frac{M_{x0} l^2}{EI_{x0}} - \frac{Q_0 l^3}{EI_{x0}} t_z \quad (3.6)$$

Розв'язок диференціального рівняння (3.1) є добре відомим у літературі [47, 60, 49, 59] і може бути поданий у формі, що відповідає методу початкових параметрів:

$$\begin{aligned} \eta_{tz} &= \eta_0 + \frac{\eta'_{t0} l}{k} \sin kt_z + \frac{M_{x0} l^2}{k^2 EI_{x0}} (\cos kt_z - 1) + \frac{Q_0 l^3}{k^3 EI_{x0}} (\sin kt_z - kt_z), \\ \eta'_{tz} &= l \eta'_{t0} \cos kt_z - \frac{M_{x0} l^2}{k EI_{x0}} \sin kt_z - \frac{Q_0 l^3}{k^2 EI_{x0}} (1 - \cos kt_z), \\ \eta''_{tz} &= -l \eta'_{t0} k \sin kt_z - \frac{M_{x0} l^2}{EI_{x0}} \cos kt_z - \frac{Q_0 l^3}{k EI_{x0}} \sin kt_z, \\ M_{xz} &= -\eta''_{tz} EI_{x0} = -\eta''_{tz} \frac{EI_{x0}}{l^2} = \frac{EI_{x0} k}{l} \eta'_{t0} \sin kt_z + M_{x0} \cos kt_z + \frac{Q_0 l}{k} \sin kt_z \end{aligned} \quad (3.7)$$

Результат. Модель 1. Розглянуто стрижень, у якого одна опора виконує функцію жорсткого защемлення, тоді як протилежний кінець працює як пружне защемлення ($\eta_0=0$, $\eta'_{t0}=0$, $t_z=1 \rightarrow M_{xn} = -2k_{r1} b_r^2 \eta'_{tn}$). Для зручності запису прийнято позначення згинального моменту у пружній опорі через залежність від кута повороту перерізу: $\eta_{tn} = 0$, $\eta'_{tn} = -\frac{M_{xn}}{2k_{r1} b_r^2}$. За таких умов критерій стійкості набуває наступного аналітичного вигляду:

$$\begin{aligned} B_c &= (1 - \cos k) \left[k(1 - \cos k) + k^2 \frac{EI_{x0}}{2lk_{r1} b_r^2} \sin k \right] - \\ &- (k - \sin k) \left[k(\sin k) + k^2 \frac{EI_{x0}}{2lk_{r1} b_r^2} (\cos k) \right] = 0 \end{aligned} \quad (3.8)$$

Аналітичне рівняння стійкості, отримане у формі (3.7) , демонструє повну узгодженість із узагальненими результатами, наведеними у роботі [59]. Це дає змогу застосовувати його для виконання числових досліджень у широкому діапазоні випадків, зокрема за різних параметрів жорсткості опорних закріплень.

На рисунку 3.2 наведено результати числових досліджень функції (3.8) для різних значень жорсткості пружних опор у діапазоні $\left| \frac{2lk_{r1}b_r^2}{EI_{x0}} \right| = 0,4 \dots 10000$. Показано, що при зростанні жорсткості защемлення однієї з опор, зокрема за високого значення $\left| \frac{2lk_{r1}b_r^2}{EI_{x0}} \right| = 10000$, розв'язком рівняння (3.8) є величина $k=6,2827 \rightarrow \mu_x < 0,5$, що наближено збігається зі стандартним значенням $k=2\pi=6,28319 \rightarrow \mu_x=0,5$. Для слабкого защемлення, коли $\left| \frac{2lk_{r1}b_r^2}{EI_{x0}} \right| = 0,4$ рівняння (3.8) дає розв'язок $k=4,561 \rightarrow \mu_x < 0,6888$, що добре узгоджується зі стандартним значенням $\mu_x = 0,7$ ($k=4,488$). Зміна коефіцієнтів розрахункової довжини залежно від жорсткості опор подана в таблиці 3.1. Важливою виявленою закономірністю є те, що всі криві функції (3.8) перетинаються в одній спільній точці. Згідно з критерієм (3.8), ця точка відповідає значенню $\mu_x = 0,7$ ($k=4,488$), тоді як числові дослідження дали $k=4,4933$, що відрізняється лише на 0,00119. Таке мінімальне відхилення підтверджує достовірність та коректність виконаних числових досліджень.

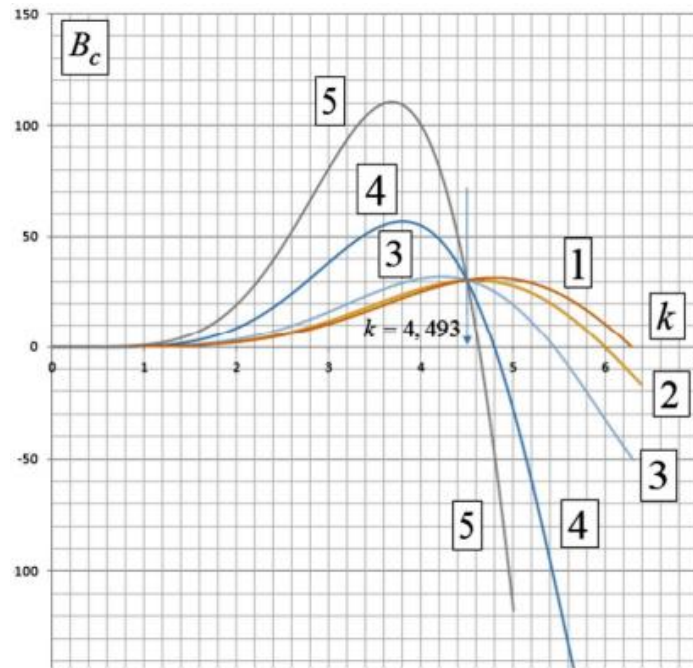


Рисунок 3.2. Графік функції (3.8) для різних значень жорсткості пружного защемлення одного з кінців стрижня: графік 1 – $\left| \frac{2lk_{r1}b_r^2}{EI_{x0}} \right| = 10000$, графік 2 – $\left| \frac{2lk_{r1}b_r^2}{EI_{x0}} \right| = 20$, графік 3 – $\left| \frac{2lk_{r1}b_r^2}{EI_{x0}} \right| = 5,0$, графік 4 – $\left| \frac{2lk_{r1}b_r^2}{EI_{x0}} \right| = 1,0$, графік 5 – $\left| \frac{2lk_{r1}b_r^2}{EI_{x0}} \right| = 0,4$

Таблиця 3.1 Коефіцієнти розрахункової довжини μ_x

$\frac{EI_{x0}}{2lk_{r1}b_r^2}$	k	μ_x	$\frac{EI_{x0}}{2lk_{r1}b_r^2}$	k	μ_x
20	4,4933	0,69917	0,07	4,8967	0,64157
8	4,49275	0,69926	0,5	5,0182	0,62604
6	4,49215	0,69935	0,2	5,4383	0,5777
5	4,5605	0,68887	0,1	5,7579	0,5456
3	4,6031	0,68249	0,05	5,9918	0,52432
2	4,654	0,675	0,001	6,277	0,5005
1	4,7926	0,65551	0,0001	6,2827	0,5

Модель 1. Вплив початкових недосконалостей. Розглянуто кінематичну схему розвитку переміщень стрижня, защемленого з обох кінців. Елемент має задані початкові відхилення форми: поздовжнє зміщення відсутнє ($t_{z0} = 0$), тоді як початкові прогини та кутові відхилення відмінні від нуля ($\eta_{t0} \neq 0$; $\eta'_{t0} \neq 0$). Протилежна опора моделюється як пружно защемлена, причому відносна жорсткість пружної опори вважається відомою і задається сталою величиною: $\frac{EI_{x0}}{(2k_{r1}b_r^2l)} = \text{const}$:

$$t_z = 1 \rightarrow \eta_{tn} = 0; \eta'_{tn} = -\frac{M_{xn}}{(2k_{r1}b_r^2)} \rightarrow M_{xn} = \eta'_{tn} \cdot (-2k_{r1}b_r^2)$$

Відповідно до системи рівнянь (3.7) у підсумку отримано систему з трьох алгебраїчних рівнянь з трьома невідомими: $\frac{Q_0}{l}$; $\frac{M_{x0}l}{EI_{x0}}$; $\frac{M_{xn}l}{EI_{x0}}$.

$$\begin{cases} \frac{M_{x0}l}{EI_{x0}} \frac{(\cos k - 1)}{k} + \frac{Q_0l^2}{EI_{x0}} \frac{(\sin k - k)}{k^2} = -\left(k \frac{\eta_0}{l} + \eta'_{t0} \sin k\right) \\ -\frac{M_{x0}l}{EI_{x0}} \frac{(\sin k)}{k} - \frac{Q_0l^2}{EI_{x0}} \frac{(1 - \cos k)}{k^2} - \frac{M_{xn}l}{EI_{x0}} \left(-\frac{EI_{x0}}{2k_{r1}b_r^2l}\right) = -\eta'_{t0} \cos k \\ \frac{M_{x0}l}{EI_{x0}} \frac{(\cos k)}{k} + \frac{Q_0l^2}{EI_{x0}} \frac{\sin k}{k^2} - \frac{M_{xn}l}{EI_{x0}} \frac{1}{k} = -\eta'_{t0} \sin k \end{cases} \quad (3.9)$$

Розв'язання системи (3.9) отримано на основі використання головного та допоміжних визначників системи:

$$\frac{M_{x0}l}{EI_{x0}} = \frac{\Delta_{M0}}{\Delta_G}; \quad \frac{M_{xn}l}{EI_{x0}} = \frac{\Delta_{Mn}}{\Delta_G}; \quad \frac{Q_0l}{EI_{x0}} = \frac{\Delta_{Q0}}{\Delta_G} \quad (3.10)$$

У формулах (3.10) використано такі стандартні позначення: Δ_G – головний визначник (детермінант) системи рівнянь (3.6), складений із коефіцієнтів при невідомих членах основної частини системи. Допоміжні визначники, необхідні для обчислення невідомих величин, позначено як Δ_{M0} ; Δ_{Q0} ; Δ_{Mn} .

Проведено числовий аналіз деформованого стану стиснутого стрижня за запропонованою моделлю з урахуванням початкових недосконалостей, відповідно до системи рівнянь (3.9).

Приклад 1. Проведено числові дослідження деформованого стану умовно центрально-стиснутого стрижня з початковими геометричними недосконалостями. Розглядався стрижень, жорстко защемлений з одного кінця та такий, що має початковий зсув опорного перерізу й початковий кут повороту ($\eta'_{t0}=0,01$; $\frac{\eta_0}{l}=0,03$). Протилежний кінець елемента моделювався як пружно защемлений, при цьому прийнято ($\eta_n = 0$; $EI_{x0} = EI_{xn}$; $\frac{EI_{xn}}{2k_{r1}b_r^2l} = 0,0001$).

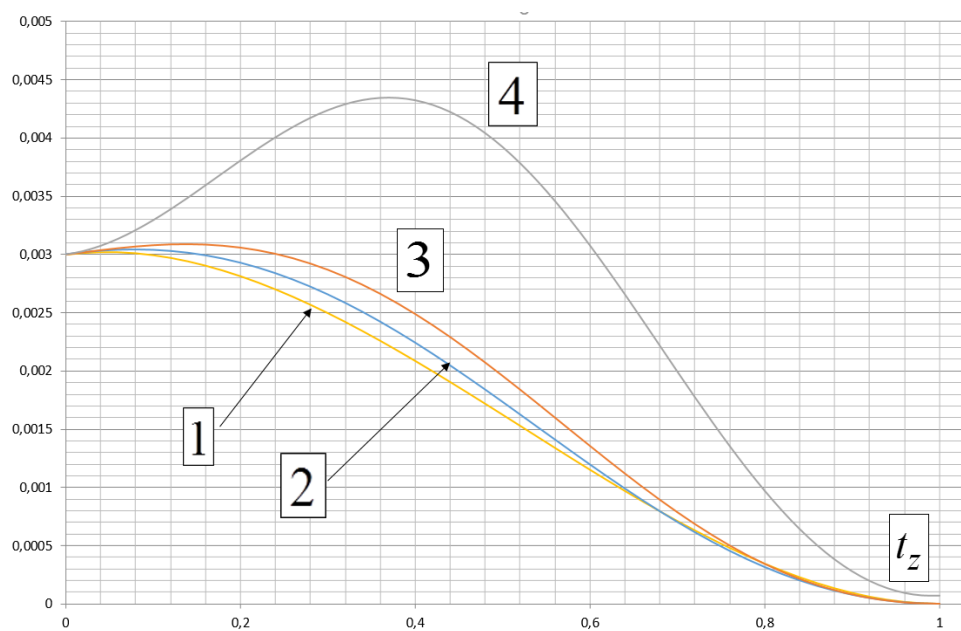


Рисунок 3.3. Приклад 1. Деформований стан стиснутого пружного стрижня, жорстко защемленого з одного кінця та такого, що має початкові недосконалості ($\eta'_{t0}=0,01$; $\frac{\eta_0}{l}=0,03$), з урахуванням залежності прогинів від початкових відхилень і форми вигнутої осі стрижня під дією центрального стиску. Протилежний кінець стрижня розглядається в умовах пружного защемлення ($\eta_n = 0$; $EI_{x0} =$

EI_{xn} ; $\frac{EI_{xn}}{2k_{r1}b_r^2l} = 0,0001$): графік 1 - $k=0,05$; графік 2 - $k=4,5$;

графік 3 - $k=5,5$; графік 4 - $k=6,2$

За малого рівня повздовжньої сили ($k=0,05$) та наявності пружної опори, зі збільшенням цього навантаження до значення характеристичного параметра стійкості $k=5,5$ спостерігається приріст відносної величини максимальних переміщень до $\frac{\eta_m}{l}=0,0306$, що суттєво перевищує початкове відхилення $\frac{\eta_0}{l}=0,003$. Одночасно

зростають і розрахункові значення згинальних моментів уздовж довжини стрижня, що свідчить про виражений вплив повздовжнього згину на його деформований стан.

За незначного рівня навантаження, коли параметр силового фактора становить $k = 0,05$, максимальні відносні значення згинальних моментів $(\frac{Q_0}{l}; \frac{M_{x0}l}{EI_{x0}}; \frac{M_{xn}l}{EI_{x0}})$ виникають у приопорних зонах за наявності заданих початкових відхилень. Подальше збільшення повздовжньої сили до $k = 5,5$ спричиняє виразну нелінійність у розподілі згинального моменту вздовж довжини стрижня (рисунок 3.4). При наступному зростанні навантаження, коли параметр повздовжнього згину досягає $k = 6,2$ спостерігається різке збільшення відносних прогинів: $\frac{\eta_{max}}{l} = 0,004344$ тоді як при $k = 5,5$ це значення становило лише $\frac{\eta_{max}}{l} = 0,00306$. Розрахункові згинальні моменти на опорах і вздовж довжини стрижня також істотно зростають — більш ніж удвічі. Наприклад, максимальне значення: $\frac{M_{xzmax}l}{EI_{x0}} = 0,0466$, що відповідає прогинам $\frac{\eta_{max}}{l} = 0,0449$, $\frac{\eta_{max}}{l} = 0,0447$, тоді як при $k = 5,5$ отримано $\frac{\eta_{max}}{l} = 0,0175$. Водночас за умови достатньо високої жорсткості пружної опори $\frac{M_{xzmax}l}{EI_{x0}} = 0,0001$ збільшення кута повороту перерізу у місці пружного зацмлення є незначним і становить лише $\eta'_{tn} = 0,000385$.

Приклад 2. Для оцінювання впливу жорсткості пружної опори проведено додаткові числові дослідження деформованого стану умовно центрально-стиснутого стрижня з початковими геометричними недосконаlostями.

Початкові відхилення включали зсув опорного перерізу та початковий кут повороту ($\eta'_{t0} = 0,001$; $\frac{\eta_0}{l} = 0,005$). Жорсткість пружної опори на протилежному кінці була зменшена ($\eta_n = 0$; $EI_{x0} = EI_{xn}$; $\frac{EI_{xn}}{2k_{r1}b_r^2l} = 0,0001$). Значення граничних початкових відхилень на опорі $\frac{\eta_0}{l} = 0,005$ є наближеними до допустимих граничних прогинів конструкцій — $f_w/l = 1/200$.

Таблиця 3.2 Значення згинальних моментів на опорах та їх максимальні значення вздовж довжини стрижня при $\eta'_{t0}=0,001$; $\frac{\eta_0}{l}=0,005$

k	$\frac{M_{xzmax}l}{(EI_{x0})}$		
	$t_0 = 0$	$t_m = z_m l$	$t_n = 1$
4,5	0,017947	0,025075	-0,02159
5,5	0,004187	0,02935	-0,1753
6,02	-0,0186	0,03939	-0,027
6,15	-0,04412	0,0576	-0,0485

За досягнення параметром силового фактора елемента значення $k = 5,5$ спостерігається лише незначне зростання відносної величини максимальних переміщень – $\frac{\eta_m}{l}=0,00505$, що практично відповідає початковому відхиленню $\frac{\eta_m}{l}=0,005$.

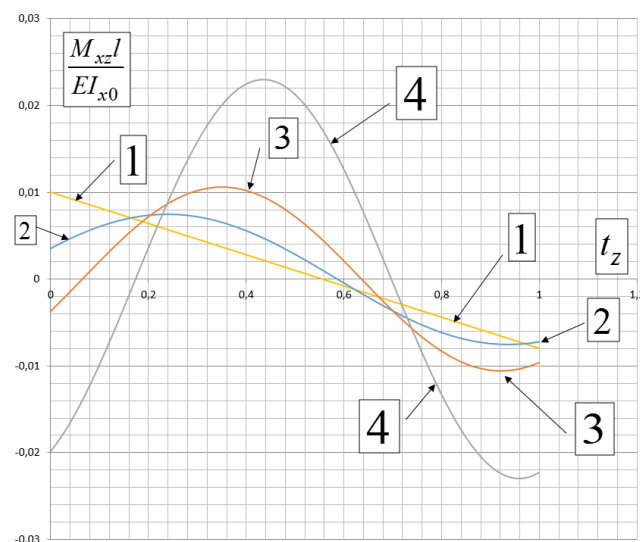


Рисунок 3.4 Приклад 1. Зміна згинальних моментів деформованого стану стиснутого пружного стрижня, жорстко защемленого з одного кінця та такого, що має початкові недосконалості ($\eta'_{t0}=0,01$; $\frac{\eta_0}{l}=0,03$), розглядається за умови пружного защемлення протилежного кінця ($\eta_n = 0$; $EI_{x0} = EI_{xn}$; $\frac{EI_{xn}}{2k_{r1}b_f^2l}=0,001$): графік 1 - $k = 0,05$; графік 2 - $k = 4,5$; графік 3 - $k = 5,5$; графік 4 - $k = 6,2$

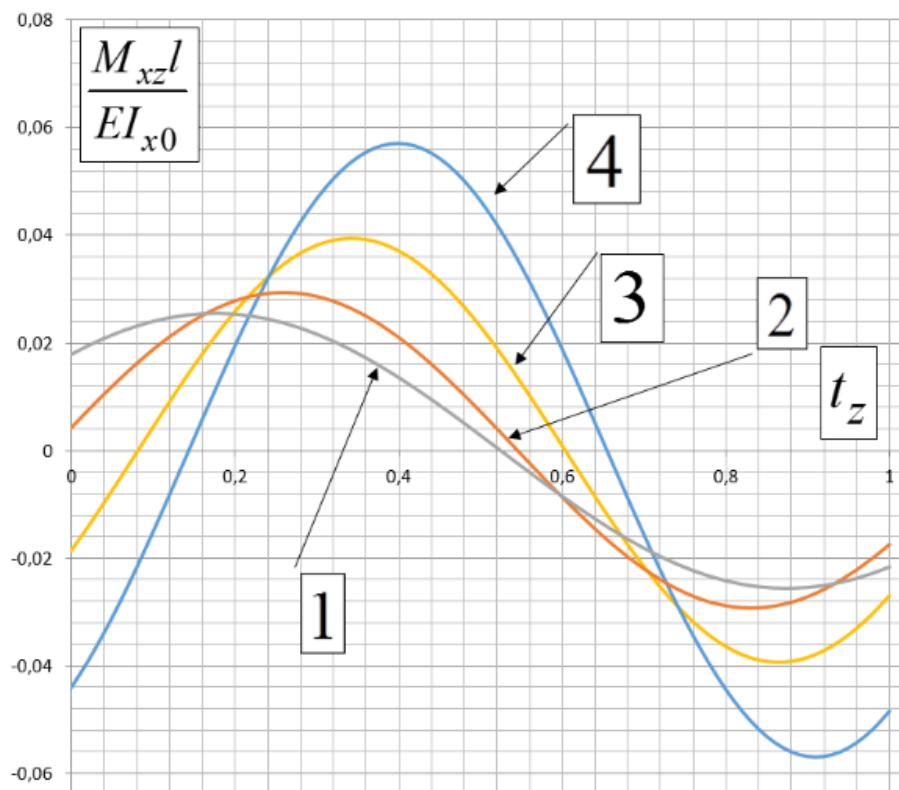
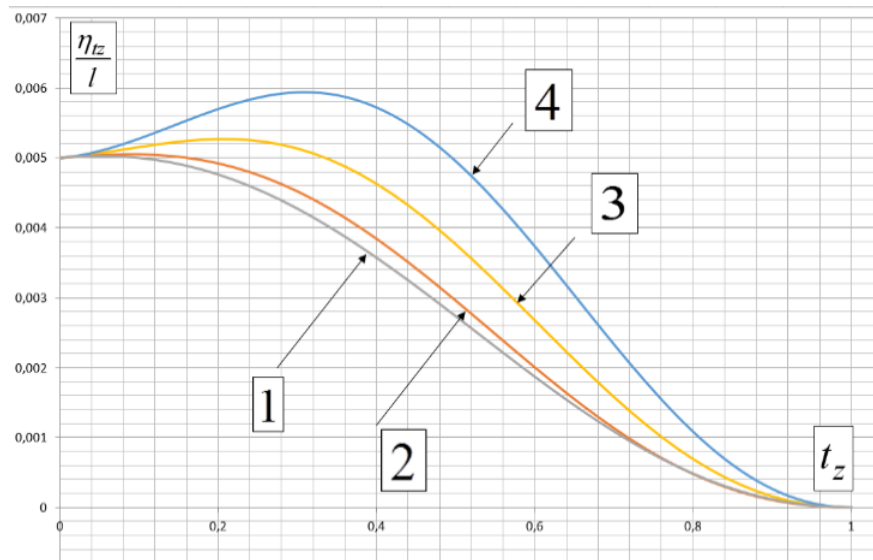


Рисунок 3.5 Приклад 2. Деформований стан стрижня – у вигляді відносних поздовжніх переміщень та прогинів – розглянуто для стиснутого пружного елемента, жорстко защемленого з одного кінця та такого, що має початкові геометричні недосконалості ($\eta'_{t0}=0,01$; $\frac{\eta_0}{l}=0,05$) при пружному защемленні протилежного кінця ($\eta_n = 0$; $EI_{x0} = EI_{xn}$; $\frac{EI_{xn}}{2k_{r1}b_f^2l} = 0,001$): графік 1 - $k = 4,5$; графік 2 - $k = 5,5$; графік 3 - $k = 6,02$; графік 4 - $k = 6,2$

При збільшенні параметра елемента центрально-стиснутого до $k=6,02$ зростання прогинів досягає відносного значення $\eta_m/l = 0,00527$, а при $k=6,15$ відповідно $\eta_m/l = 0,00594$. Таким чином, зростання розрахункових згинальних моментів відбувається швидше ніж зростання максимальних прогинів (рисунок 3.4).

Приклад 3. Проведено числові дослідження зміни напруженого стану центрально-стиснутих пружних сталевих трубчастих стрижнів, що працюють у складі ферм із жорсткими вузлами за наявності різних початкових відхилень. Значення початкових недосконалостей були прийняті більшими за традиційні нормативні. Аналізовано зміну згинальних моментів деформованого стану стиснутого пружного стрижня, жорстко защемленого з одного кінця та такого, що має початкові геометричні недосконалості ($\eta'_{t0}=0,001\dots 0,002$; $\frac{\eta_0}{l}=0,003\dots 0,005$) і пружно защемленого з протилежного кінця ($\eta_n = 0$). Напруження визначалися за відомим аналітичним виразом, у якому M_{xm} - максимальний згинальний момент, що враховує повздовжній згин та вплив початкових недосконалостей;

$d = a_d i_x$ - еквівалентний діаметр (висота) трубчастого перерізу;

i_x – радіус інерції площі перерізу,

a_d – перехідний коефіцієнт між радіусом інерції та діаметром трубчастого профілю.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_{xm}}{W_x} = \frac{N}{A} + \frac{M_{xm}(\frac{d}{2})}{I_x} \quad (3.11)$$

Для переходу до відносних параметрів силових факторів використовують такі аналітичні залежності: $\frac{N}{A} = \frac{k^2 E}{\lambda_E^2}$; $\lambda_E^2 = \frac{l^2}{i_x^2}$, де λ_E - гнучкість шарнірно опертого стрижня.

$$\sigma = \frac{k^2 E}{\lambda_E^2} + \left(\frac{M_{xm} l}{EI_{x0}} \right) \frac{Ed}{2l} = \frac{k^2 E}{\lambda_E^2} + \left(\frac{M_{xm} l}{EI_{x0}} \right) \frac{a_d E}{2\lambda_E} \quad (3.12)$$

На основі рівняння (3.12) виконано числові дослідження (таблиця 3.3). Отримані результати засвідчили, що зі зменшенням параметра повздовжньої сили k , вплив початкових відхилень на втрату стійкості спадає швидше, ніж саме зменшення

значення параметра k . Це означає, що під час виявлення початкових відхилень, які виникли на етапах виготовлення чи монтажу конструкцій, за умови відповідного розвантаження елементів можна уникнути необхідності їх заміни або підсилення у сталевих фермах із жорсткими вузлами.

У запропонованій моделі стрижня, що має жорстку опору з початковими відхиленнями умов прикріплення (початкове зміщення опори та початковий кут повороту перерізу) і другу опору з пружним защемленням, встановлено, що зростання розрахункових згинальних моментів відбувається інтенсивніше, ніж збільшення параметра повздовжньої сили.

Виконано порівняння стійкості центрально-стиснутих стрижнів за трьома методологічними підходами:

1. Методологічний підхід перевірки стійкості центрально-стиснутого стрижня з нормативними допустимими відхиленнями і первісними прогинами сталевих елементів.
2. Методологічний підхід перевірки стійкості центрально-стиснутого стрижня за деформаційною схемою з урахуванням початкових недосконалостей, числові дослідження якої поведені у цьому розділі.
3. Методологічний підхід перевірки стійкості центрально-стиснутого стрижня з початковими прогинами як позацентрово-стиснутого стрижня.

Методологічний підхід перевірки стійкості центрально-стиснутого стрижня. Відомо, що в методику перевірки стійкості центрально-стиснутих стрижнів закладена перевірка стійкості сталевих стрижнів. Так в нормативних документах з проектування сталевих конструкцій вказано, що, якщо приведений ексцентриситет позацентрово-стиснутого стрижня $m_{ef} \leq 0,25$, то слід прийняти коефіцієнт стійкості за значенням або по таблицям для позацентрово-стиснутого стрижня або як для центрального стиснутого стрижня.

$$\frac{N}{\varphi A} \leq R_y \frac{\gamma_c}{\gamma_n} \quad (3.13)$$

Методологічний підхід перевірки стійкості стрижня за деформованою схемою. В цьому розділі проведені числові дослідження за деформованою схемою

пружно-защемленого сталевго стрижня. Визначено максимальний згинальний момент при початкових недосконалостях (рисунок 3.4 та рисунок 3.5, таблиця 3.2). Визначено максимальний згинальний момент в залежності від коефіцієнта розрахункової довжини і коефіцієнта приведення коефіцієнта розрахункової довжини ($k=\pi/\mu$). Перевірка стійкості виконується за формулою.

$$\frac{N}{A} + \frac{M_{xm}}{W_{xm}} \leq R_y \frac{\gamma_c}{\gamma_n}. \quad (3.14)$$

$$\frac{N}{\varphi A} + \frac{M_{xm}}{W_{xm}(1-\frac{\kappa_{cr}N}{N_{cr}})} \leq R_y \frac{\gamma_c}{\gamma_n}. \quad (3.15)$$

$$\frac{N}{A} \left[\frac{1}{\varphi} + \frac{M_{xm}A}{NW_{xm}} \frac{1}{(1-\frac{\kappa_{cr}N}{N_{cr}})} \right] \leq R_y \frac{\gamma_c}{\gamma_n}. \quad (3.16)$$

$$\frac{N_{crE}}{A} = \frac{\pi^2 EI}{A(\mu l)^2} = \frac{\pi^2 EI}{\mu^2 Al^2} = \frac{\pi^2 Ei}{\mu^2 l^2} = \frac{\pi^2 E}{\mu^2 \lambda_E^2}. \quad (3.17)$$

$$\frac{M_{xm}}{N} = e_0 \rightarrow \frac{N}{A} \left[\frac{1}{\varphi} + \frac{A}{W_{xm}} \frac{e_0}{(1-\frac{\kappa_{cr}N}{N_{cr}})} \right] \leq R_y \frac{\gamma_c}{\gamma_n}. \quad (3.18)$$

Згинальний момент отриманий за результатами числових досліджень (рисунок 3.4 та рисунок 3.5, таблиця 3.2) враховує повздовжній згин з урахуванням початкових прогинів і початкового кута повороту перерізу однієї опори, що характерно для гнучких стрижнів.

Методологічний підхід перевірки стійкості центрально-стиснутого стрижня з початковими прогинами як позацентрово-стиснутого стрижня
Пропонується виконувати перевірку стійкості центрально-стиснутих сталевих стрижнів з початковими недосконалостями прогину по прольоту (η_m) стрижня та перевіряти за формулами для позацентрово-стиснутих стрижнів з урахуванням коефіцієнта впливу форми перерізу (η).

$$M_x = N\eta_m \rightarrow m_x = \frac{M_x}{N} \frac{A}{W_x} = \frac{N\eta_m}{N} \frac{A}{W_x} = \eta_m \frac{A}{W_x}. \quad (3.19)$$

$$m_x = \eta_m \frac{A}{W_x} m_{ef} = \eta m_x \rightarrow \frac{N}{\varphi_e A} \leq R_y \frac{\gamma_c}{\gamma_n}. \quad (3.20)$$

Проведені числові дослідження за трьома методологічними підходами перевірки стійкості стрижнів приведені в таблиці 3.3...3.4. В якості сталевго стрижня прийнята труба діаметром 76 мм, товщиною стінки 4 мм, довжина стрижня 3,0 м.

Таблиця 3.3. Порівняння стійкості стрижнів (діаметр труби 76 мм, товщина стінки 4 мм) за трьома методиками $k=\pi/\mu=6,02$; $\eta_m=0,05l$ (рисунок 3.5)

$k=\pi/\mu$	6,02	N, Н	100000	$\frac{M_{xm}l}{EI_{x0}}$	0,04	$m_x = \eta_m \frac{A}{W_x}$	0,7473
μ	0,5219	φ	0,86792	M_{xm} , Нм	1893,94	$m_{ef} = \eta m_x$	1,224
λ	61,395						
$\bar{\lambda}$	2,075	$\frac{N}{\varphi A}$, МПа	127,45	$\frac{N}{A} + \frac{M_{xm}}{W_{xm}} \leq R_y \gamma_c$ Мпа	214,992	$\frac{N}{\varphi_e A} \leq R_y \gamma_c$ Мпа	201,935

Таблиця 3.3. Порівняння стійкості стрижнів за трьома методиками $k=\pi/\mu=5,5$; $\eta_m=0,05l$ (рисунок 3.5)

$k=\pi/\mu$	5,5	N, Н	100000	$\frac{M_{xm}l}{EI_{x0}}$	0,02935	$m_x = \eta_m \frac{A}{W_x}$	0,7473
μ	0,5712	φ	0,86792	M_{xm} , Нм	1389,68	$m_{ef} = \eta m_x$	1,224
λ	67,2						
$\bar{\lambda}$	2,2718	$\frac{N}{\varphi A}$, МПа	131,6	$\frac{N}{A} + \frac{M_{xm}}{W_{xm}} \leq R_y \gamma_c$ Мпа	187,2	$\frac{N}{\varphi_e A} \leq R_y \gamma_c$ Мпа	207,04

Аналіз результатів порівняння стійкості стрижнів показує при збільшенні гнучкості рівень критичних напружень більший за методикою оснований на нормативних документах, за якою початковий ексцентриситет враховується через приведений ексцентриситет. При меншій гнучкості стрижня (більшій жорсткості вузлів) (таблиця 3.3) деформаційний розрахунок дає більші розрахункові напруження в центрально-стиснутих стрижнях з початковими недосконалостями. Таким чином,

збільшеній жорсткості вузлів необхідно перевіряти стійкість стрижнів з початковими недосконаlostями і за деформаційним розрахунком.

3.2 Висновки до розділу 3

За результатами проведених досліджень в розділі 3 були зроблені наступні висновки:

1. Удосконалено та узагальнено методологічний підхід до оцінювання впливу натурних початкових ексцентриситетів і кутів повороту перерізу на опорах для елементів сталевих ферм із жорсткими вузлами.

2. Досліджено вплив початкових параметрів — зміщення опор та початкового кута відхилення жорсткої опори — на деформований стан стрижня за умови заданих характеристик пружної опори.

3. Проведено чисельні дослідження, спрямовані на оцінювання впливу навантажувального фактора на деформований стан пружного стрижня.

4. Встановлено закономірності, що описують взаємозв'язок між деформованою віссю стрижня та навантажувальним фактором за різних значень початкових відхилень жорсткої опори.

5. Розроблений методологічний підхід дає змогу визначати деформований стан центрально-стиснутих стрижнів за наявності максимальних початкових відхилень, що виникли під час їх виготовлення, монтажу або експлуатації конструкції.

6. Запропонований методологічний підхід може бути поширений також на інші центрально-стиснуті пружні елементи, що мають початкові відхилення, сформовані в процесі їх експлуатації, виготовлення або монтажу конструкцій.

РОЗДІЛ 4. МОДЕЛЮВАННЯ РОБОТИ ФЛАНЦЕВИХ ВУЗЛІВ ФЕРМ З ПОПЕРЕДНІМ НАПРУЖЕННЯМ

4.1 Удосконалення методики розрахунку зварних швів фланцевих вузлових з'єднань із врізаними ребрами жорсткості просторових сталевих ферм з труб

Розглянуто фланцевий вузол з врізаними ребрами жорсткості поясних елементів ферми (рисунок 4.1, 4.2).

Приймається, що у трубчастих елементах із зовнішнім радіусом (r_{tr}) діє розтягувальне зусилля. Фланцеві пластини виготовлені зі сталі 09Г2С, тоді як матеріал труб визначено відповідно до технічної специфікації проєкту. Конструкція фланців включає врізані ребра жорсткості (рисунок 4.1).

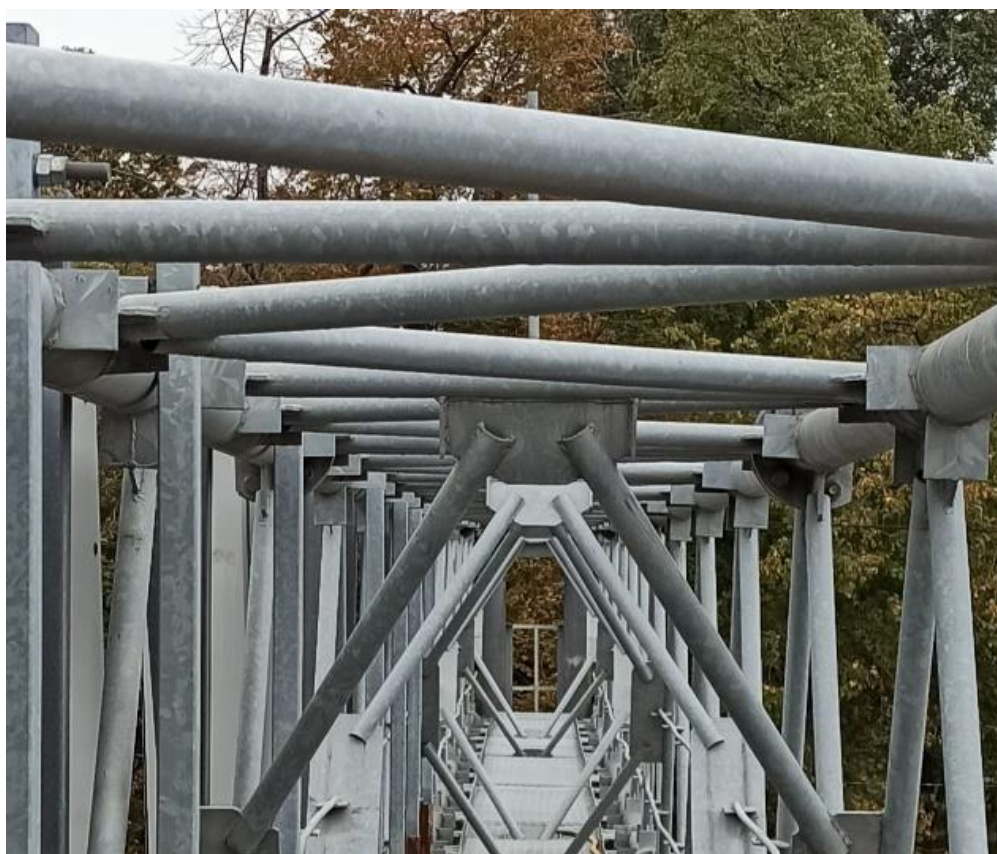


Рисунок 4.1. Сталеві оцинковані конструкції з трубчастих елементів, призначені для автоматизованих систем управління дорожнім рухом

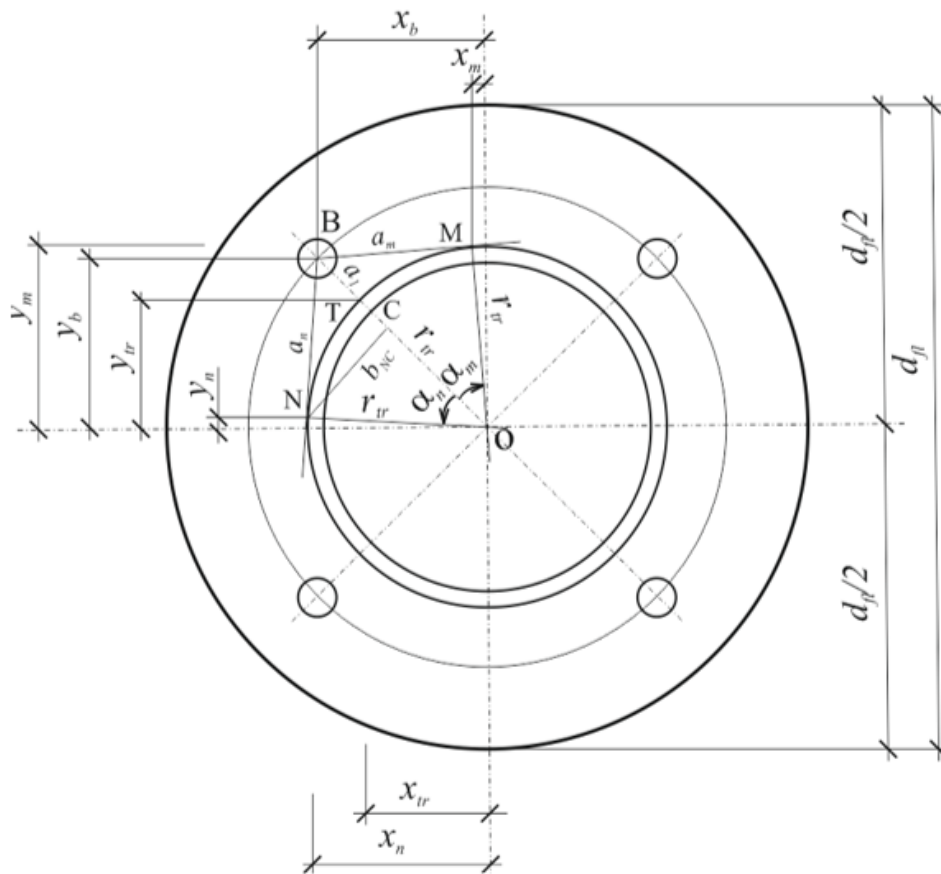


Рисунок 4.2. Узагальнена геометрична схема для визначення розподілу зусиль у зварному шві на стику труби та фланця

Фланцеві пластини приєднані до ребер жорсткості, а також до зовнішнього периметра трубчастого елемента вертикальними зварними швами загальною довжиною ($l_{tr} = \pi d_{tr}$). Окрім того, ребра жорсткості з'єднані з трубою повздовжніми швами, що забезпечує більш рівномірне передавання зусиль на стінку труби, тобто не лише через торцеві зварні шви.

У межах прийнятої робочої гіпотези передбачається, що передавання зусиль від фланця до трубчастого елемента відбувається симетрично відносно осі болта, яка проходить через центр фланця. Розтягувальне зусилля N_{wtr} , що сприймається торцевим зварним швом труби, вважається прямо пропорційним відстані між центром болта та відповідною точкою зовнішнього торцевого зварного шва (рисунок 4.2, при поточному значенні зусилля у шві N_{afwtr}).

$$N_{afwtr} = N_{1fwtr} \frac{a_1}{a_i} \quad (4.1)$$

$$N_{wtr} = 4 \int_{l_{ftr}} N_{awtr} dl_{tr} = 4 \frac{N_{1fwtr}}{l_{ftr}} \int_{l_{ftr}} \frac{a_1}{a_i} dl_{ftr} \quad (4.2)$$

При відношеннях $dl_{ftr} = r_{tr} d\alpha$, $a_i d\beta = r_{tr} d\alpha$, $d\beta = \frac{r_{tr}}{a_i} d\alpha$ маємо:

$$N_{wtr} = \frac{4N_{1wtr}}{l_{1ftr}} \int_0^{l_{1ftr}} \frac{a_1}{a_i} a_i d\beta = \frac{4N_{1wtr}}{l_{1ftr}} a_1 \int_0^{2\beta_m} d\beta \quad (4.3)$$

$$N_{1wtr} = \frac{N_{1wftr}}{l_{1ftr}} 2 \int_0^{\alpha_m} \frac{a_1}{a_i} r_{tr} d\alpha$$

Загальна довжина зварного шва по торцю труби (l_{ftr}) буде:

$$l_{ftr} = 4l_{1ftr} = 8r_{tr} \int_0^{\alpha_m} d\alpha = 8r_{tr}\alpha_m \quad (4.4)$$

Розрахунок виконується в межах одного сектору, що відповідає роботі одного болта:

$$l_{1ftr} = 2r_{tr} \int_0^{\alpha_m} d\alpha = 2r_{tr}\alpha_m \quad (4.5)$$

У наведених формулах вираз $\frac{N_{1fwtr}}{l_{1ftr}}$ позначає приведені усереднені зусилля в одиниці довжини зварного шва, тобто приведений параметр зусилля у зварному шві по торцю трубчастого елемента.

Умова рівноваги між зусиллями в зварних швах та розтягувальним зусиллям у болтах записується у такому вигляді:

$$N_{fl} = 4N_{bt} = 4N_{1wtr} + 8N_{wr1} \quad (4.6)$$

$$N_{bt} = N_{1wtr} + 2N_{wr1}$$

Умова рівноваги згинальних моментів відносно центра зварного шва та центра фланця має такий аналітичний вигляд:

$$N_{bt}(r_{tr} + a_1) - r_{tr}N_{1wtr} - N_{wr1}d_{fl} \leq 0$$

$$N_{bt}a_1 - N_{wr1}d_{fl} \leq 0 \rightarrow N_{wr1} \geq \frac{N_{bt}a_1}{d_{fl}} \quad (4.7)$$

У наведених формулах використано такі позначення:

N_{bt} – зусилля, що сприймається одним болтом;

N_{wr1} – зусилля у одному зварному шві на торці ребра жорсткості,

розташованому з одного боку від центра.

Таким чином, рівняння рівноваги (4.6) та (4.7) утворюють систему з двома невідомими величинами: N_{1wr} ; N_{1wtr} .

На основі рівняння (4.6) можна встановити аналітичне співвідношення між зусиллями у зварних швах по торцю труби та зусиллями у зварних швах на торцях ребер жорсткості фланця:

$$\begin{aligned} N_{bt}a_1 - N_{wr1}d_{fl} &\leq 0 \\ 2N_{wr1} &= N_{bt} - N_{1wtr} \\ N_{1wtr} &= N_{bt} - 2N_{wr1} \end{aligned} \quad (4.8)$$

Підставивши вираз (4.7) у рівняння (4.8), одержуємо рекурентну залежність для визначення зусилля у зварних швах:

$$\begin{aligned} N_{wr1} &= N_{bt} - 2N_{bt} \frac{a_1}{d_{fl}} \\ N_{1wtr} &= N_{bt} \left(1 - 2 \frac{a_1}{d_{fl}} \right) \\ \frac{N_{1wtr}}{N_{bt}} &= \left(1 - 2 \frac{a_1}{d_{fl}} \right) \end{aligned} \quad (4.9)$$

О Основні позначення геометричних параметрів фланцевого вузла наведені на рисунку 4.2.

r_{tr} – радіус зовнішнього контуру трубчастого елемента;

d_{tr} – діаметр зовнішнього контуру трубчастого елемента;

Величини a_1 , a_m та a_n визначають мінімальні відстані від центра болта до поверхні труби:

a_1 – відстань від точки В до трубчастого елемента;

a_n – відстань від центра болта до точки дотику N із зовнішнім контуром труби;

a_m – відстань від центра болта до точки дотику M із зовнішнім контуром труби.

r_{tr} ; d_{tr} - відповідно радіус та діаметр труби зовнішнього контуру; a_1 ; a_m ; a_n –

Поточна відстань від центра болта до зовнішньої поверхні труби позначена як a_i . Координати центра болта визначаються через (x_b, y_b) ; координати точки M – через (x_m, y_m) , а точки N – через (x_n, y_n) .

За умовою симетрії, згідно з рисунком 4.2, відстані a_m та a_n є рівними.

$$\begin{aligned} a_1 &= \sqrt{(x_b - x_{tr})^2 + (y_b - y_{tr})^2} \\ a_m &= \sqrt{(x_b - x_m)^2 + (y_b - y_m)^2} \\ a_m &= \sqrt{(r_{tr} + a_1)^2 - r_{tr}^2} = \sqrt{(2r_{tr}a_1 + a_1^2)} \end{aligned} \quad (4.10)$$

Кут нахилу осі болта відносно горизонтальної осі трубчастого елемента приймається рівним ($\alpha_n = \alpha_m = \frac{\pi}{4}$):

Максимальне значення кута до точки дотику від центра болта (α_m) визначається на основі співвідношення сторін прямокутного трикутника Δ ВМО:

$$\begin{aligned} \cos(\alpha_m) &= \frac{r_{tr}}{(r_{tr} + a_1)} \\ \cos(\alpha_m) &= \frac{1}{1 + \frac{a_1}{r_{tr}}} \end{aligned} \quad (4.11)$$

Відстань від центра болта до точки дотику із зовнішньою поверхнею трубчастого елемента визначається з використанням прямокутного трикутника Δ NCO:

$$\begin{aligned} a_n &= \sqrt{(a_1 + r_{tr} - r_{tr} \cos \alpha_n)^2 + r_{tr}^2 \sin^2 \alpha_n} \\ a_i &= \sqrt{(a_1 + r_{tr})^2 - 2(a_1 + r_{tr})r_{tr} \cos \alpha_i + r_{tr}^2} \\ \frac{a_n}{r_{tr}} &= \sqrt{\left(\frac{a_1}{r_{tr}} + 1\right)^2 - 2\left(\frac{a_1}{r_{tr}} + 1\right) \cos \alpha_n + 1} \end{aligned} \quad (4.12)$$

Поточне значення відстані від центра болта до поверхні трубчастого елемента (a_{inm}) для переходу від точки N до точки M через точку T визначається на основі координат точки на зовнішньому контурі труби (x_{itr} ; y_{itr}) та координат центра болта:

$$a_i = a_{inm} = \sqrt{(x_b - x_{itr})^2 + (y_b - y_{itr})^2}.$$

Відповідно відстань від центру болта до поточної точки на зовнішньому діаметру труби також може бути записана так:

$$a_i^2 - (a_1 + \Delta_r)^2 = r_{tr}^2 - (r_{tr} - \Delta_r)^2, \Delta_r = r_{tr}(1 - \cos \alpha_i).$$

$$a_i^2 - a_1^2 - 2a_1\Delta_r - \Delta_r^2 = r_{tr}^2 - r_{tr}^2 - \Delta_r^2 + 2\Delta_r r_{tr}.$$

Тоді, з урахуванням перетворення, маємо $a_i^2 = a_1^2 + 2\Delta_r a_1 + 2\Delta_r r_{tr}$, а у скороченому вигляді цей вираз набуває такого формулювання:

$$a_i = \sqrt{a_1^2 + 2\Delta_r(a_1 + r_{tr})},$$

або:

$$a_i = \sqrt{a_1^2 + 2r_{tr}(1 - \cos \alpha_i)(a_1 + r_{tr})}.$$

Тепер відношення $\left(\frac{a_i}{a_1}\right)$ має аналітичний запис:

$$\begin{aligned} \frac{a_i}{a_1} &= \sqrt{1 + 2\frac{r_{tr}}{a_1}\left(\frac{r_{tr}}{a_1} + 1\right)(1 - \cos \alpha_i)} \\ \frac{a_1}{a_i} &= \frac{1}{\sqrt{1 + 2\frac{r_{tr}}{a_1}\left(\frac{r_{tr}}{a_1} + 1\right)(1 - \cos \alpha_i)}} \end{aligned} \quad (4.13)$$

Розрахункова довжина зварного шва в межах чверті торця трубчастого елемента (l_{1ftr}) з урахуванням формул (4.4 і 4.11) набуває такого вигляду:

$$\frac{l_{1ftr}}{r_{tr}} = 2\alpha_m = \arccos\left(\frac{1}{1 + \frac{a_1}{r_{tr}}}\right) \quad (4.14)$$

Враховуючи рівняння (4.2) та (4.13), відносну величину $\frac{N_{1fwtr}}{l_{1ftr}}$ для зварного шва по торцю труби можна визначити з такого виразу:

$$\begin{aligned} N_{1wtr} &= N_{1fwtr} \frac{r_{tr}}{l_{1ftr}} 2 \int_0^{\alpha_m} \frac{a_1}{a_i} d\alpha \\ N_{1wtr} &= 2 \frac{N_{1fwtr}}{l_{1ftr}} r_{tr} \int_0^{\alpha_m} \frac{d\alpha}{\sqrt{1 + 2\frac{r_{tr}}{a_1}\left(\frac{r_{tr}}{a_1} + 1\right)(1 - \cos \alpha_i)}} \end{aligned} \quad (4.15)$$

Відповідно, напруження у зварному шві за умови заданого катета визначається як:

$$\frac{N_{1fwtr}}{k_{1f} l_{1ftr}} = \frac{\left(\frac{N_{1wtr}}{2k_{1f} r_{tr}}\right)}{k_r \int_0^{\alpha_m} \sqrt{1 + 2\frac{r_{tr}}{a_1}\left(\frac{r_{tr}}{a_1} + 1\right)(1 - \cos \alpha_i)} d\alpha} \quad (4.16)$$

Співвідношення між дійсним зусиллям у зварному шві та його приведеним

значенням є сталою величиною. Згідно з формулою (4.14) при цьому необхідно

враховувати умову $\frac{l_{1ftr}}{r_{tr}} = 2\alpha_m$.

$$\frac{N_{1wtr}}{N_{1fwtr}} = \frac{N_{wtr}}{4N_{1fwtr}} = \frac{1}{2\alpha_m} \int_0^{\alpha_m} \frac{a_1}{a_i} d\alpha \quad (4.17)$$

Остаточно:

$$N_{1fwtr} = 2\alpha_m \frac{N_{1wtr}}{\int_0^{\alpha_m} \frac{a_i}{a_1} d\alpha} \quad (4.18)$$

Поточна відносна інтенсивність зусилля в зварному шві задається виразом:

$$\frac{N_{\alpha fwtr}}{N_{1fwtr}} = \frac{a_1}{a_i} \cdot \frac{N_{\alpha fwtr}}{2\alpha_m \frac{N_{1wtr}}{\int_0^{\alpha_m} \frac{a_i}{a_1} d\alpha}} = a_1 a_i \rightarrow \quad (4.19)$$

$$\frac{N_{\alpha fwtr}}{N_{1wtr}} = \frac{2\alpha_m}{\int_0^{\alpha_m} \frac{a_i}{a_1} d\alpha} \frac{a_1}{a_i}$$

Отримані числові результати щодо варіації фактору зміни зусиль у зварному шві (4.19) залежно від їх розподілу вздовж довжини шва подано у вигляді графічної інтерпретації (рисунок 4.3).

Чисельні дослідження, виконані у програмному комплексі IDEA StatiCa 24.0.1.1243 (рисунок 4.4), засвідчили, що розподіл зусиль уздовж довжини зварного шва має виражений нерівномірний характер: рівень максимальних напружень у зоні шва у двократному діапазоні перевищує мінімальні значення.

Проведене моделювання фланцевого вузла методом скінченних елементів також виявило наявність крайових ефектів, що підтверджують локальну концентрацію напружень у зоні фланцевого стику.

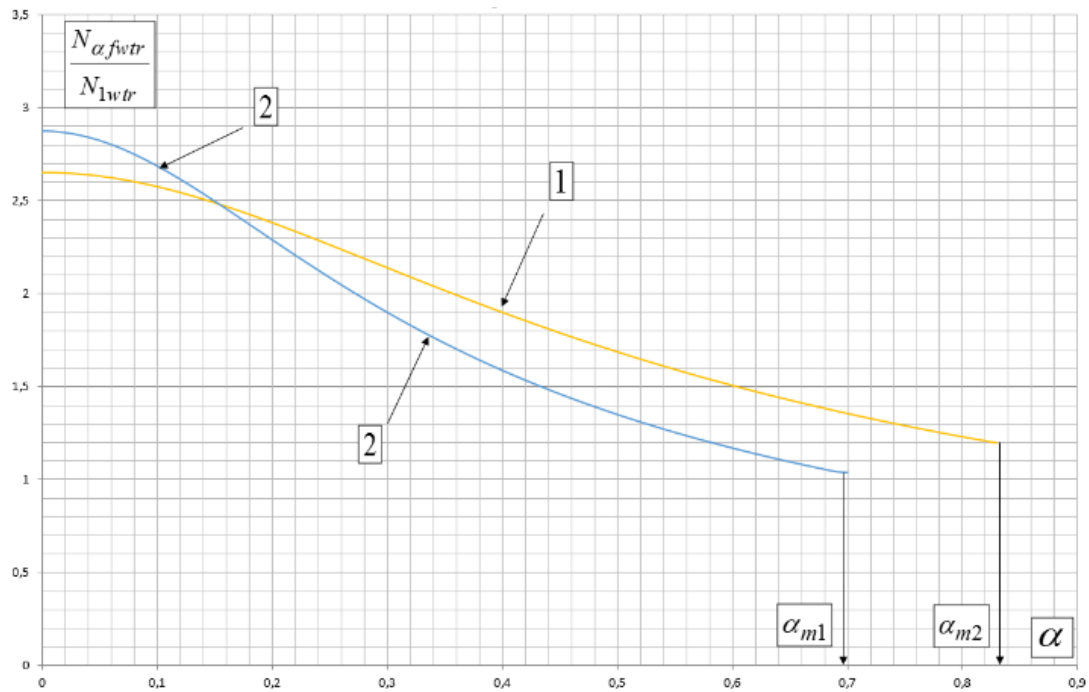


Рисунок 4.3. Зміна фактору зусиль у зварному шві, вираженого відношенням $\frac{N_{\alpha fwtr}}{N_{1wtr}}$, досліджена залежно від розподілу навантаження вздовж довжини шва та полярної координати кута α у межах $0 \leq \alpha \leq \alpha_m$ для точок торцевого зварного шва трубчастого елемента: графік 1 - для співвідношення $\frac{a_1}{r_{tr}}=0,5$; тоді як графік 2 - для випадку $\frac{a_1}{r_{tr}}=0,3$.

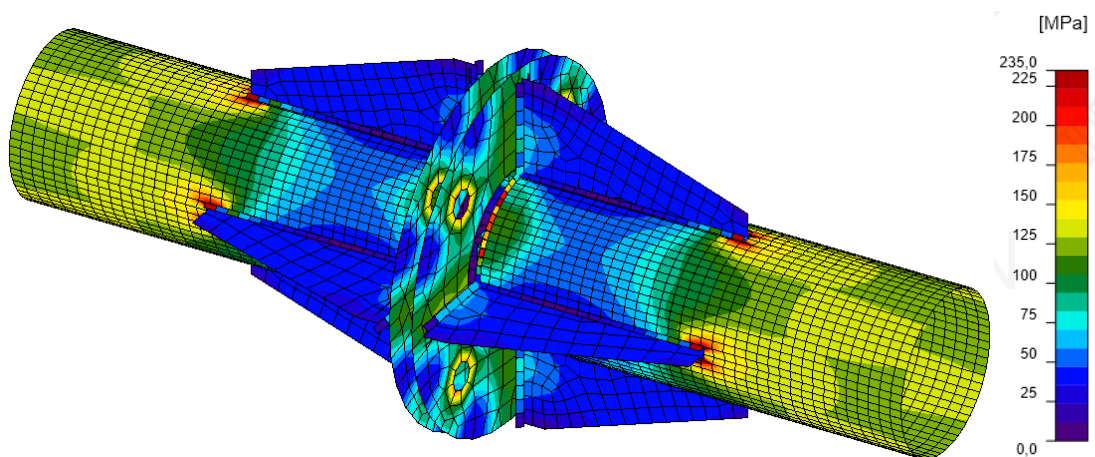


Рисунок 4.4. Для чотириболтового фланцевого вузла трубчастої сталевій ферми, розташованого у нижньому поясі, встановлено значну нерівномірність перерозподілу зусиль

Результати аналізу засвідчили, що рівень напружень уздовж торцевого контакту між фланцевими пластинами та трубчастим елементом може змінюватися понад двократної величини.

Отже, за наявності всіх необхідних характеристик зварного шва запропоновано підхід до перевірки несучої здатності зварних швів фланцевого з'єднання. Сумарну довжину вертикальних і горизонтальних швів, що забезпечують приєднання ребер жорсткості фланця, позначають як $\sum_{k=8} l_{wfrj}$, за умови заданого катета шва k_{fr} .

Узагальнена розрахункова довжина зварного шва, що забезпечує приєднання трубчастого елемента до фланця по його торцевій поверхні, відповідно до проведених досліджень та прийнятих аналітичних припущень, визначається за формулою (4.14):

$$l_{1ftr} = 2\alpha_m r_{tr} = r_{tr} \arccos\left(\frac{1}{1+\frac{a_1}{r_{tr}}}\right),$$

за умови заданого катета зварного шва – k_{f1} .

Сумарна розрахункова площа зварних швів, що забезпечують приєднання фланця до трубчастого елемента через врізані ребра жорсткості, визначається як:

$$A_{wf} = A_{wfr} + A_{wftr} = \sum_{k=8} l_{wfrj} k_{fr} + 4(k_{f1})l_{1fwtr}$$

За наявності розтягувального зусилля – N_{tr} у поясному елементі ферми, величина розрахункового зусилля, що передається на фланець через ребра жорсткості (N_{wfr}), а також зусилля, яке сприймають зварні шви по торцю трубчастого профілю ($N_{wtr} = 4N_{1wtr}$) визначаються на основі умов рівноваги. (4.8, 4.9):

$$\begin{aligned} N_{1wtr} &= N_{bt} \left(1 - 2 \frac{a_1}{d_{fl}}\right) \\ \frac{N_{1wtr}}{N_{bt}} &= \left(1 - 2 \frac{a_1}{d_{fl}}\right) \\ N_{wr1} &\geq \frac{N_{bt} a_1}{d_{fl}} \end{aligned} \tag{4.20}$$

Оцінювання міцності зварного шва необхідно здійснювати з урахуванням просторової нерівномірності розподілу зусиль у зоні його роботи (4.19, 4.20).

Результати досліджень відкривають нову закономірність розподілення

напружень у зварних швах фланцевих з'єднань труб: нерівномірний характер за зовнішнім радіусом трубчатого сталевих елементів.

Порівняння числових і аналітичних досліджень підтвердило існування нерівномірності напружено-деформованого стану зварних швів по зовнішньому радіусу трубчатого сталевих елементів у фланцевих з'єднаннях.

4.2 Чисельні дослідження фланцевих вузлів ферм з попереднім напруженням

Фланцеві вузли сталевих ферм є критичними елементами просторових конструкцій, оскільки саме в них відбувається передача основних зусиль між стрижневими елементами каркасу. У даних вузлах часто спостерігається складний напружено-деформований стан, що формується під впливом поздовжніх, згинальних, поперечних зусиль. Геометрична конфігурація вузлового з'єднання, а саме фланців, ребер жорсткості, болтів створює нерівномірний розподіл напружень в елементах.

Традиційні аналітичні та нормативні методи розрахунку часто базуються на спрощених припущеннях, таких як рівномірний розподіл зусиль або умовна площа передачі навантаження. У той же час чисельне моделювання, зокрема компонентним методом скінченних елементів, показує наявність локальних зон концентрації напружень, які не враховуються при звичайному розрахунку. Особливо це стосується ділянок, віддалених від центру навантаження, зокрема дії крайових ефектів, контактних ділянок елементів.

Відсутність універсальних інженерних методик для точкового визначення напружень у таких зонах обмежує можливість прийняття рішень щодо вузових з'єднань. Це створює ризики недооцінки або переоцінки навантаженості конструкцій, а також ускладнює аналіз вже реалізованих будівель або споруд при технічному обстеженні.

Крім того, ускладнює ситуацію використання сталевих круглих або прямокутних труб у фермових конструкціях, що мають тенденцію до локальної втрати стійкості. За наявності жорстких фланцевих з'єднань з ребрами жорсткості можливе утворення напружених ділянок, які значно перевищують допустимі рівні, особливо в зонах врізання ребер або зварних швів. Такі ділянки важко піддаються точному

розрахунку через складність геометрії і взаємодії елементів вузлового з'єднання.

Існуючі нормативи, надають загальні принципи проєктування вузлів, але не завжди дають змогу точно оцінити реальний розподіл напружень в окремих випадках, таких як ексцентриситет зусиль чи комбінація сил і моментів. Це обумовлює потребу в удосконаленні підходів до проєктування та розробки більш надійної методики дозволить підвищити безпеку конструкцій і зменшити ризики передчасних відмов роботи конструкцій на стадії експлуатації.

В роботі досліджено чисельне моделювання восьми варіантів вузлових з'єднань монтажних стиків верхнього та нижнього поясів просторового блоку ферм. Розрахункові граничні зусилля, отримані в результаті просторового статичного розрахунку (див. розділ 2.1) були використані, як вихідні параметри для формування навантажувальних комбінацій у моделюванні напружено-деформованого стану елементів вузлів.

Чисельний розрахунок компонентним методом скінчених елементів вузлових з'єднань проводився в програмному комплексі IDEA StatiCa версії 24.0.6.1223.

Модель 1. Монтажний стик верхнього поясу просторового блоку ферми (рисунок 4.5). Товщина фланця становить 20 мм, товщина горизонтальних та вертикальних ребер жорсткості становить 10 мм. Використані високоміцні болти діаметром 24 мм з маркою сталі 40Х«селект» та кількістю 4 шт. Марка сталі вузлових елементів С245.

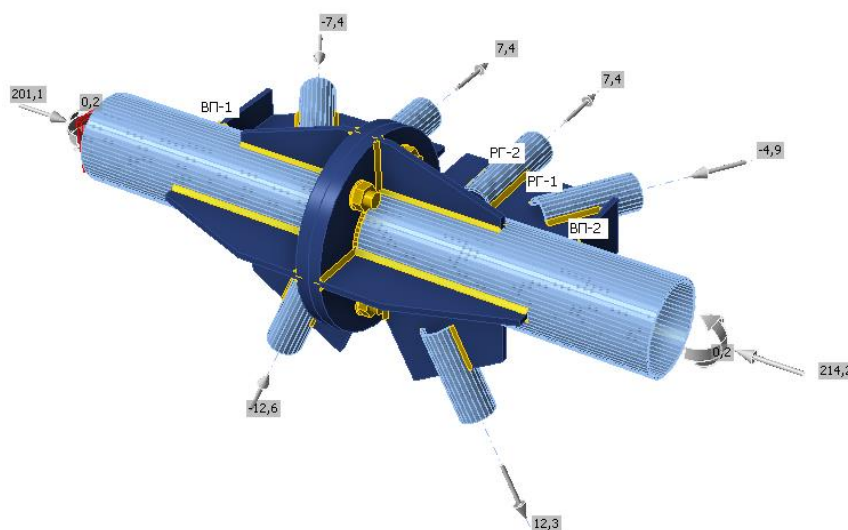


Рисунок 4.5. Монтажний стик верхнього поясу просторового блоку ферми

Дана особливість вузлового з'єднання характеризується врізними фланцями до верхнього поясу та наскрізними ребрами жорсткості, що інтегровано через переріз поясу ферми (рисунок 4.6).

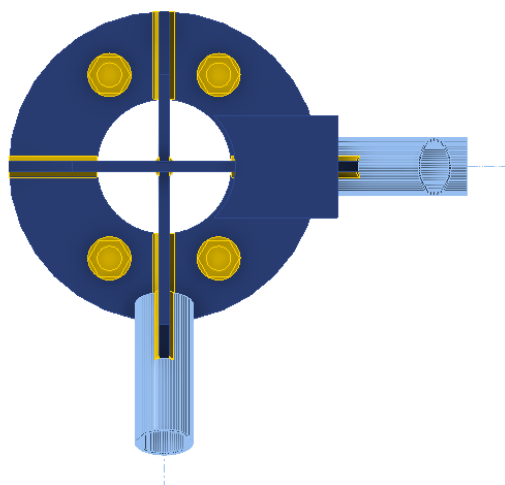


Рисунок 4.6. Розріз монтажної стики верхнього поясу просторового блоку ферми

В результаті виконаного розрахунку визначено еквівалентні внутрішні зусилля вузлового з'єднання з зазначенням шкали розподілу напружень (рисунок 4.7).

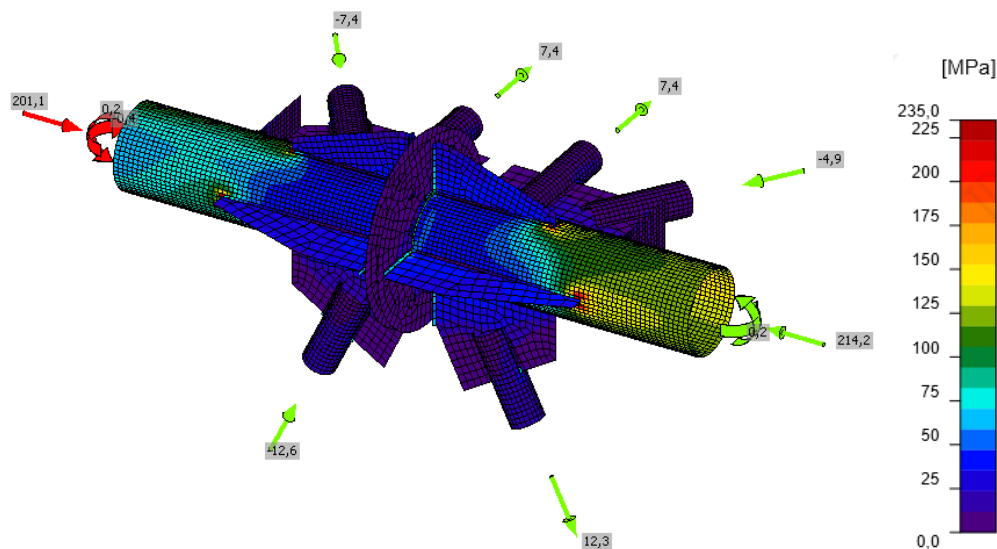


Рисунок 4.7. Розподіл внутрішніх еквівалентних напружень

На основі числового моделювання компонентним методом скінчених елементів слід зазначити, що розподіл внутрішніх еквівалентних напружень вузлового з'єднання показує, що в межах фланцевого з'єднання зусилля не перевищують понад 25 МПа (рисунок 4.8).

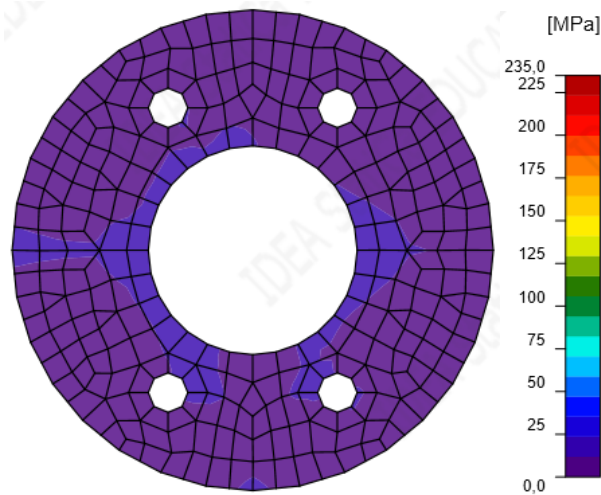


Рисунок 4.8. Розподіл внутрішніх еквівалентних напружень по фланцю

Розподіл зусиль по довжині зварних швів характеризується відносною рівномірністю без значних пікових коливань, за винятком ділянок, що прилягають до зони розташування болтових отворів, де відмічаються локальні концентрації напружень (рисунок 4.9).

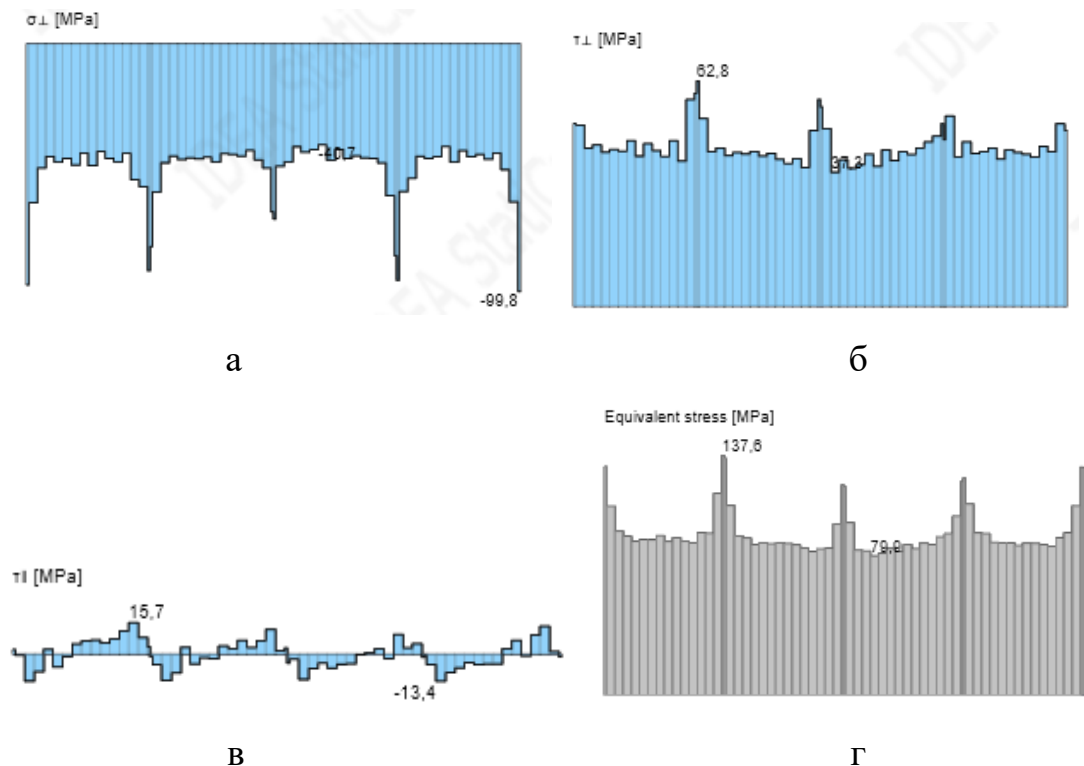


Рисунок 4.9. Зусилля по довжині зварних швів. а – нормальні напруження, перпендикулярні до лінії шва; б – дотичні напруження, перпендикулярні до осі шва; дотичні напруження, паралельні до осі шва; г – еквівалентні напруження (за Губером-Мізесом), що враховують комбінацію всіх складових

Напруження, що формуються у верхньому поясі, мають виражену градієнтну зміну: відносно низькі значення у зоні фланця значно зростають до країв наскрізних ребер жорсткості, досягаючи величин від 50 МПа до 150 МПа (рисунок 4.10).

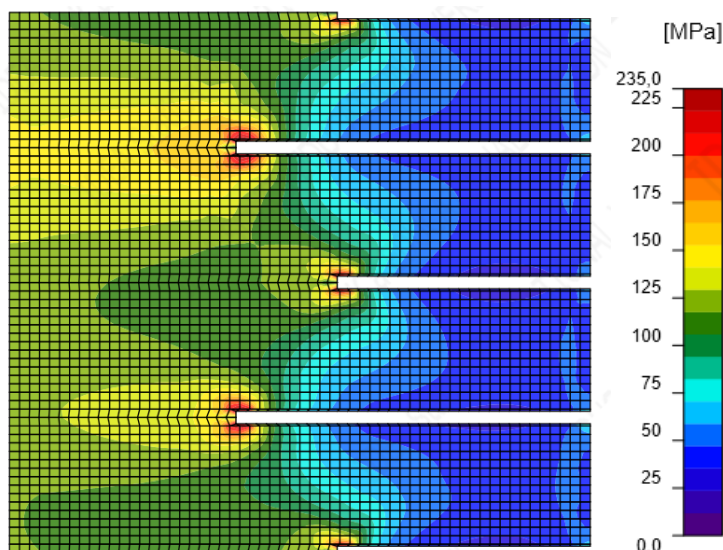


Рисунок 4.10. Розгортка розподілу еквівалентних напружень верхнього поясу

Розрахункове стискаюче напруження, що виникає від зварних швів по тілу фланця не перевищують 18,6 МПа (рисунок 4.11).

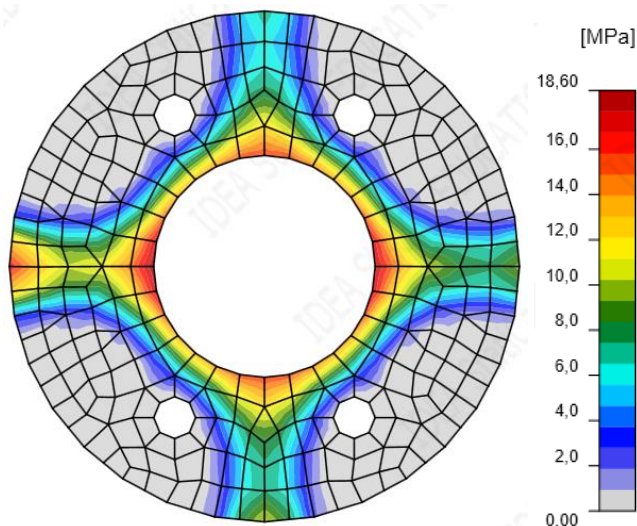


Рисунок 4.11. Розрахункове стискаюче напруження від дії зварного шва по фланцю

На підставі отриманих результатів розподілу напружень, можна вважати, що вузол може розглядатися, як жорстко закріплений.

Модель 2. Монтажний стик верхнього поясу просторового блоку ферми (рисунок 4.12).

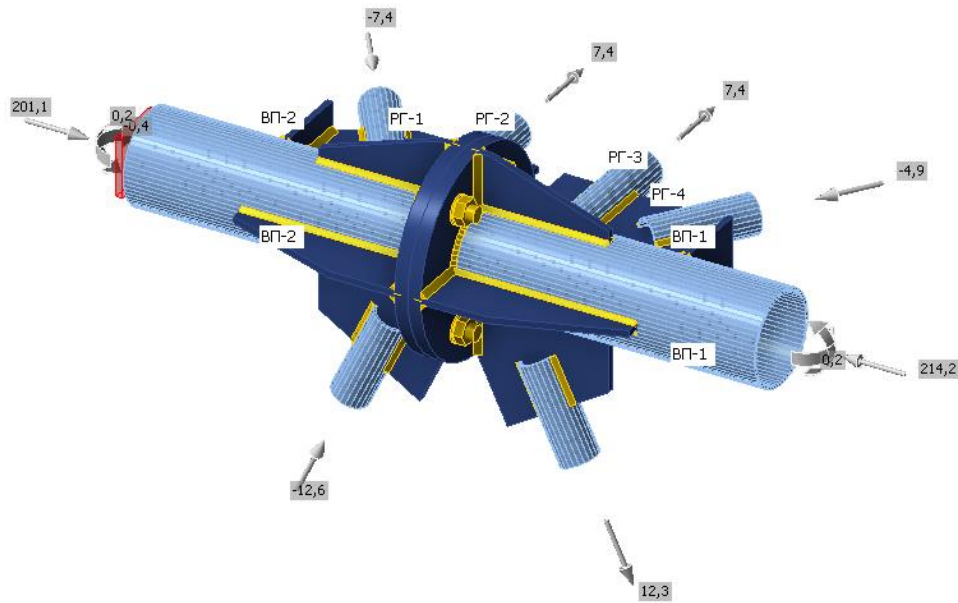


Рисунок 4.12. Монтажный стык верхнего поясу просторового блока фермы

Дана особливість вузлового з'єднання характеризується врізними фланцями до верхнього поясу та ненаскрізними ребрами жорсткості (рисунок 4.13).

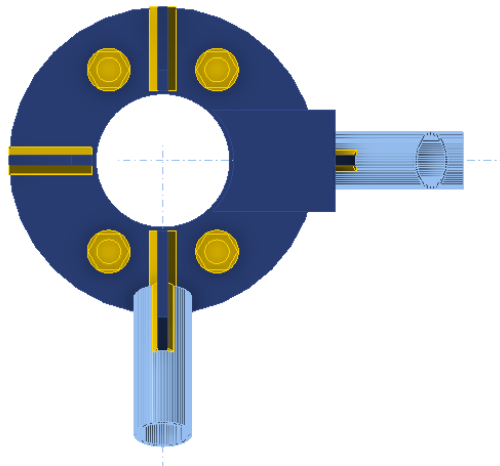


Рисунок 4.13. Розріз монтажного стику верхнього поясу просторового блоку ферми

В результаті виконаного розрахунку визначено еквівалентні внутрішні зусилля вузлового з'єднання з зазначенням шкали розподілу напружень (рисунок 4.14).

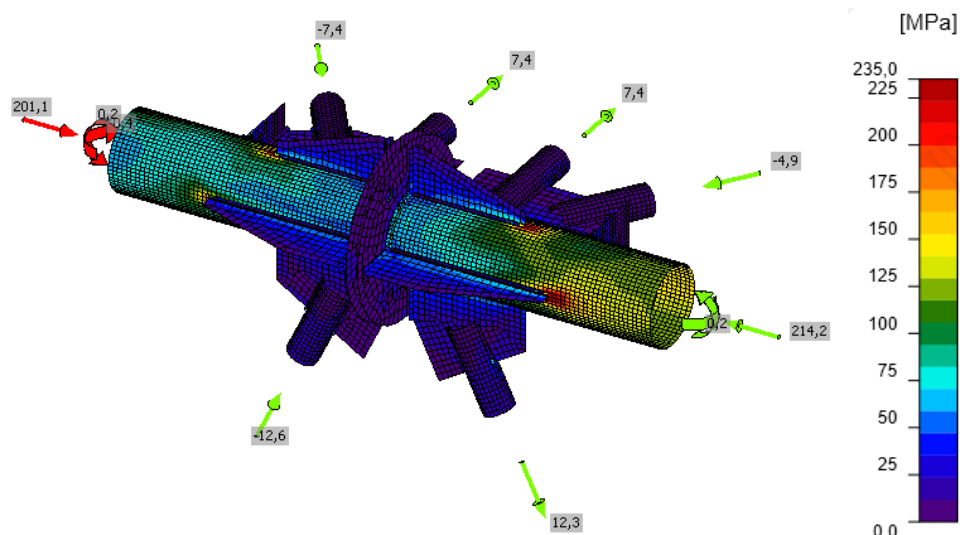


Рисунок 4.14. Розподіл внутрішніх еквівалентних напружень

На основі числового моделювання компонентним методом скінчених елементів слід зазначити, що розподіл внутрішніх еквівалентних напружень вузлового з'єднання показує, що в межах фланцевого з'єднання зусилля не перевищують понад 25 МПа (рисунок 4.15).

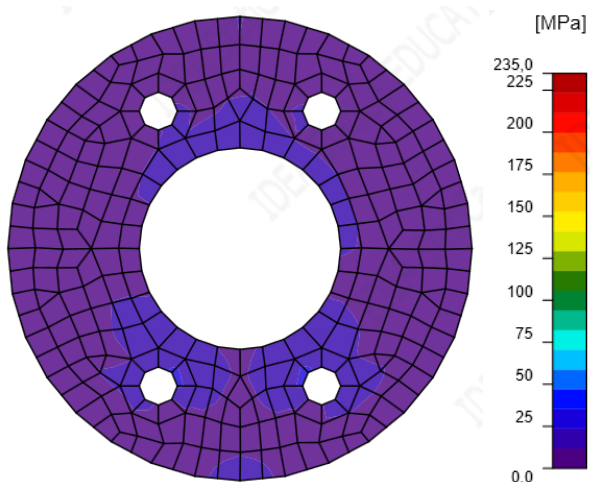


Рисунок 4.15. Розподіл внутрішніх еквівалентних напружень по фланцю

Розподіл зусиль по довжині зварних швів характеризується збільшенням напружень до 10% в порівнянні з Моделлю 1, але також і більшою рівномірністю без пікових коливань (рисунок 4.16).

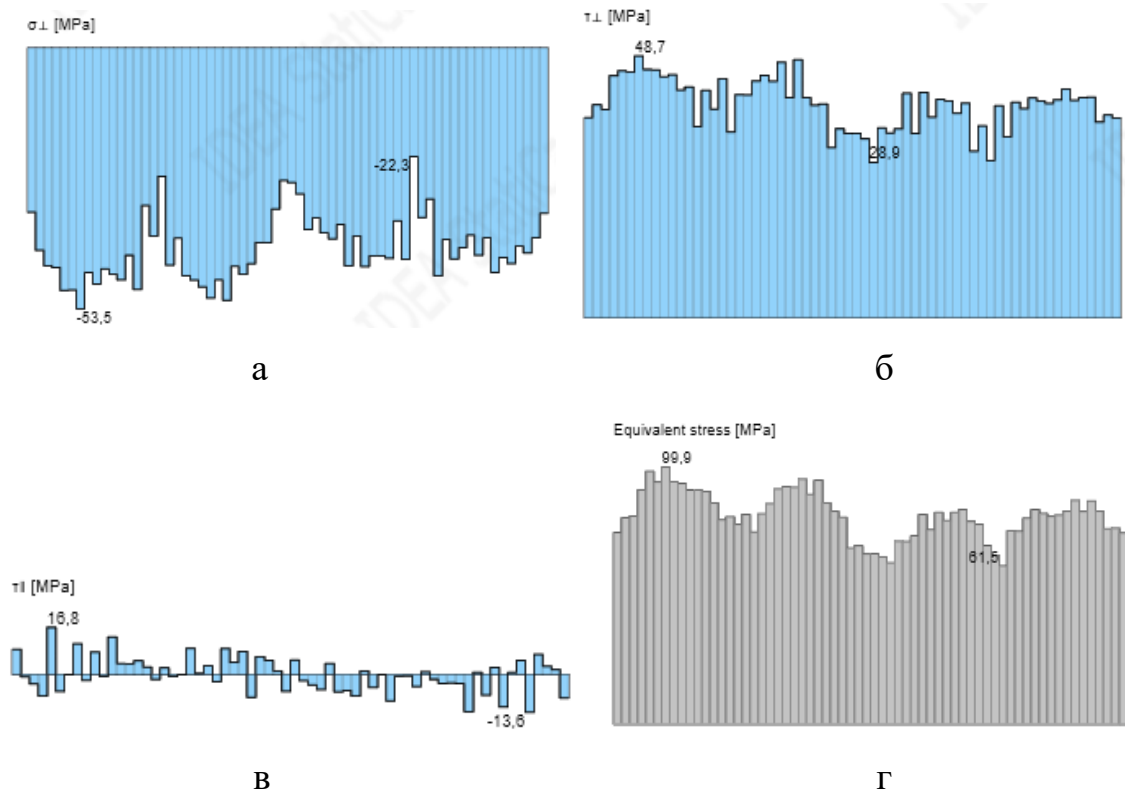


Рисунок 4.16. Зусилля по довжині зварних швів. а – нормальні напруження, перпендикулярні до лінії шва; б – дотичні напруження, перпендикулярні до осі шва; дотичні напруження, паралельні до осі шва; г – еквівалентні напруження (за Губером-Мізесом), що враховують комбінацію всіх складових

Розподіл внутрішніх еквівалентних напружень вузлового з'єднання показує, що при зміні жорсткісних характеристиках вузла змінюється зона критичних напружень з піковими локальними точковими концентраціями напружень в крайових ділянках зварювання ребер, але при цьому зафіксовано перехід напружень по довжині труби від 50 МПа до 175 МПа (рисунок 4.17).

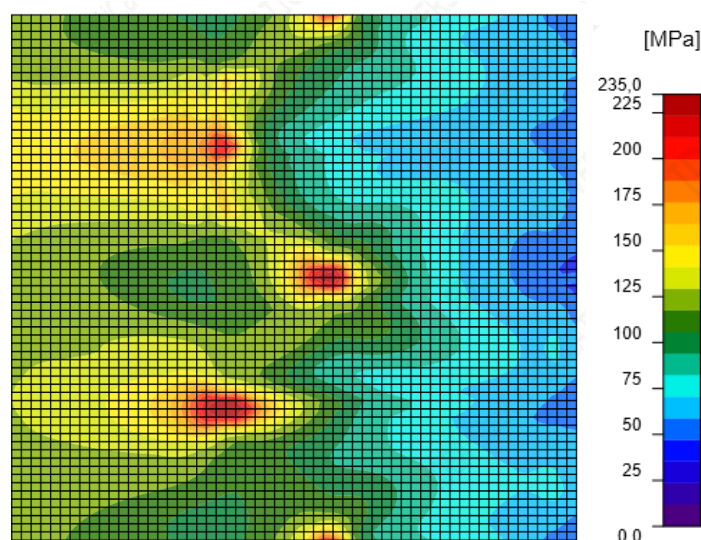


Рисунок 4.17. Розгортка розподілу еквівалентних напружень верхнього поясу

Розрахункове стискаюче напруження, що виникає від зварних швів по тілу фланця не перевищують 20,0 МПа, що на 7,53% більше в порівнянні з Моделлю 1 (рисунок 4.18).

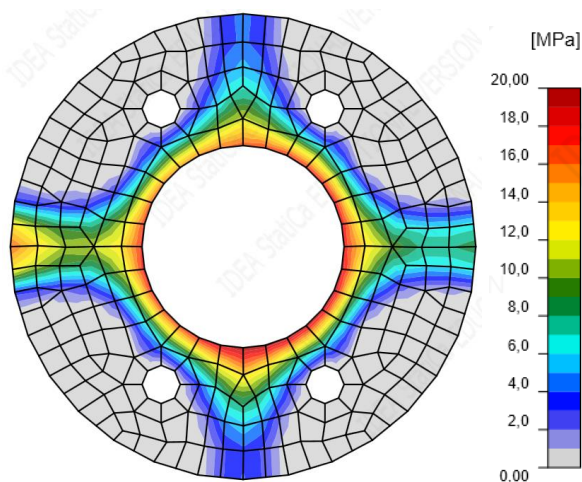


Рисунок 4.18. Розрахункове стискаюче напруження від дії зварного шва по фланцю

На підставі отриманих результатів розподілу напружень, можна вважати, що вузол може розглядатися, як шарнірно закріплений.

Модель 3. Монтажний стик верхнього поясу просторового блоку ферми (рисунок 4.19).

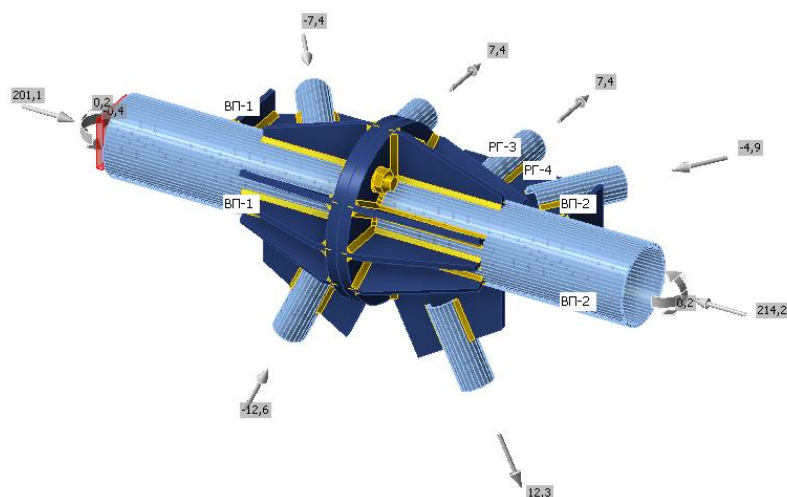


Рисунок 4.19. Монтажный стык верхнего поясу просторового блока фермы

Дана особливість вузлового з'єднання супроводжується введенням додаткових ненаскрізних ребер жорсткості з кутом ухилу 30° для розуміння впливу та розподілу внутрішніх еквівалентних напружень фланцевого з'єднання (рисунок 4.20).

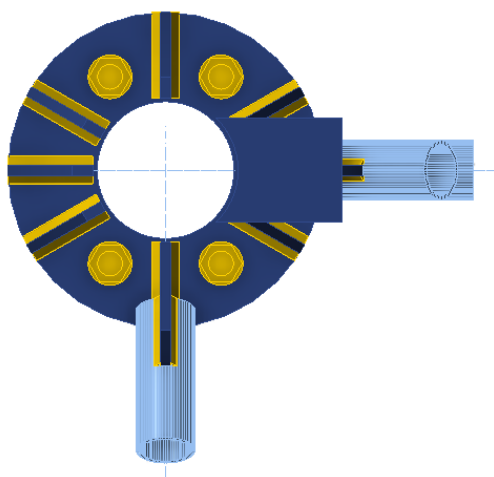


Рисунок 4.20. Розріз монтажного стыку верхнього поясу просторового блоку ферми

В результаті виконаного розрахунку визначено еквівалентні внутрішні зусилля вузлового з'єднання з зазначенням шкали розподілу напружень (рисунок 4.21).

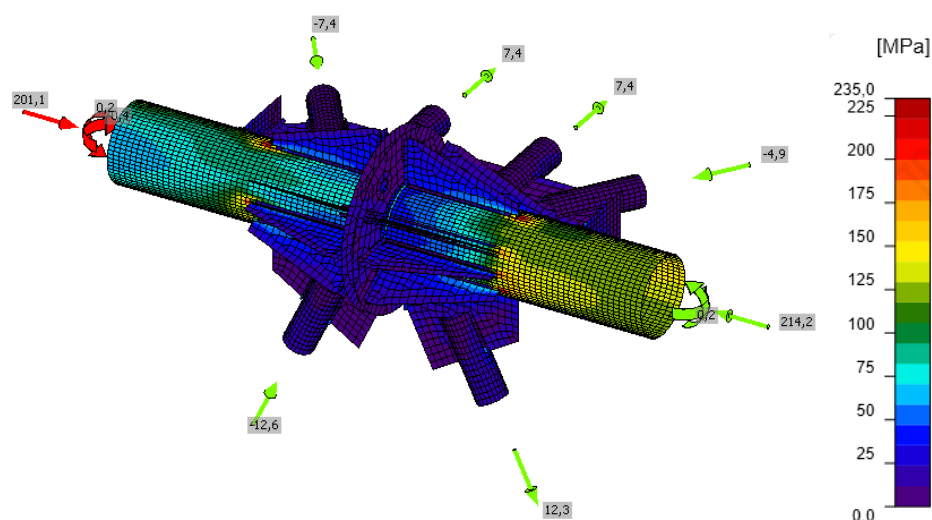


Рисунок 4.21. Розподіл внутрішніх еквівалентних напружень

На основі числового моделювання компонентним методом скінчених елементів з введенням додаткових ребер жорсткості вказує, що розподіл напружень у перерізі верхнього поясу став більш рівномірним по довжині від місця кріплення до фланця. Зусилля по фланцю також не перевищують зусилля 25 МПа (рисунок 4.22).

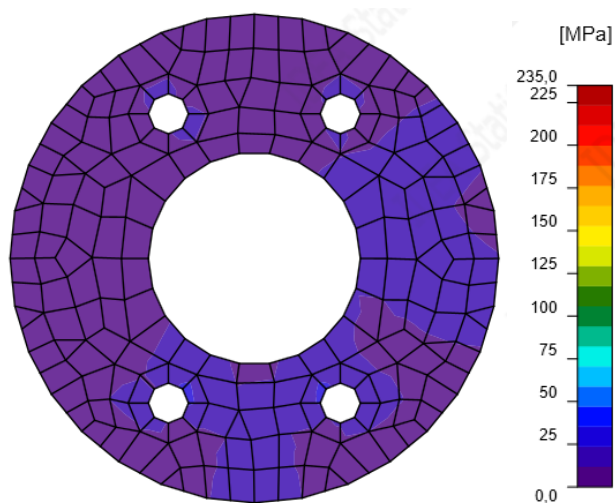


Рисунок 4.22. Розподіл внутрішніх еквівалентних напружень по фланцю

Розподіл зусиль по довжині зварних швів характеризується зменшенням напружень до 15% в порівнянні з Моделлю 2, але також і незначним коливанням напружень без пікових концентрацій (рисунок 4.23).

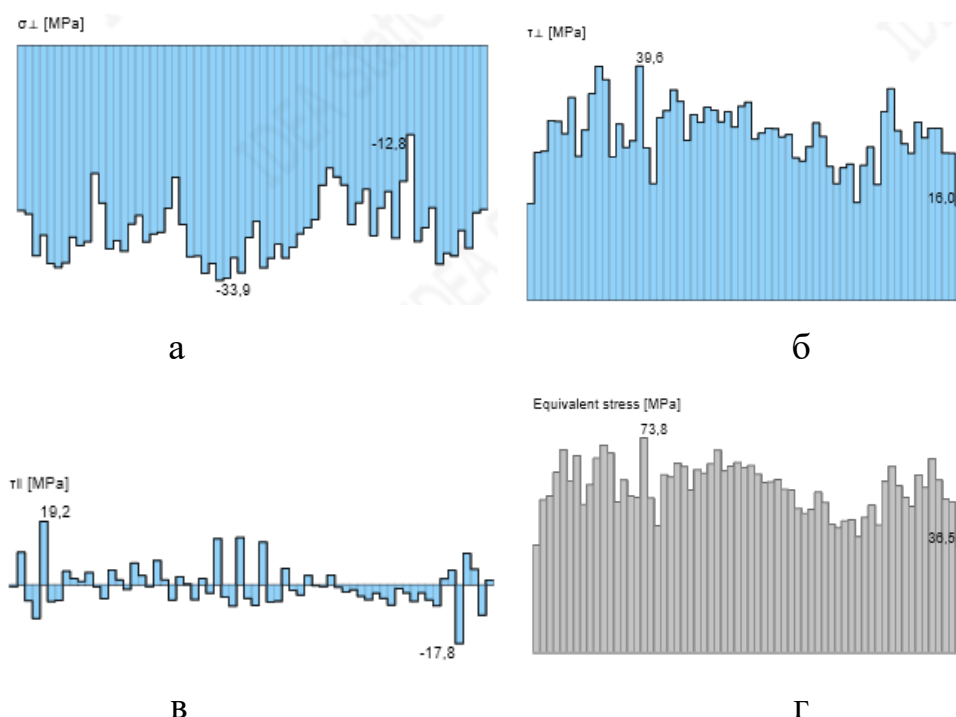


Рисунок 4.23. Зусилля по довжині зварних швів. а – нормальні напруження, перпендикулярні до лінії шва; б – дотичні напруження, перпендикулярні до осі шва; дотичні напруження, паралельні до осі шва; г – еквівалентні напруження (за Губером-Мізесом), що враховують комбінацію всіх складових

Згідно розподілу внутрішніх еквівалентних напружень вузлового з'єднання отримано результат, що показує чіткий перехід напружень від 25 МПа до 150 МПа та зменшення пікових напружень з локальними точковими концентраціями в крайових ділянках зварювання ребер в порівнянні з Моделлю 2 (рисунок 4.25).

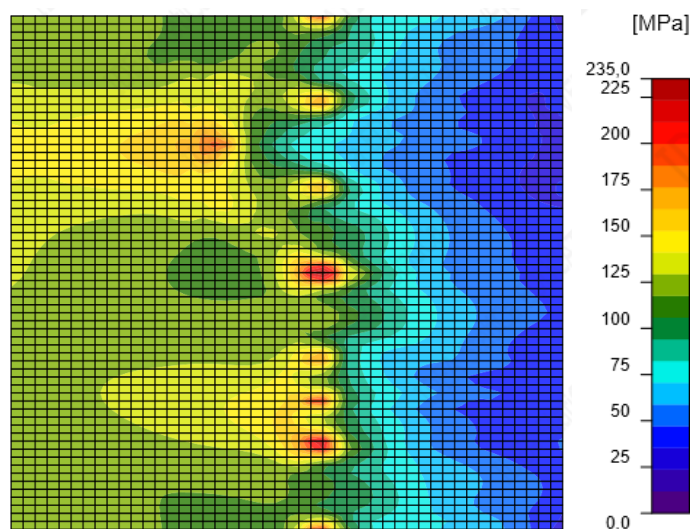


Рисунок 4.25. Розгортка розподілу еквівалентних напружень верхнього поясу

Розрахункове стискаюче напруження, що виникає від зварних швів по тілу фланця не перевищують 16,2 МПа, що на 19% менше в порівнянні з Моделлю 2 (рисунок 4.26).

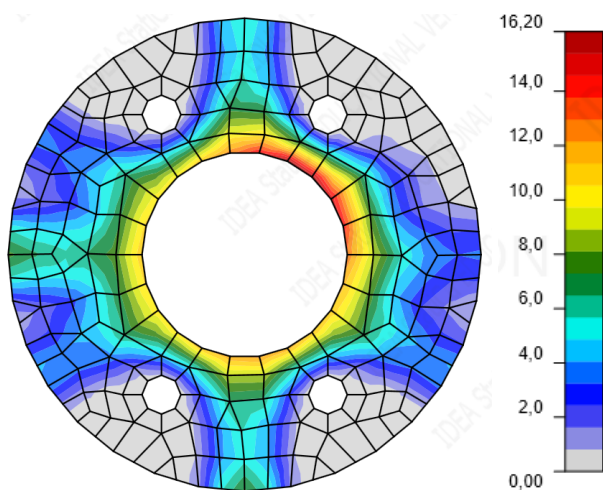


Рисунок 4.26. Розрахункове стискаюче напруження від дії зварного шва по фланцю

На підставі отриманих результатів розподілу напружень, можна вважати, що вузол може розглядатися, як пружно закріплений.

Модель 4. Монтажний стик верхнього поясу просторового блоку ферми (рисунок 4.27).

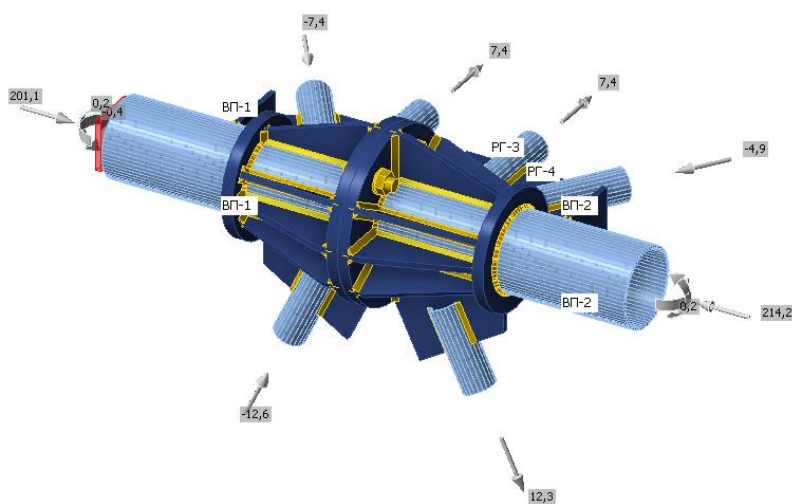


Рисунок 4.27. Монтажний стик верхнього поясу просторового блоку ферми

Дана особливість вузлового з'єднання супроводжується введенням додаткових ненаскрізних ребер жорсткості з кутом ухилу 30° , але при цьому вводиться жорсткісне кільце по зовнішньому периметру труби. Важливою умовою даного введення повинно становити з умови $t_f \leq t_r$ (рисунок 4.28).

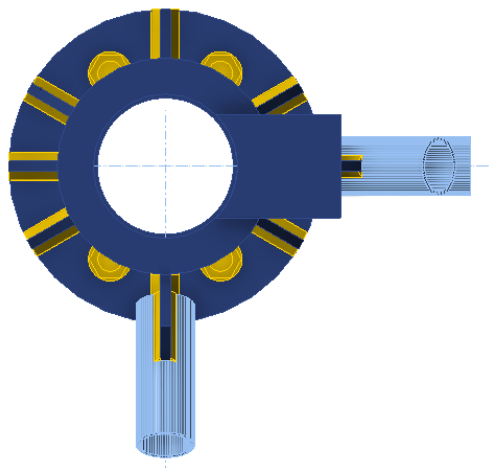


Рисунок 4.28. Розріз монтажної стики верхнього поясу просторового блоку ферми

В результаті виконаного розрахунку визначено еквівалентні внутрішні зусилля вузлового з'єднання з зазначенням шкали розподілу напружень (рисунок 4.29).

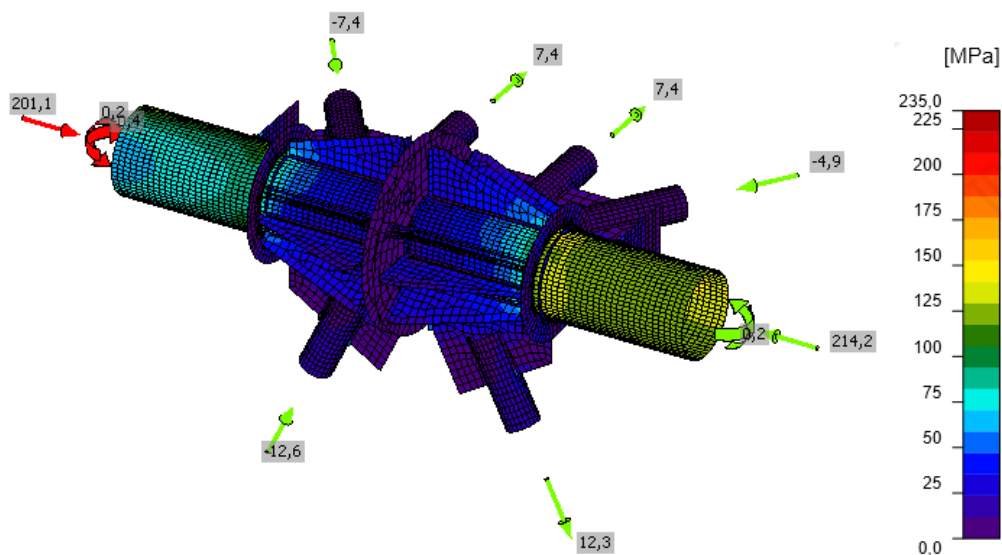


Рисунок 4.29. Розподіл внутрішніх еквівалентних напружень

На основі числового моделювання компонентним методом скінчених елементів з введенням додаткових ребер жорсткості та введенням жорсткісного кільця вказує,

що розподіл напружень у перерізі верхнього поясу став повністю рівномірним по довжині від місця кріплення до фланця. Зусилля по фланцю також не перевищують зусилля 12 МПа (рисунок 4.30).

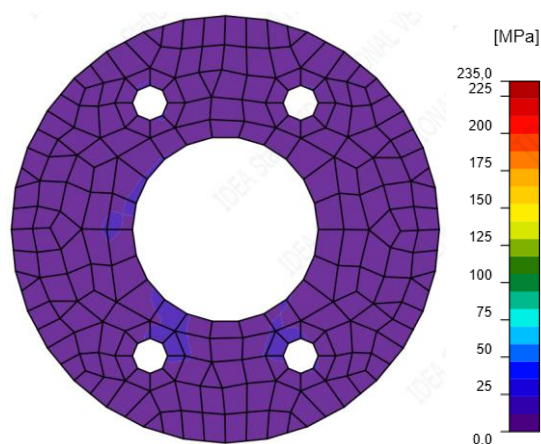


Рисунок 4.30. Розподіл внутрішніх еквівалентних напружень по фланцю

Розподіл зусиль по довжині зварних швів характеризується зменшенням напружень до 22% в порівнянні з Моделлю 3, але також і незначним коливанням напружень та з незначною піковою концентрацією (рисунок 4.31).

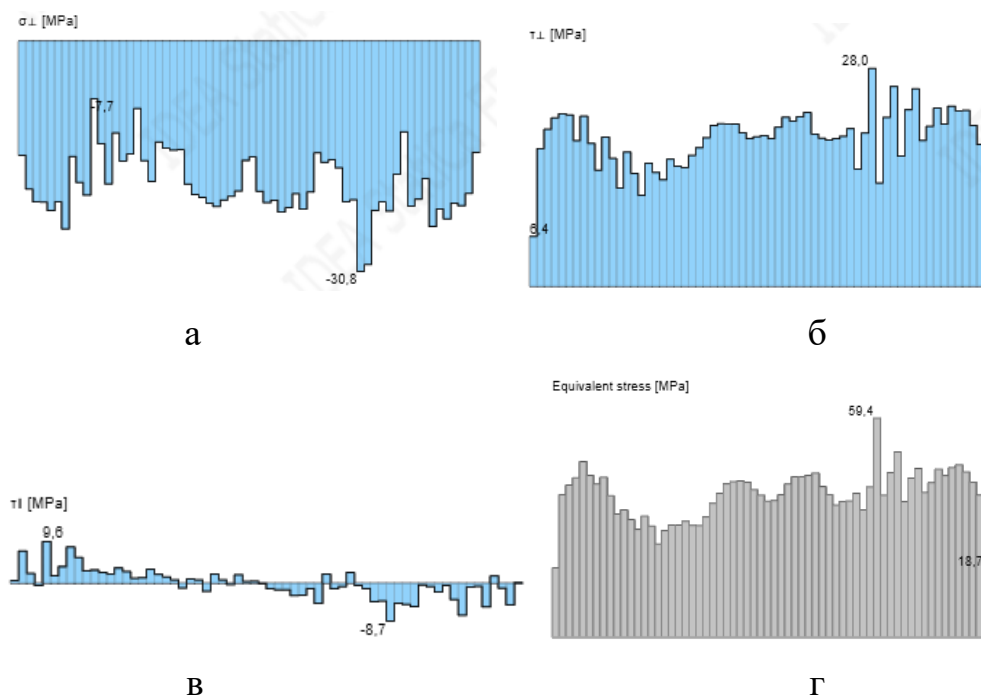


Рисунок 4.31. Зусилля по довжині зварних швів. а – нормальні напруження, перпендикулярні до лінії шва; б – дотичні напруження, перпендикулярні до осі шва; дотичні напруження, паралельні до осі шва; г – еквівалентні напруження (за Губером-Мізесом), що враховують комбінацію всіх складових

Згідно розподілу внутрішніх еквівалентних напружень вузлового з'єднання отримано результат, що показує лінійний перехід напружень від 15 МПа до 150 МПа та відсутності пікових локальних напружень (рисунки 4.32).

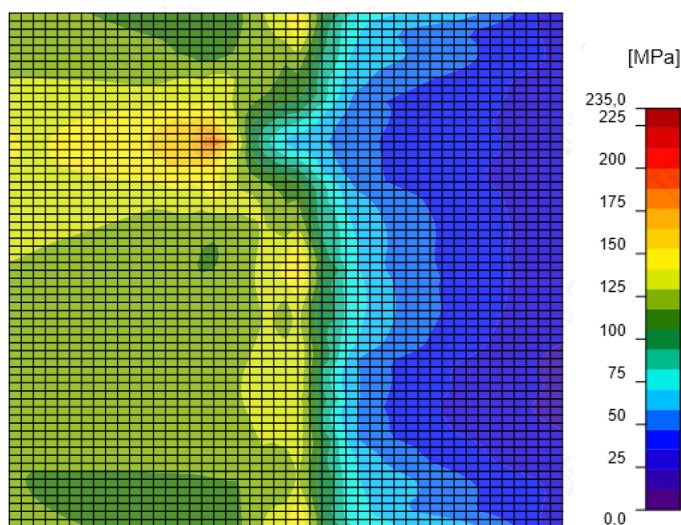


Рисунок 4.32. Розгортка розподілу еквівалентних напружень верхнього поясу

Розрахункове стискаюче напруження, що виникає від зварних швів по тілу фланця не перевищують 11,6 МПа, що на 28,4% менше в порівнянні з Моделлю 3 (рисунки 4.33).

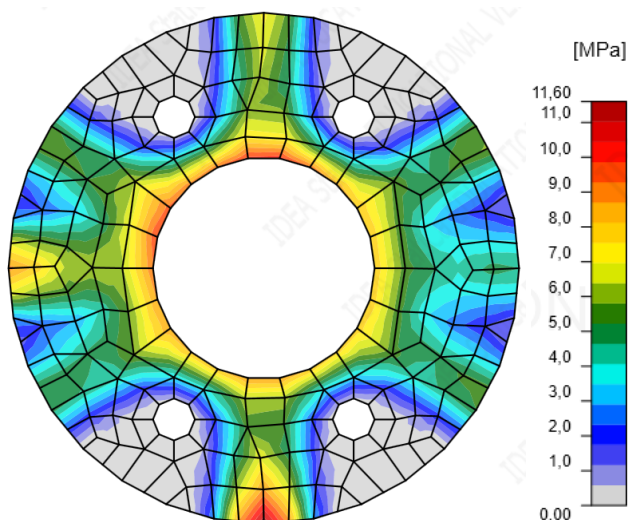


Рисунок 4.33. Розрахункове стискаюче напруження від дії зварного шва по фланцю

На підставі отриманих результатів розподілу напружень, можна вважати, що вузол може розглядатися, як жорстко закріплений.

Модель 5. Монтажний стик нижнього поясу просторового блоку ферми (рисунок 4.34). Товщина фланця становить 20 мм, товщина горизонтальних та вертикальних ребер жорсткості становить 10 мм. Використані високоміцні болти діаметром 24 мм з маркою сталі 40Х«селект» та кількістю 4 шт. Марка сталі вузлових елементів С245.

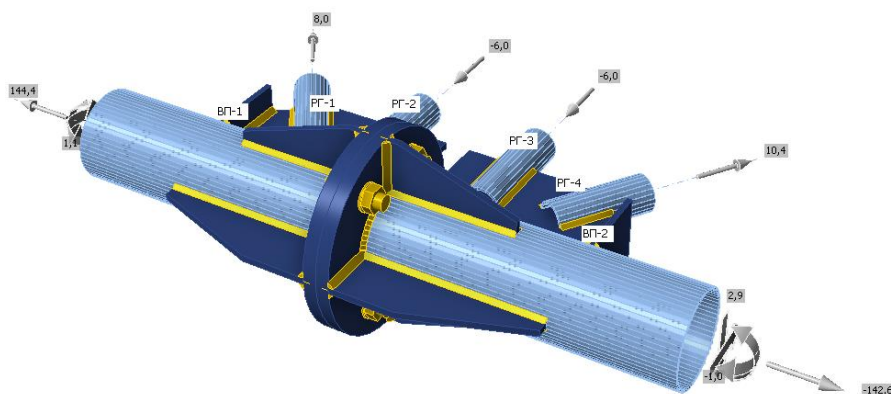


Рисунок 4.34. Монтажний стик верхнього поясу просторового блоку ферми

Дана особливість вузлового з'єднання характеризується візними фланцями до верхнього поясу та наскрізними ребрами жорсткості, що інтегровано через переріз поясу ферми (рисунок 4.35).

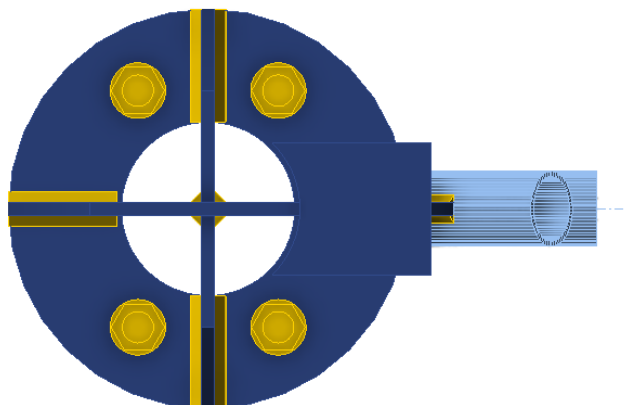


Рисунок 4.35. Розріз монтажного стику нижнього поясу просторового блоку ферми

В результаті виконаного розрахунку визначено еквівалентні внутрішні зусилля вузлового з'єднання з зазначенням шкали розподілу напружень (рисунок 4.36).

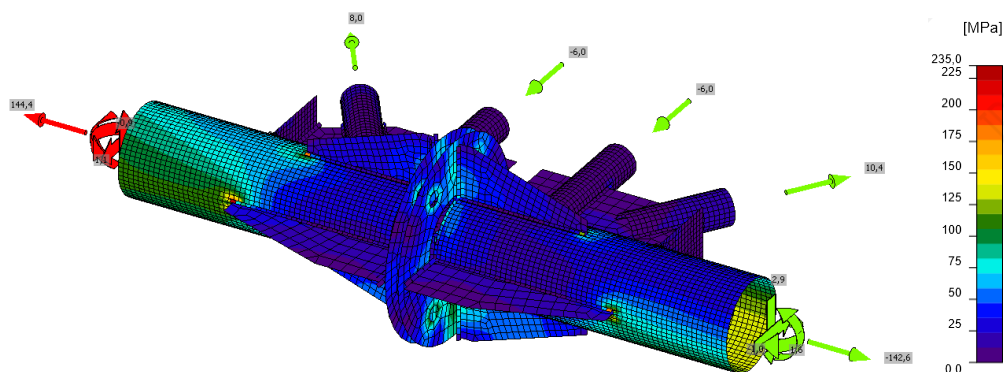


Рисунок 4.36. Розподіл внутрішніх еквівалентних напружень

На основі числового моделювання компонентним методом скінчених елементів слід зазначити, що розподіл внутрішніх еквівалентних напружень вузлового з'єднання показує, що в межах фланцевого з'єднання зусилля не перевищують понад 125 МПа (рисунок 4.37).

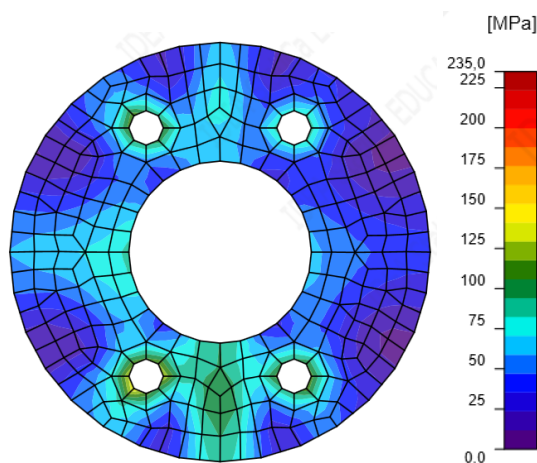


Рисунок 4.37. Розподіл внутрішніх еквівалентних напружень по фланцю

Розподіл зусиль по довжині зварних швів характеризується коливанням напружень без значних пікових концентрацій (рисунок 4.38).

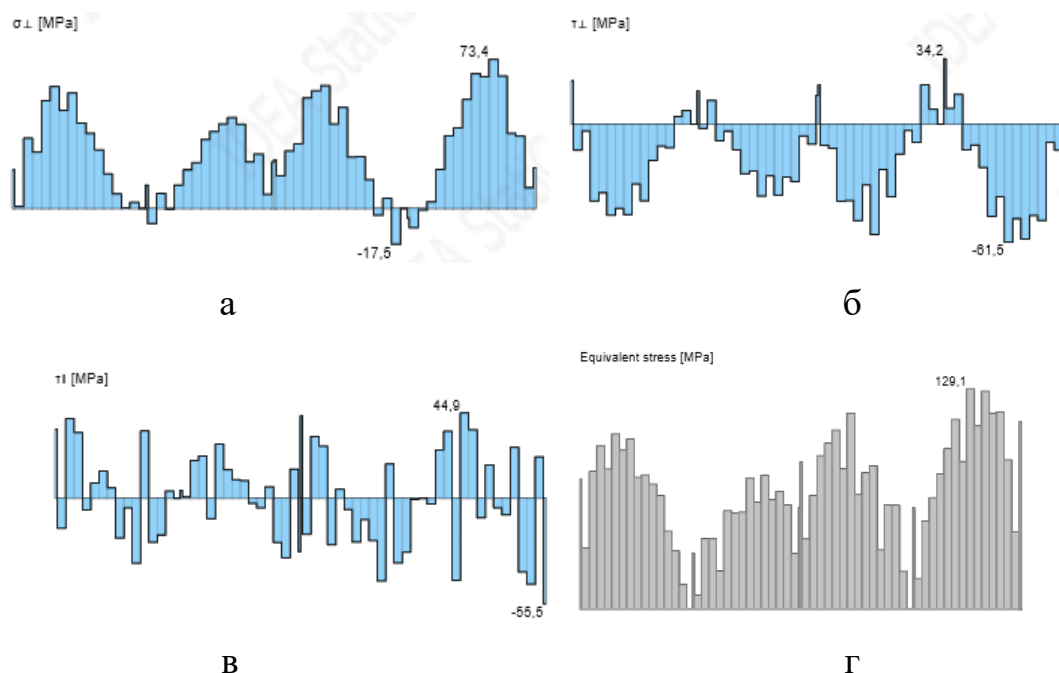


Рисунок 4.38. Зусилля по довжині зварних швів. а – нормальні напруження, перпендикулярні до лінії шва; б – дотичні напруження, перпендикулярні до осі шва; дотичні напруження, паралельні до осі шва; г – еквівалентні напруження (за Губером-Мізесом), що враховують комбінацію всіх складових

Напруження, що формуються у верхньому поясі, мають виражену градієнтну зміну: відносно низькі значення у зоні фланця значно зростають до країв наскрізних ребер жорсткості, досягаючи величин від 25 МПа до 150 МПа (рисунок 4.39).

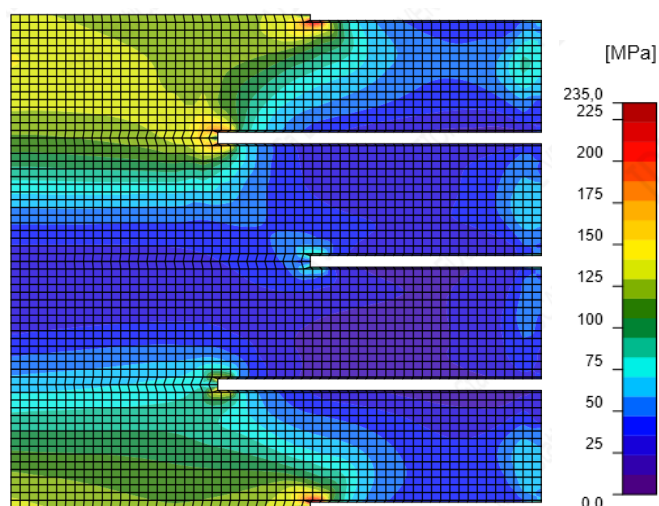


Рисунок 4.39. Розгортка розподілу еквівалентних напружень нижнього поясу

Розрахункове стискаюче напруження, що виникає від дії болтового з'єднання по

фланцю не перевищують 25,3 МПа (рисунок 4.40).

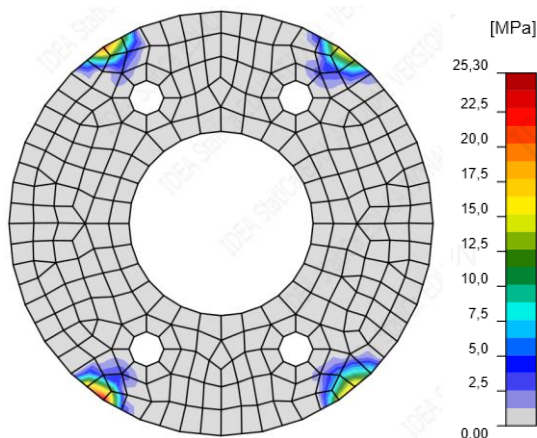


Рисунок 4.40. Розрахункове стискаюче напруження від дії болтового з'єднання по фланцю

На підставі отриманих результатів розподілу напружень, можна вважати, що вузол може розглядатися, як жорстко закріплений.

Модель 6. Монтажний стик нижнього поясу просторового блоку ферми (рисунок 4.41).

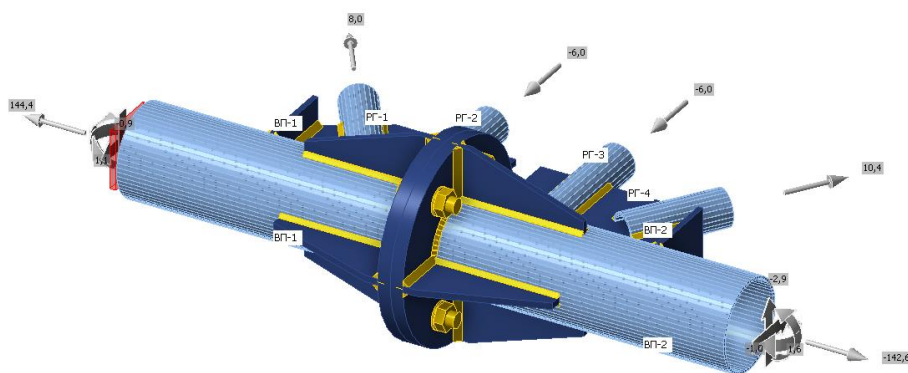


Рисунок 4.41. Монтажний стик нижнього поясу просторового блоку ферми

Дана особливість вузлового з'єднання характеризується врізними фланцями до верхнього поясу та ненаскрізними ребрами жорсткості (рисунок 4.42).

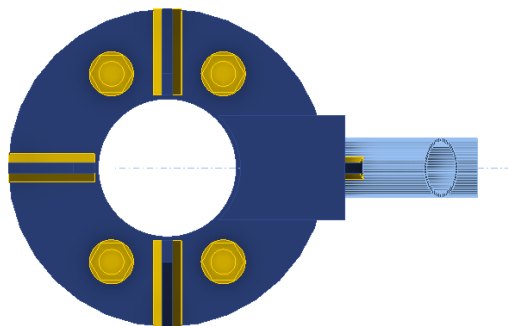


Рисунок 4.42. Розріз монтажної стики нижнього поясу просторового блоку ферми

В результаті виконаного розрахунку визначено еквівалентні внутрішні зусилля вузлового з'єднання з зазначенням шкали розподілу напружень (рисунок 4.43).

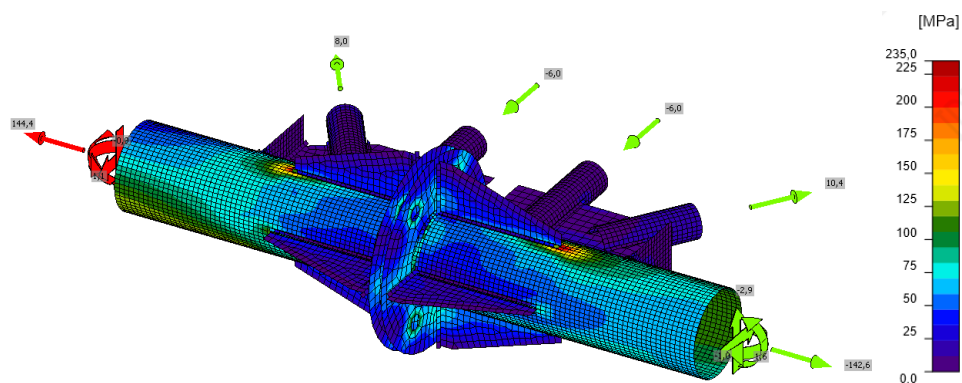


Рисунок 4.43. Розподіл внутрішніх еквівалентних напружень

На основі числового моделювання компонентним методом скінчених елементів слід зазначити, що розподіл внутрішніх еквівалентних напружень вузлового з'єднання показує, що в межах фланцевого з'єднання зусилля не перевищують понад 125 МПа (рисунок 4.44).

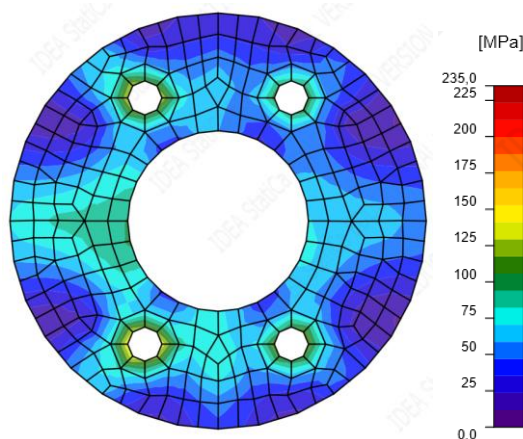


Рисунок 4.44. Розподіл внутрішніх еквівалентних напружень по фланцю

Розподіл зусиль по довжині зварних швів характеризується коливанням напружень без значних пікових концентрацій та збільшенням максимальних еквівалентних напружень на 33,62% в порівнянні з Моделлю 5 (рисунок 4.45).

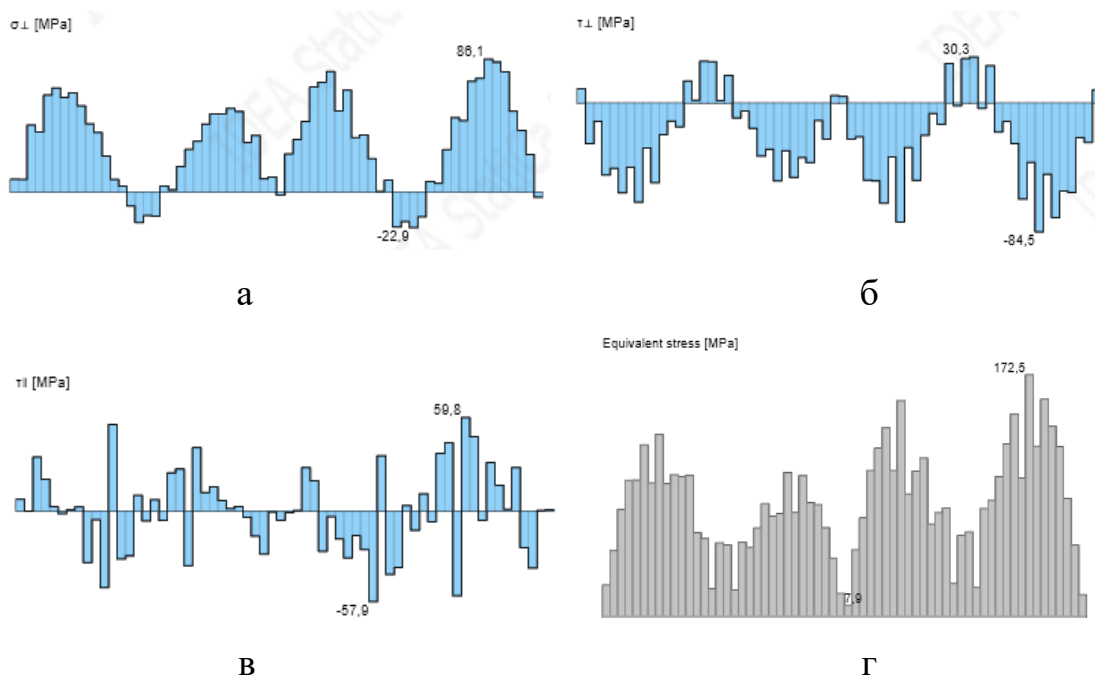


Рисунок 4.45. Зусилля по довжині зварних швів. а – нормальні напруження, перпендикулярні до лінії шва; б – дотичні напруження, перпендикулярні до осі шва; дотичні напруження, паралельні до осі шва; г – еквівалентні напруження (за Губером-Мізом), що враховують комбінацію всіх складових

Розподіл внутрішніх еквівалентних напружень вузлового з'єднання показує, що при зміні жорсткісних характеристик вузла змінюється зона критичних напружень

з піковими локальними точковими концентраціями напружень в крайових ділянках зварювання ребер, але при цьому зафіксовано перехід напружень по довжині труби від 50 МПа до 160 МПа (рисунок 4.46).

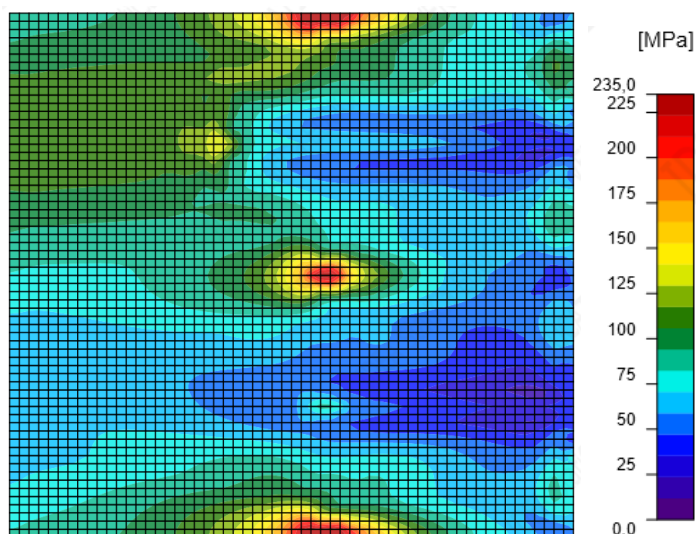


Рисунок 4.46. Розгортка розподілу еквівалентних напружень нижнього поясу

Розрахункове стискаюче напруження, що виникає від дії болтового з'єднання по фланця не перевищують 26,1 МПа, що на 30,5% більше в порівнянні з Моделлю 5 (рисунок 4.47).

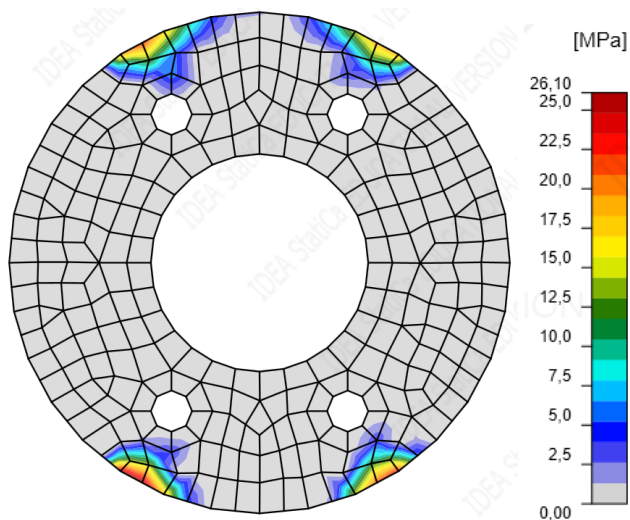


Рисунок 4.47. Розрахункове стискаюче напруження від дії болтового з'єднання по фланцю

На підставі отриманих результатів розподілу напружень, можна вважати, що

вузол може розглядатися, як шарнірно закріплений.

Модель 7. Монтажний стик нижнього поясу просторового блоку ферми (рисунок 4.48).

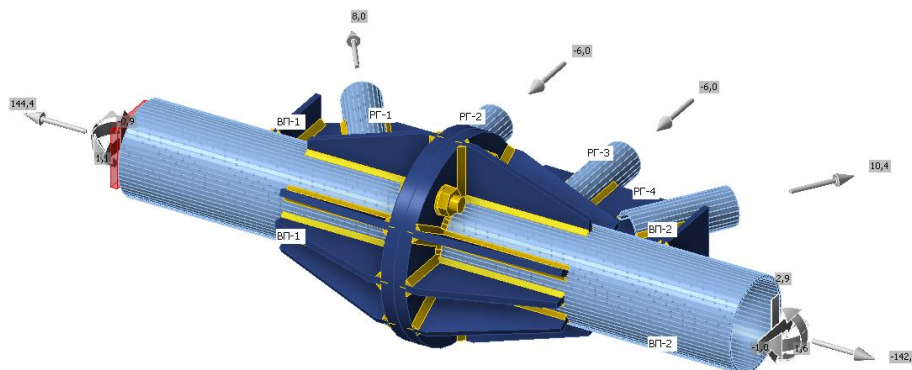


Рисунок 4.48. Монтажний стик нижнього поясу просторового блоку ферми

Дана особливість вузлового з'єднання супроводжується введенням додаткових ненаскрізних ребер жорсткості з кутом ухилу 30° для розуміння впливу та розподілу внутрішніх еквівалентних напружень фланцевого з'єднання (рисунок 4.49).

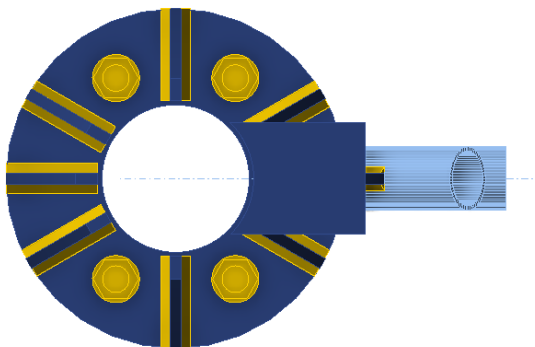


Рисунок 4.49. Розріз монтажного стику нижнього поясу просторового блоку ферми

В результаті виконаного розрахунку визначено еквівалентні внутрішні зусилля вузлового з'єднання з зазначенням шкали розподілу напружень (рис.4.50).

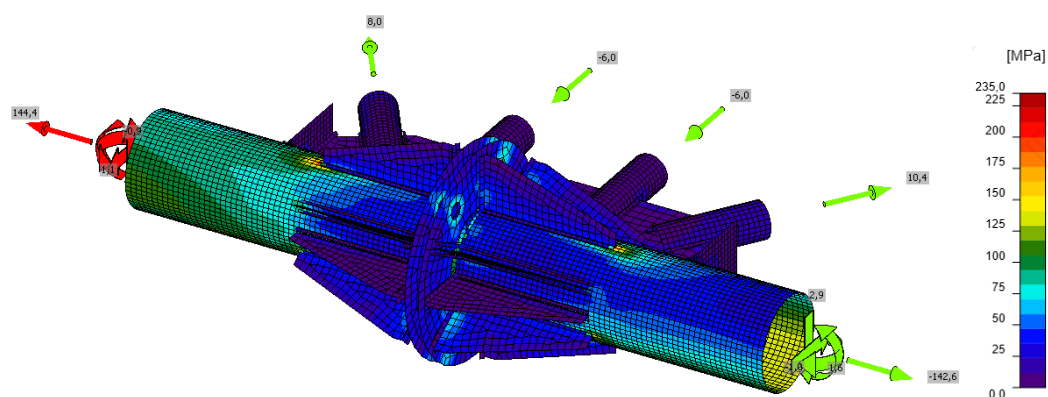


Рисунок 4.50. Розподіл внутрішніх еквівалентних напружень

На основі числового моделювання компонентним методом скінчених елементів слід зазначити, що розподіл внутрішніх еквівалентних напружень вузлового з'єднання показує, що в межах фланцевого з'єднання зусилля не перевищують понад 125 МПа (рисунок 4.51).

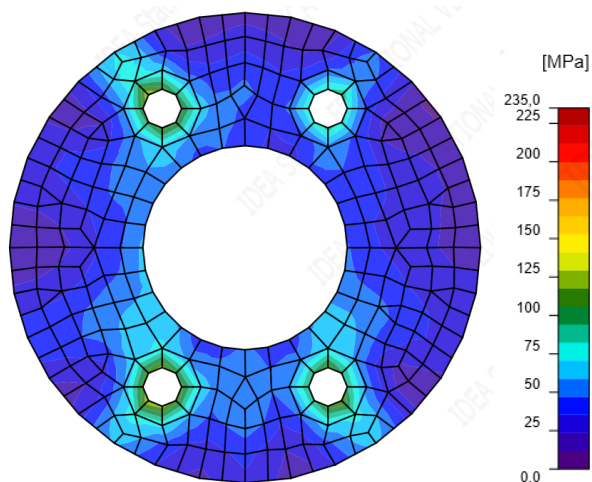


Рисунок 4.51. Розподіл внутрішніх еквівалентних напружень по фланцю

Розподіл зусиль по довжині зварних швів характеризується коливанням напружень без значних пікових концентрацій та зменшенням максимальних еквівалентних напружень на 25,28% в порівнянні з Моделлю 6 (рисунок 4.52).

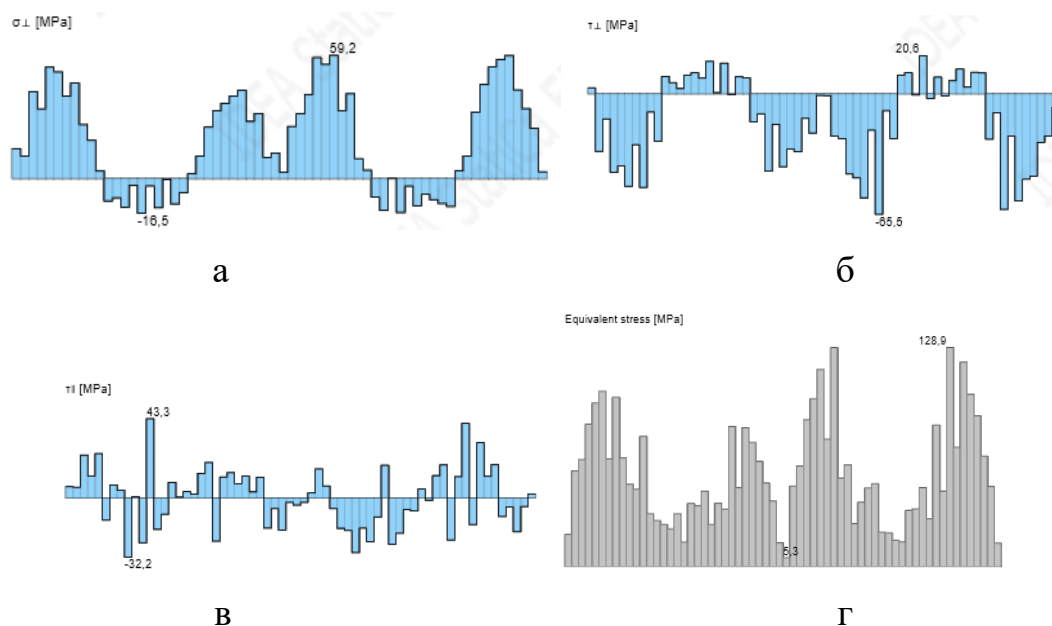


Рисунок 4.52. Зусилля по довжині зварних швів. а – нормальні напруження, перпендикулярні до лінії шва; б – дотичні напруження, перпендикулярні до осі шва; дотичні напруження, паралельні до осі шва; г – еквівалентні напруження (за Губером-Мізом), що враховують комбінацію всіх складових

Згідно розподілу внутрішніх еквівалентних напружень вузлового з'єднання отримано результат, що показує змішаний перехід напружень від 15 МПа до 150 МПа та зменшення пікових напружень з локальною точковою концентраціями в крайовій ділянці зварювання горизонтального ребер в порівнянні (рисунок 4.53).

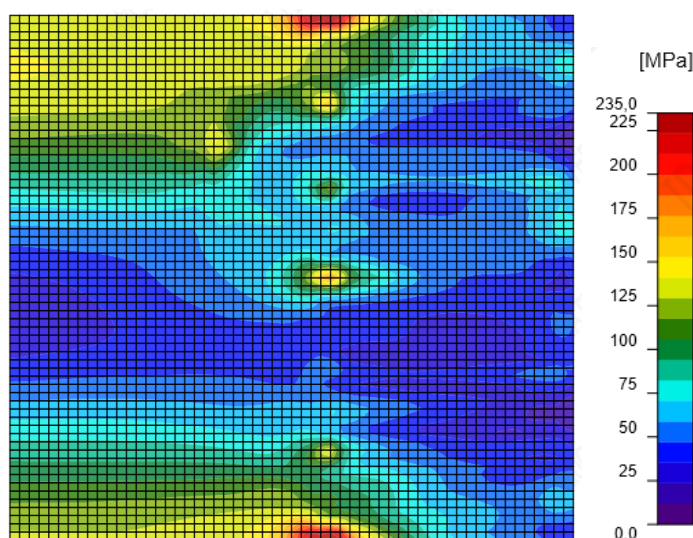


Рисунок 4.53. Розгортка розподілу еквівалентних напружень нижнього поясу

Розрахункове стискаюче напруження, що виникає від дії болтового з'єднання по фланця не перевищують 22,1 МПа, що на 2,21% менше в порівнянні з Моделлю 6 (рисунок 4.54).

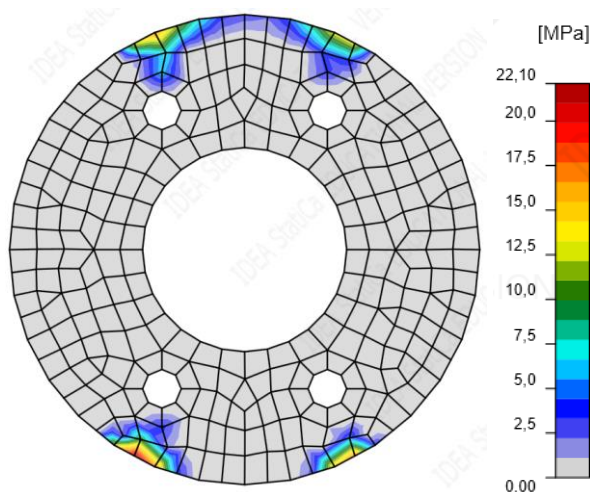


Рисунок 4.54. Розрахункове стискаюче напруження від дії болтового з'єднання по фланцю

На підставі отриманих результатів розподілу напружень, можна вважати, що вузол може розглядатися, як пружно закріплений.

Модель 8. Монтажний стик нижнього поясу просторового блоку ферми (рисунок 4.55).

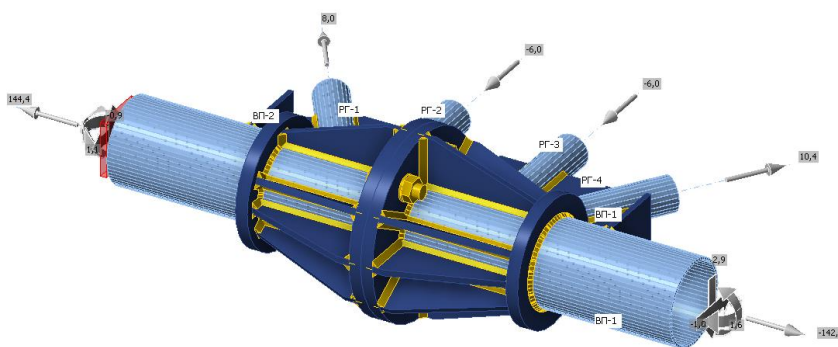


Рисунок 4.55. Монтажний стик нижнього поясу просторового блоку ферми

Дана особливість вузлового з'єднання супроводжується введенням додаткових ненаскрізних ребер жорсткості з кутом ухилу 30° , але при цьому вводиться жорсткісне кільце по зовнішньому периметру труби. Важливою умовою даного введення повинно

становити з умови $t_f \leq t_r$ (рисунок 4.56).

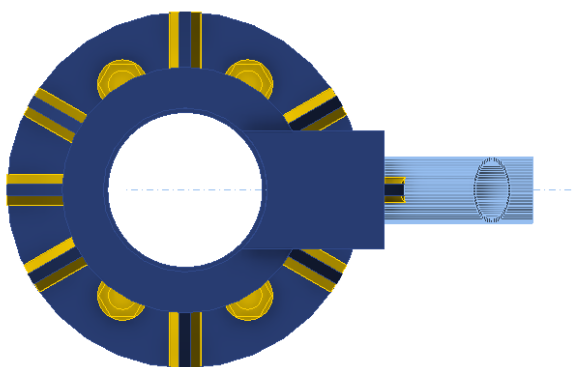


Рисунок 4.56. Розріз монтажної стики нижнього поясу просторового блоку ферми

В результаті виконаного розрахунку визначено еквівалентні внутрішні зусилля вузлового з'єднання з зазначенням шкали розподілу напружень (рисунок 4.57).

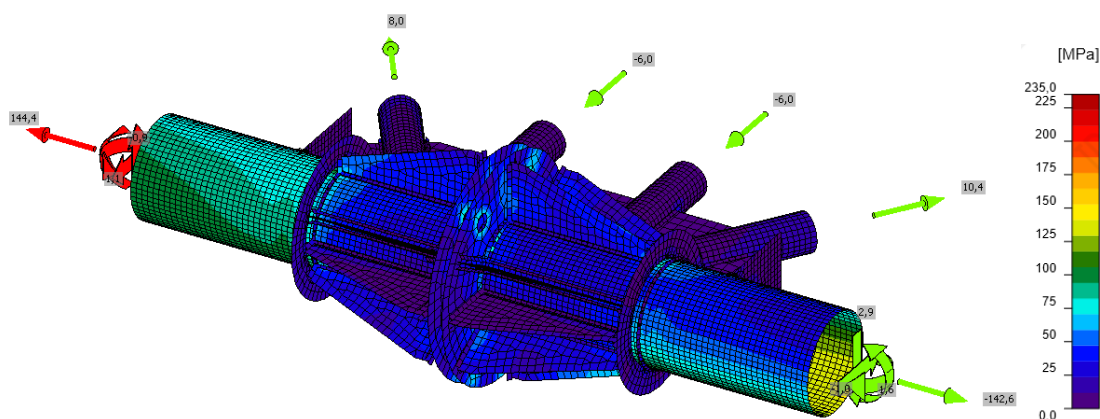


Рисунок 4.57. Розподіл внутрішніх еквівалентних напружень

На основі числового моделювання компонентним методом скінчених елементів слід зазначити, що розподіл внутрішніх еквівалентних напружень вузлового з'єднання показує, що в межах фланцевого з'єднання зусилля не перевищують понад 75 МПа, окрім точкової концентрації напружень в ділянках отворів під болтове з'єднання (рисунок 4.58).

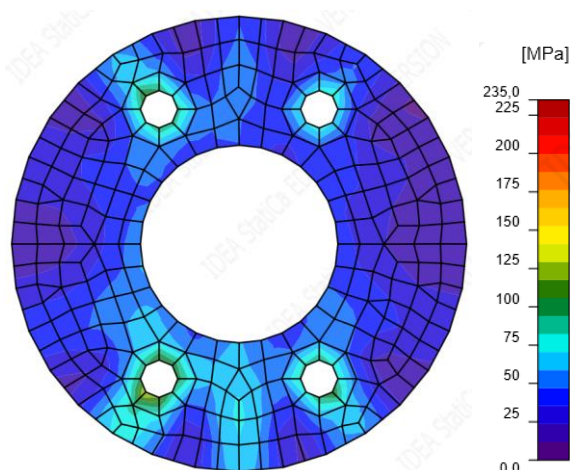


Рисунок 4.58. Розподіл внутрішніх еквівалентних напружень по фланцю

Розподіл зусиль по довжині зварних швів характеризується коливанням напружень без значних пікових концентрацій та зменшенням максимальних еквівалентних напружень на 14,66% в порівнянні з Моделлю 7 (рисунок 4.59).

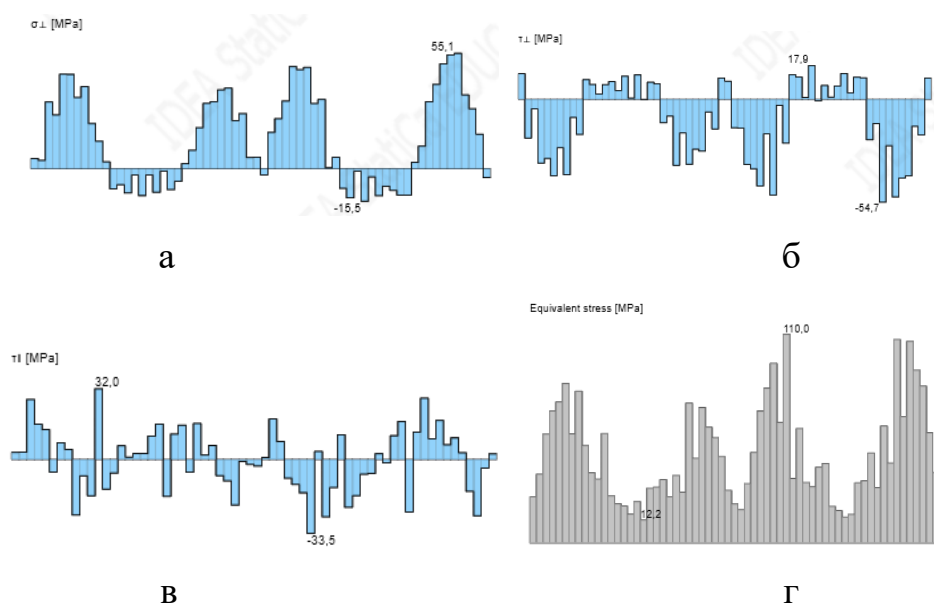


Рисунок 4.59. Зусилля по довжині зварних швів. а – нормальні напруження, перпендикулярні до лінії шва; б – дотичні напруження, перпендикулярні до осі шва; дотичні напруження, паралельні до осі шва; г – еквівалентні напруження (за Губером-Мізесом), що враховують комбінацію всіх складових

Згідно розподілу внутрішніх еквівалентних напружень вузлового з'єднання отримано результат, що показує лінійний перехід напружень від 15 МПа до 150 МПа та відсутності пікових локальних напружень (рисунок 4.60).

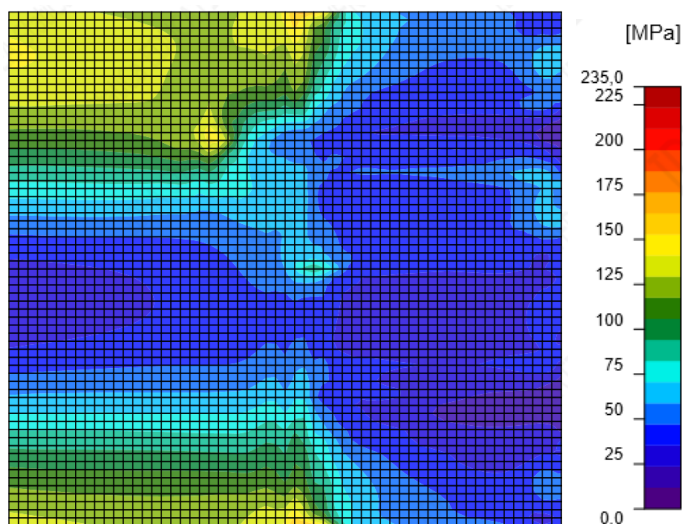


Рисунок 4.60. Розгортка розподілу еквівалентних напружень верхнього поясу

Розрахункове стискаюче напруження, що виникає від дії болтового з'єднання по фланця не перевищують 14,6 МПа, що на 33,94% менше в порівнянні з Моделлю 7 (рисунок 4.61).

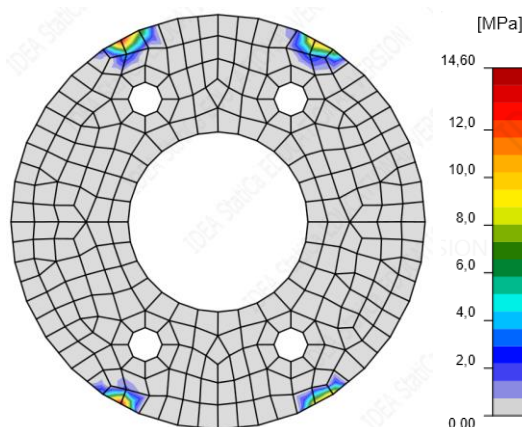


Рисунок 4.61. Розрахункове стискаюче напруження від дії болтового з'єднання по фланцю

На підставі отриманих результатів розподілу напружень, можна вважати, що вузол може розглядатися, як жорстко закріплений.

4.3 Чисельні дослідження фланцевих вузлів ферм з обрізаними фланцями

Одним із найбільш характерних проявів послаблення роботи фланцевих вузлів є розкриття фланця, яке виникає під дією розтягувальних зусиль і згинальних

моментів. У цьому випадку крайові ділянки фланця відходять від площини контакту, внаслідок чого утворюються зони підвищених контактних напружень у болтових отворах та в зонах приварювання ребер жорсткості. Це явище супроводжується появою локальних пластичних деформацій та знижує несучу здатність вузла.

Досліджено чисельне моделювання восьми варіантів вузлових з'єднань (вузли відповідають розділу 4.2) з введенням початкових недосконалостей у вигляді розкриття фланця завтовшки 2 мм та зріз фланця монтажного стику верхнього та нижнього поясів просторового блоку ферм. Розрахункові граничні зусилля не змінюються в порівнянні з розділом 4.2.

Модель 1. Монтажний стик верхнього поясу просторового блоку ферми (рисунок 4.62). Товщина фланця становить 20 мм, товщина горизонтальних та вертикальних ребер жорсткості становить 10 мм. Використані високоміцні болти діаметром 24 мм з маркою сталі 40Х«селект» та кількістю 4 шт. Марка сталі вузлових елементів С245.

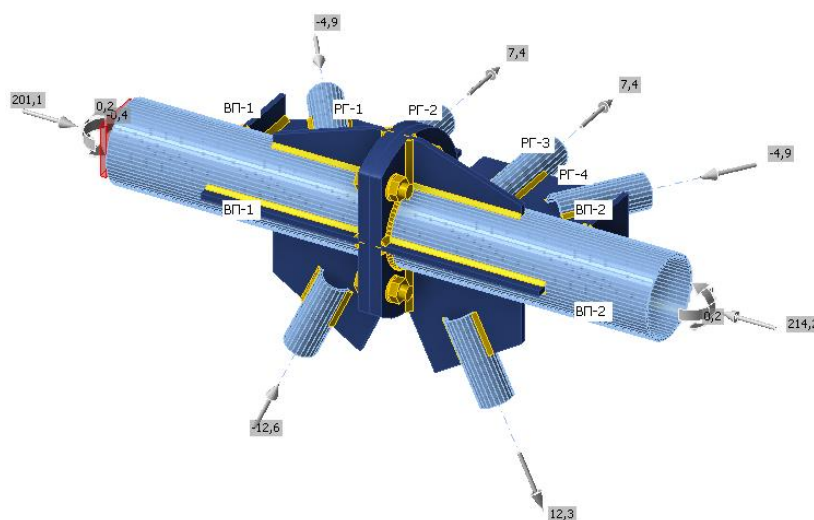


Рисунок 4.62. Монтажний стик верхнього поясу просторового блоку ферми

Дана особливість вузлового з'єднання характеризується врізними фланцями до верхнього поясу та наскрізними ребрами жорсткості, що інтегровано через переріз поясу ферми (рисунок 4.63).

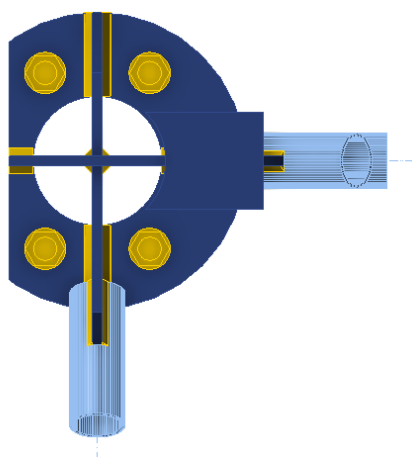


Рисунок 4.63. Розріз монтажної стики верхнього поясу просторового блоку ферми

В результаті виконаного розрахунку визначено еквівалентні внутрішні зусилля вузлового з'єднання з зазначенням шкали розподілу напружень (рисунок 4.64).

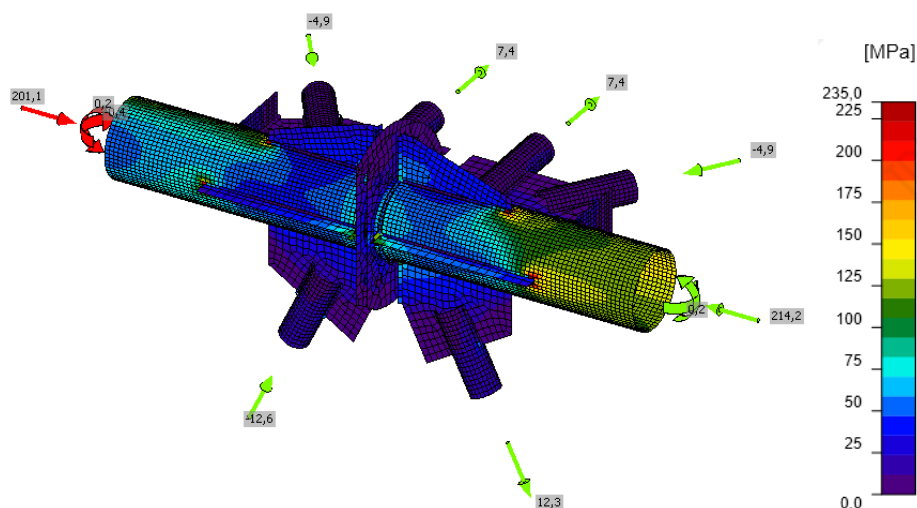


Рисунок 4.64. Розподіл внутрішніх еквівалентних напружень

На основі числового моделювання компонентним методом скінчених елементів слід зазначити, що розподіл внутрішніх еквівалентних напружень вузлового з'єднання показує, що в межах фланцевого з'єднання зусилля не перевищують понад 60 МПа. Пікове напруження виникає на краю обрізу фланця (рисунок 4.65).

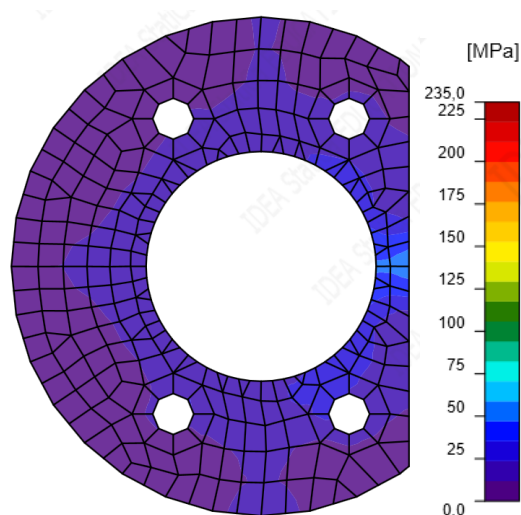


Рисунок 4.65. Розподіл внутрішніх еквівалентних напружень по фланцю

Розподіл зусиль по довжині зварних швів характеризується відносною рівномірністю без значних пікових коливань, за винятком ділянок, що прилягають до зони розташування болтових отворів, де відмічаються локальні концентрації напружень (рисунок 4.66).

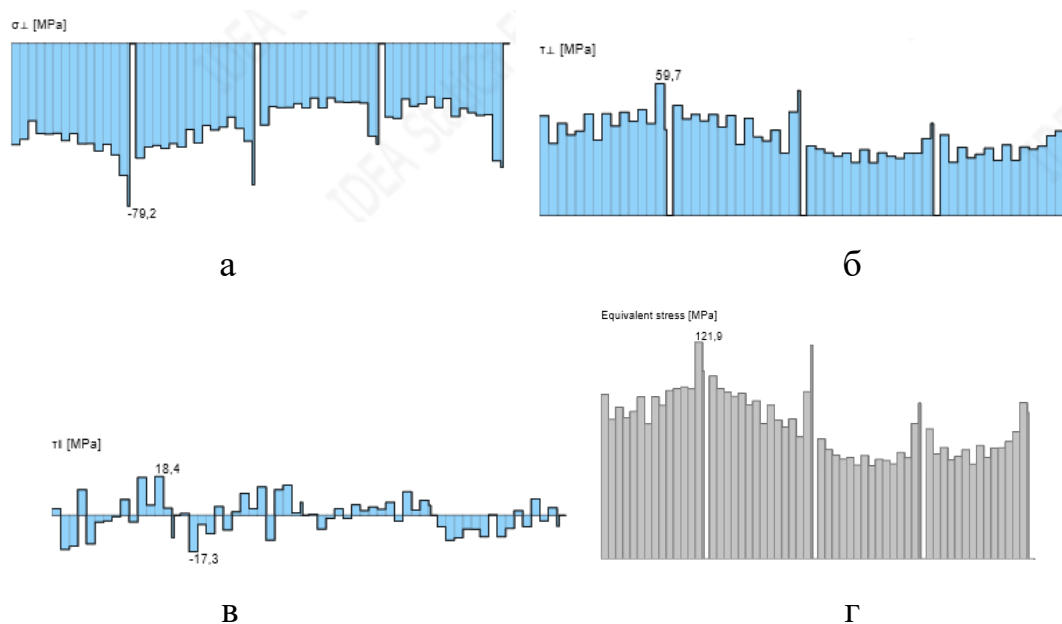


Рисунок 4.66. Зусилля по довжині зварних швів. а – нормальні напруження, перпендикулярні до лінії шва; б – дотичні напруження, перпендикулярні до осі шва; дотичні напруження, паралельні до осі шва; г – еквівалентні напруження (за Губером-Мізом), що враховують комбінацію всіх складових

Напруження, що формуються у верхньому поясі, мають виражену градієнтну

зміну: відносно низькі значення у зоні фланця значно зростають до країв наскрізних ребер жорсткості, досягаючи величин від 25 МПа до 150 МПа та збільшенням напружень, що виникають в ділянці зрізаного фланця (рисуюнок 4.67).

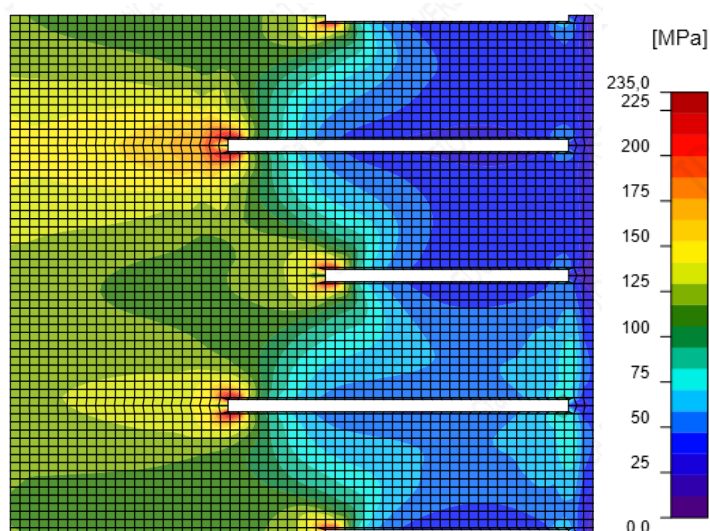


Рисунок 4.67. Розгортка розподілу еквівалентних напружень верхнього поясу

Розрахункове стискаюче напруження, що виникає від зварних швів по тілу фланця не перевищують 43,4 МПа (рисуюнок 4.68).

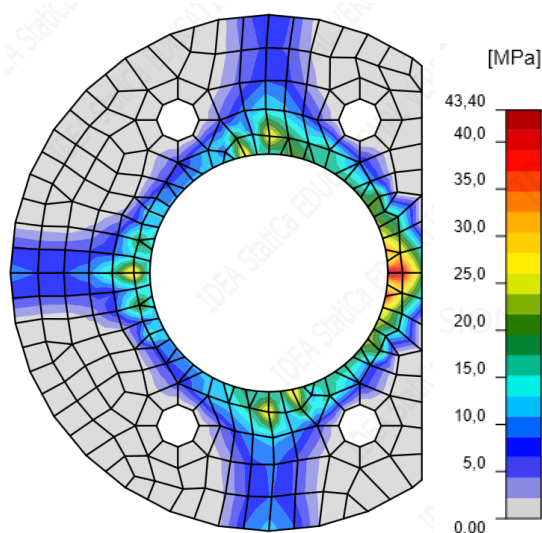


Рисунок 4.68. Розрахункове стискаюче напруження від дії зварного шва по фланцю

На підставі отриманих результатів розподілу напружень, можна вважати, що вузол може розглядатися, як жорстко закріплений.

Модель 2. Монтажный стик верхнего поясу просторового блока фермы (рисунок 4.69).

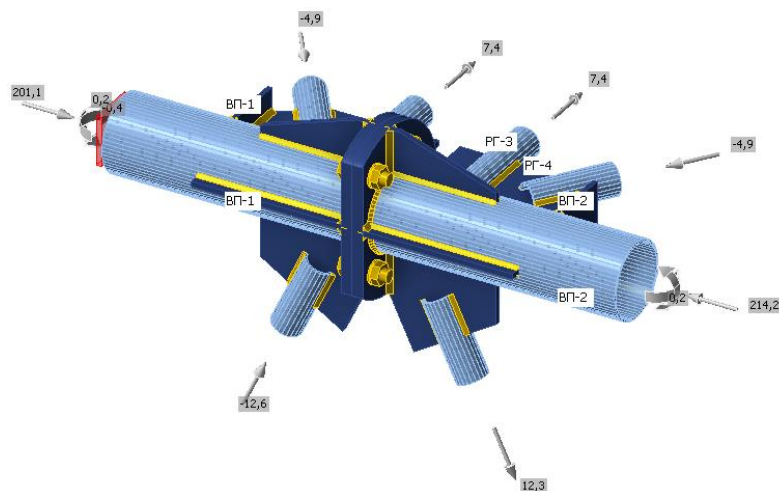


Рисунок 4.69. Монтажный стик верхнего поясу просторового блока фермы

Дана особливість вузлового з'єднання характеризується різними фланцями до верхнього поясу та ненаскрізними ребрами жорсткості (рисунок 4.70).

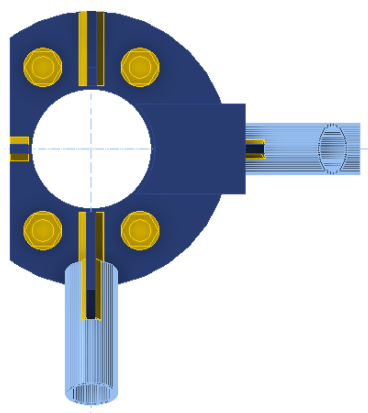


Рисунок 4.70. Розріз монтажного стику верхнього поясу просторового блоку ферми

В результаті виконаного розрахунку визначено еквівалентні внутрішні зусилля вузлового з'єднання з зазначенням шкали розподілу напружень (рисунок 4.71).

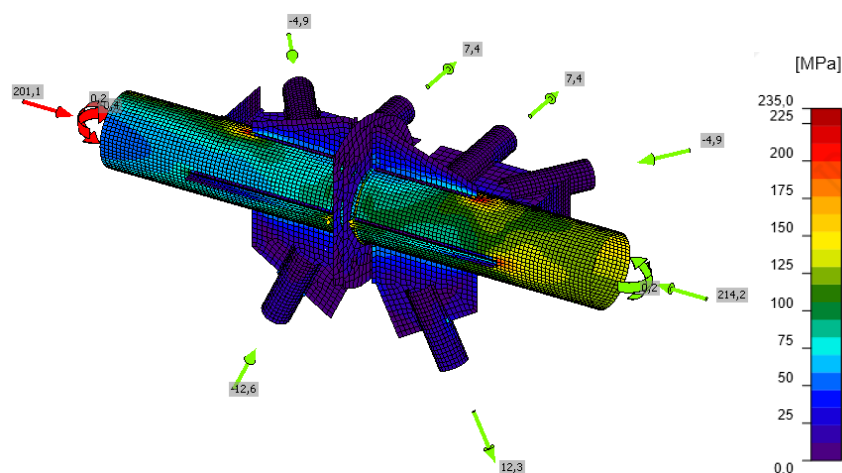


Рисунок 4.71. Розподіл внутрішніх еквівалентних напружень

На основі числового моделювання компонентним методом скінчених елементів слід зазначити, що розподіл внутрішніх еквівалентних напружень вузлового з'єднання показує, що в межах фланцевого з'єднання зусилля не перевищують понад 35 МПа (рисунок 4.72).

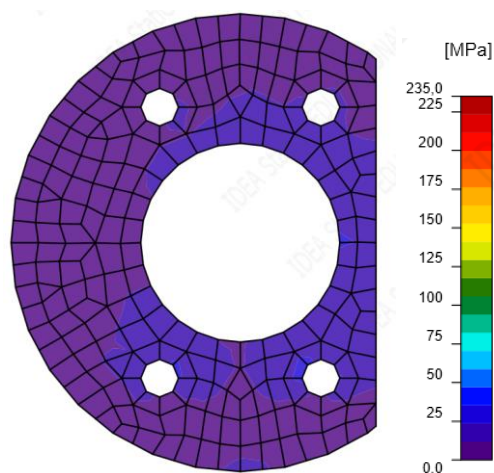


Рисунок 4.72. Розподіл внутрішніх еквівалентних напружень по фланцю

Розподіл зусиль по довжині зварних швів характеризується збільшенням напружень до 20% в порівнянні з Моделлю 1, але також і більшою рівномірністю без пікових коливань (рисунок 4.73).

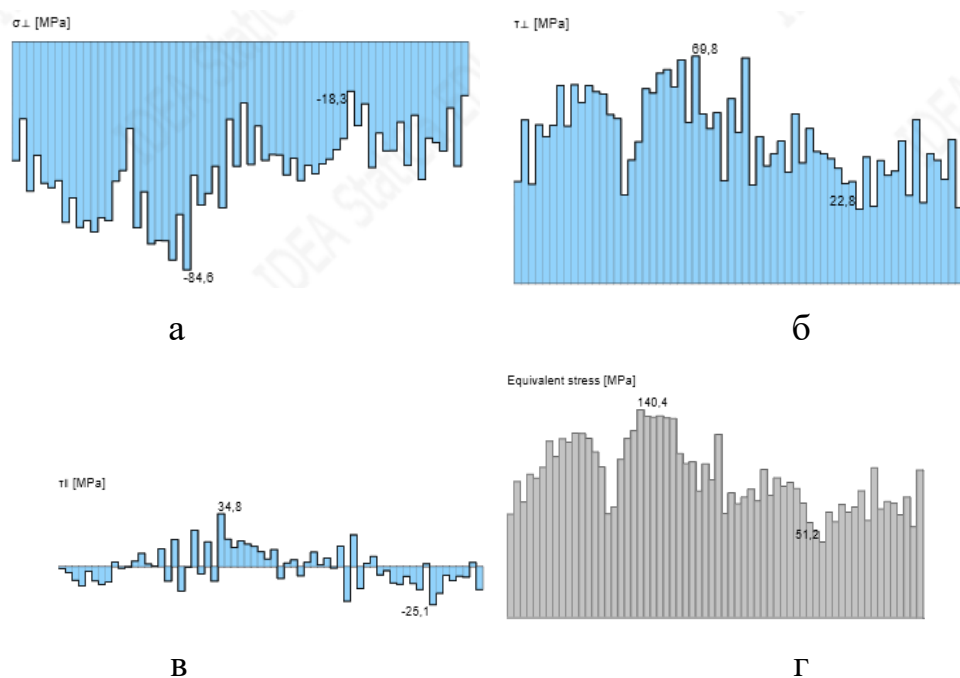


Рисунок 4.73. Зусилля по довжині зварних швів. а – нормальні напруження, перпендикулярні до лінії шва; б – дотичні напруження, перпендикулярні до осі шва; дотичні напруження, паралельні до осі шва; г – еквівалентні напруження (за Губером-Мізом), що враховують комбінацію всіх складових

Розподіл внутрішніх еквівалентних напружень вузлового з'єднання показує, що при зміні жорсткісних характеристик вузла змінюється зона критичних напружень з піковими локальними точковими концентраціями напружень в крайових ділянках зварювання ребер, але при цьому зафіксовано перехід напружень по довжині труби від 50 МПа до 175 МПа (рисунок 4.74).

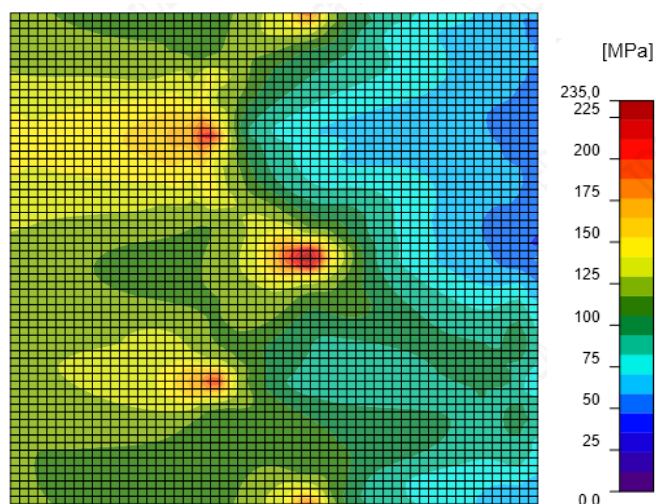


Рисунок 4.74. Розгортка розподілу еквівалентних напружень верхнього поясу

Розрахункове стискаюче напруження, що виникає від зварних швів по тілу фланця не перевищують 37,3 МПа, що на 14,06% менше в порівнянні з Моделлю 1 (рисунок 4.75).

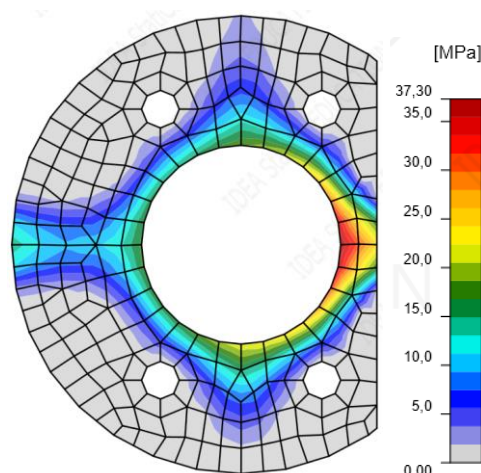


Рисунок 4.75. Розрахункове стискаюче напруження від дії зварного шва по фланцю

На підставі отриманих результатів розподілу напружень, можна вважати, що вузол може розглядатися, як шарнірно закріплений.

Модель 3. Монтажний стик верхнього поясу просторового блоку ферми (рисунок 4.76).

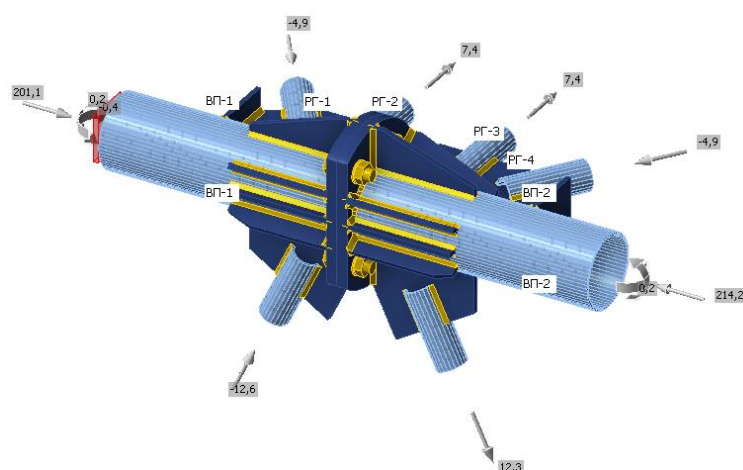


Рисунок 4.76. Монтажний стик верхнього поясу просторового блоку ферми

Дана особливість вузлового з'єднання супроводжується введенням додаткових

ненаскрізних ребер жорсткості з кутом ухилу 30° для розуміння впливу та розподілу внутрішніх еквівалентних напружень фланцевого з'єднання (рисунок 4.77).

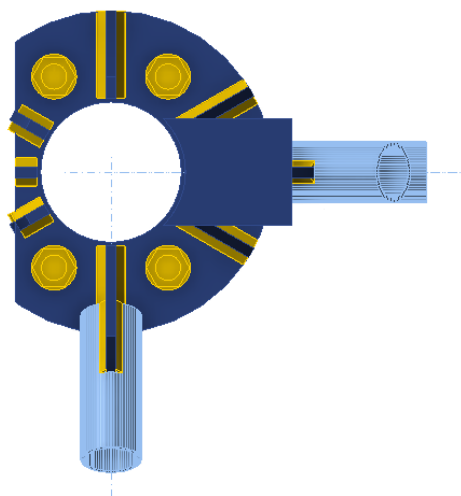


Рисунок 4.77. Розріз монтажного стику верхнього поясу просторового блоку ферми

В результаті виконаного розрахунку визначено еквівалентні внутрішні зусилля вузлового з'єднання з зазначенням шкали розподілу напружень (рисунок 4.78).

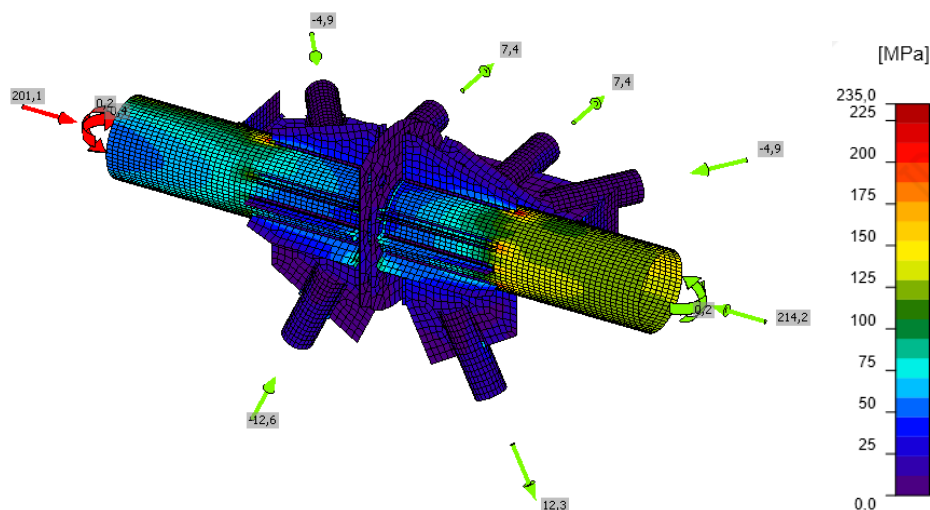


Рисунок 4.78. Розподіл внутрішніх еквівалентних напружень

На основі числового моделювання компонентним методом скінчених елементів з введенням додаткових ребер жорсткості вказує, що розподіл напружень у перерізі верхнього поясу став більш рівномірним по довжині від місця кріплення до фланця. Зусилля по фланцю також не перевищують зусилля 25 МПа (рисунок 4.79).

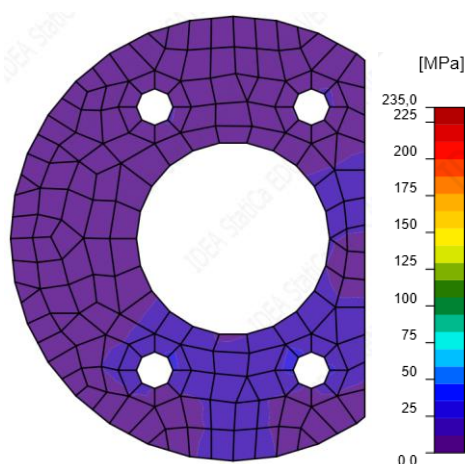


Рисунок 4.79. Розподіл внутрішніх еквівалентних напружень по фланцю

Розподіл зусиль по довжині зварних швів характеризується зменшенням напружень до 15% в порівнянні з Моделлю 2, але також і незначним коливанням напружень без пікових концентрацій (рисунок 4.80).

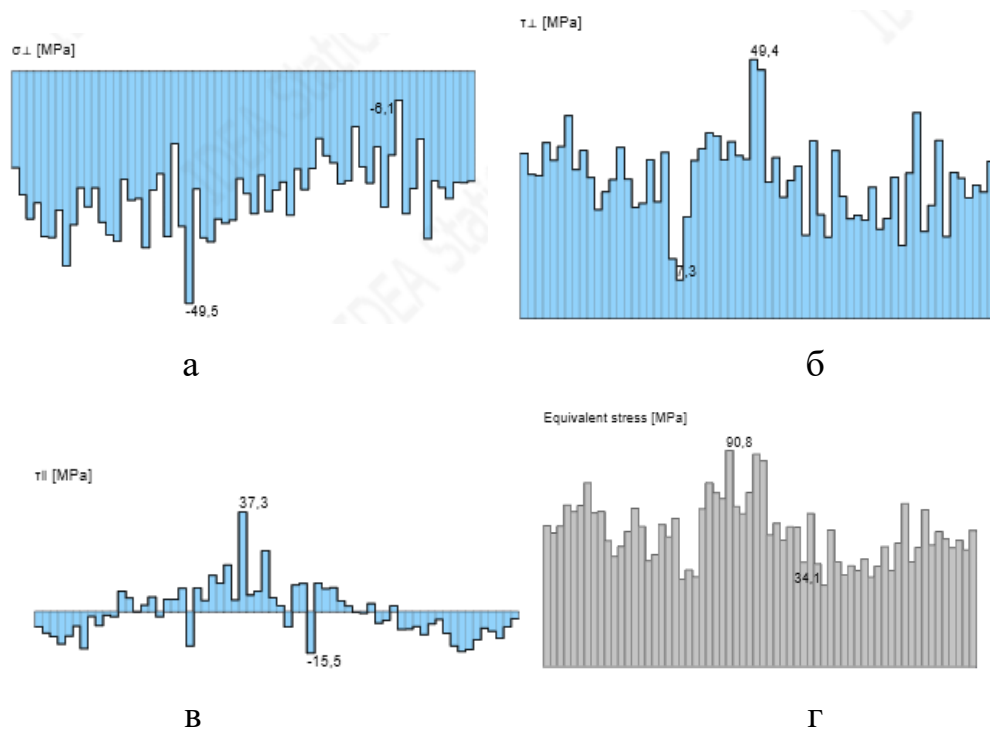


Рисунок 4.80. Зусилля по довжині зварних швів. а – нормальні напруження, перпендикулярні до лінії шва; б – дотичні напруження, перпендикулярні до осі шва; дотичні напруження, паралельні до осі шва; г – еквівалентні напруження (за Губером-Мізесом), що враховують комбінацію всіх складових

Згідно розподілу внутрішніх еквівалентних напружень вузлового з'єднання

отримано результат, що показує чіткий перехід напружень від 25 МПа до 150 МПа та зменшення пікових напружень з локальними точковими концентраціями в крайових ділянках зварювання ребер в порівнянні з Моделлю 2 (рисунок 4.81).

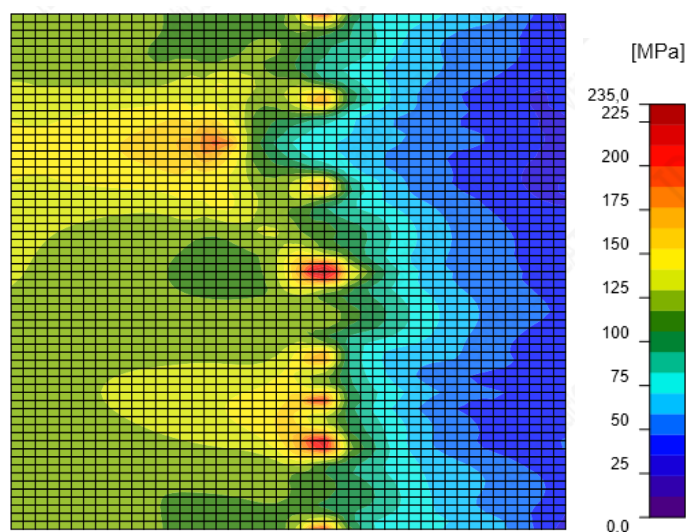


Рисунок 4.81. Розгортка розподілу еквівалентних напружень верхнього поясу

Розрахункове стискаюче напруження, що виникає від зварних швів по тілу фланця не перевищують 19,1 МПа, що на 48,79% менше в порівнянні з Моделлю 2 (рисунок 4.82).

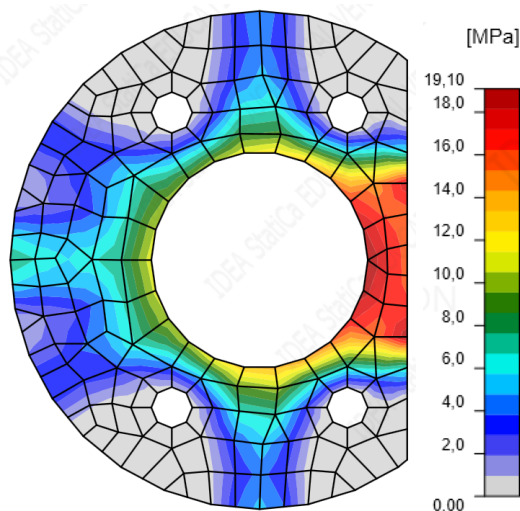


Рисунок 4.82. Розрахункове стискаюче напруження від дії зварного шва по фланцю

На підставі отриманих результатів розподілу напружень, можна вважати, що вузол може розглядатися, як пружно закріплений.

Модель 4. Монтажний стик верхнього поясу просторового блоку ферми (рисунок 4.83).

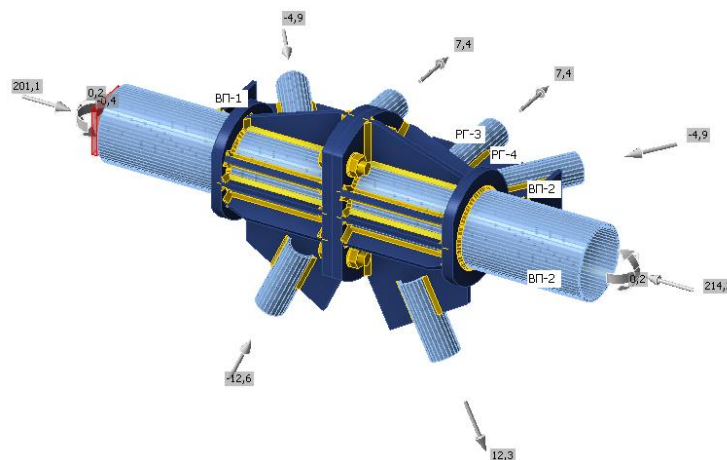


Рисунок 4.83. Монтажний стик верхнього поясу просторового блоку ферми

Дана особливість вузлового з'єднання супроводжується введенням додаткових ненаскрізних ребер жорсткості з кутом ухилу 30° , але при цьому вводиться жорсткісне кільце по зовнішньому периметру труби. Важливою умовою даного введення повинно становити з умови $t_f \leq t_r$ (рисунок 4.84).

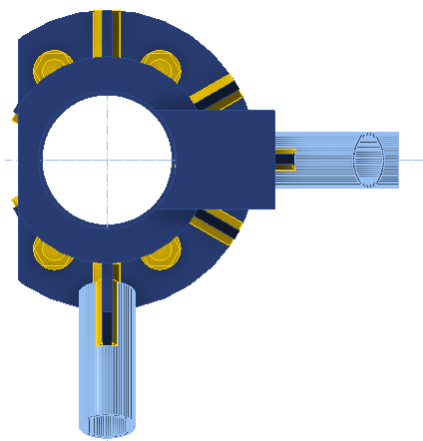


Рисунок 4.84. Розріз монтажного стику верхнього поясу просторового блоку ферми

В результаті виконаного розрахунку визначено еквівалентні внутрішні зусилля вузлового з'єднання з зазначенням шкали розподілу напружень (рисунок 4.85).

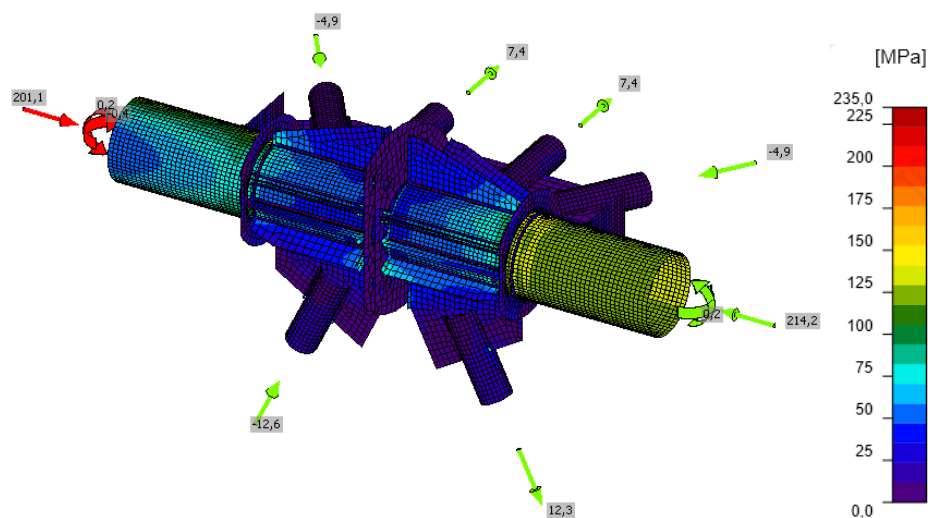


Рисунок 4.85. Розподіл внутрішніх еквівалентних напружень

На основі числового моделювання компонентним методом скінчених елементів з введенням додаткових ребер жорсткості та введенням жорсткісного кільця вказує, що розподіл напружень у перерізі верхнього поясу став повністю рівномірним по довжині від місця кріплення до фланця. Зусилля по фланцю також не перевищують зусилля 23 МПа (рисунок 4.86).

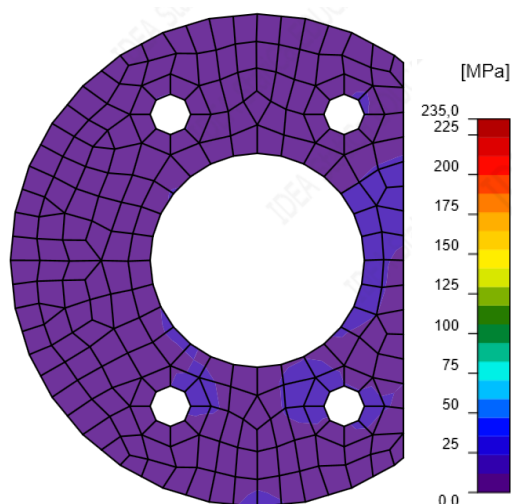


Рисунок 4.86. Розподіл внутрішніх еквівалентних напружень по фланцю

Розподіл зусиль по довжині зварних швів характеризується зменшенням напружень до 10% в порівнянні з Моделлю 3, але також і незначним коливанням напружень та з незначною піковою концентрацією (рисунок 4.87).

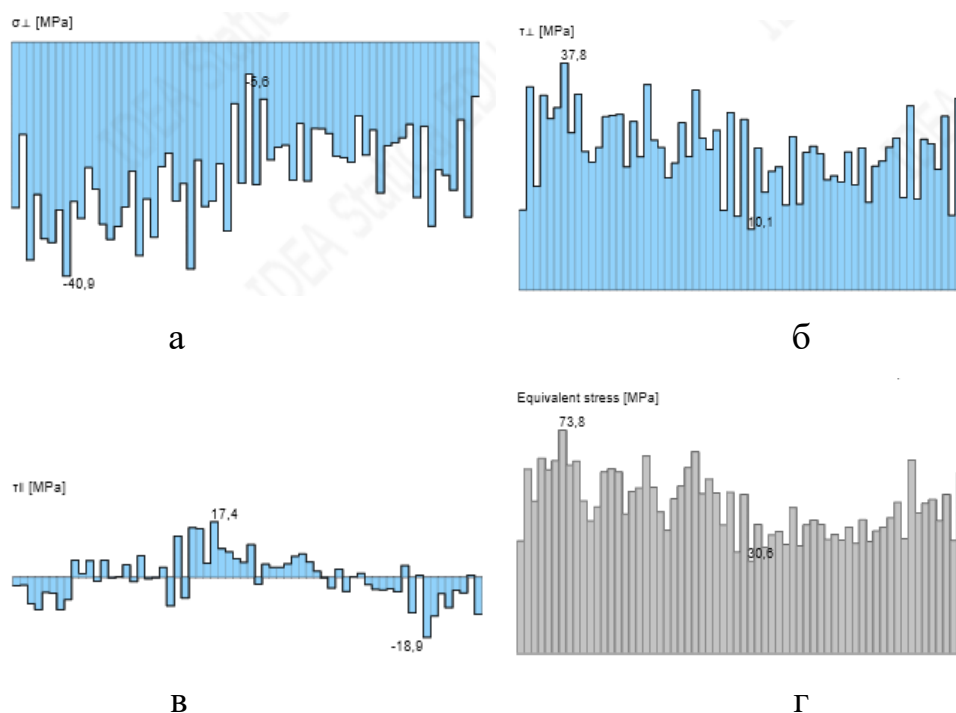


Рисунок 4.87. Зусилля по довжині зварних швів. а – нормальні напруження, перпендикулярні до лінії шва; б – дотичні напруження, перпендикулярні до осі шва; дотичні напруження, паралельні до осі шва; г – еквівалентні напруження (за Губером-Мізесом), що враховують комбінацію всіх складових

Згідно розподілу внутрішніх еквівалентних напружень вузлового з'єднання отримано результат, що показує лінійний перехід напружень від 15 МПа до 150 МПа та відсутності пікових локальних напружень (рисунок 4.88).

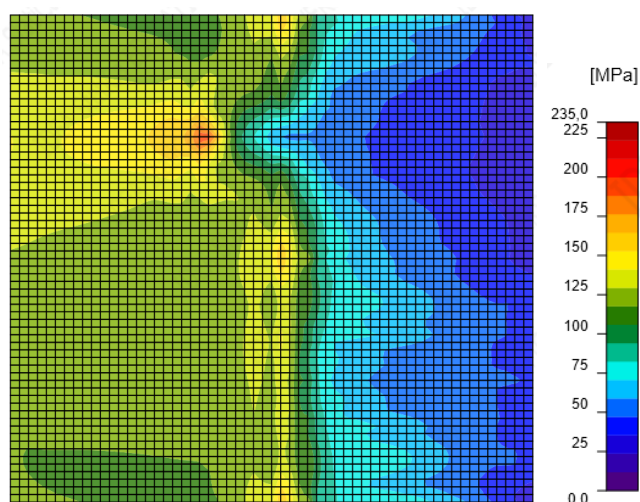


Рисунок 4.88. Розгортка розподілу еквівалентних напружень верхнього поясу

Розрахункове стискаюче напруження, що виникає від зварних швів по тілу фланця не перевищують 11,6 МПа, що на 3,67% більше в порівнянні з Моделлю 3 (рисунок 4.89).

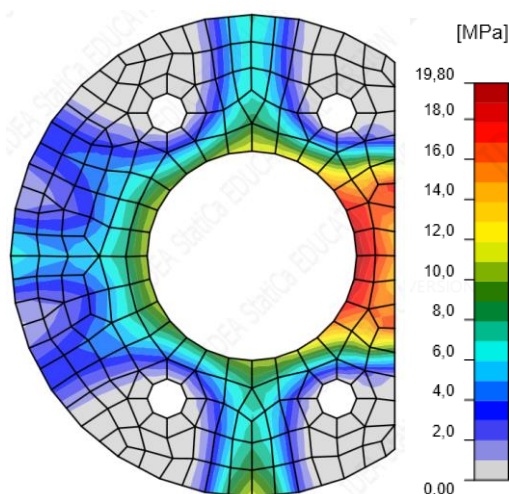


Рисунок 4.89. Розрахункове стискаюче напруження від дії зварного шва по фланцю

На підставі отриманих результатів розподілу напружень, можна вважати, що вузол може розглядатися, як жорстко закріплений.

Модель 5. Монтажний стик нижнього поясу просторового блоку ферми (рисунок 4.90). Товщина фланця становить 20 мм, товщина горизонтальних та вертикальних ребер жорсткості становить 10 мм. Використані високоміцні болти діаметром 24 мм з маркою сталі 40Х«селект» та кількістю 4 шт. Марка сталі вузлових елементів С245.

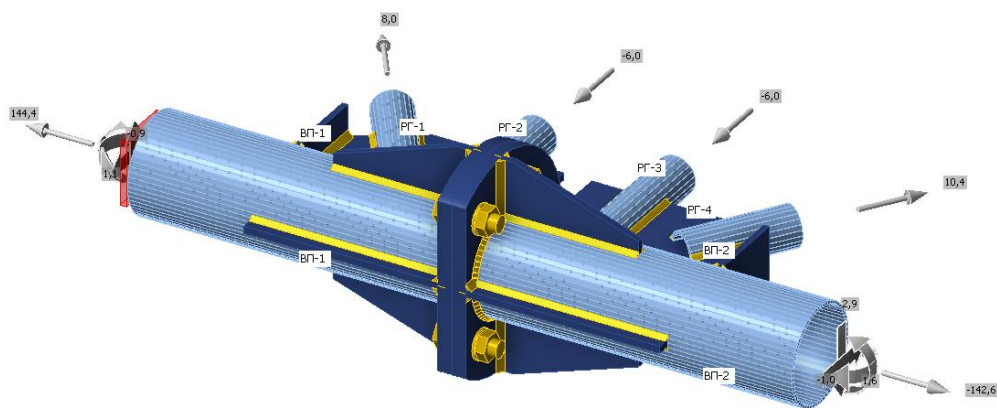


Рисунок 4.90. Монтажний стик верхнього поясу просторового блоку ферми

Дана особливість вузлового з'єднання характеризується візними фланцями до верхнього поясу та наскрізними ребрами жорсткості, що інтегровано через переріз поясу ферми (рисунок 4.91).

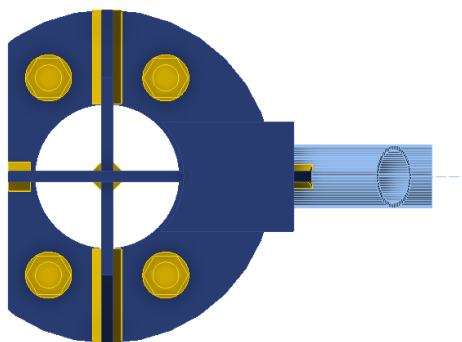


Рисунок 4.91. Розріз монтажної стики нижнього поясу просторового блоку ферми

В результаті виконаного розрахунку визначено еквівалентні внутрішні зусилля вузлового з'єднання з зазначенням шкали розподілу напружень (рисунок 4.92).

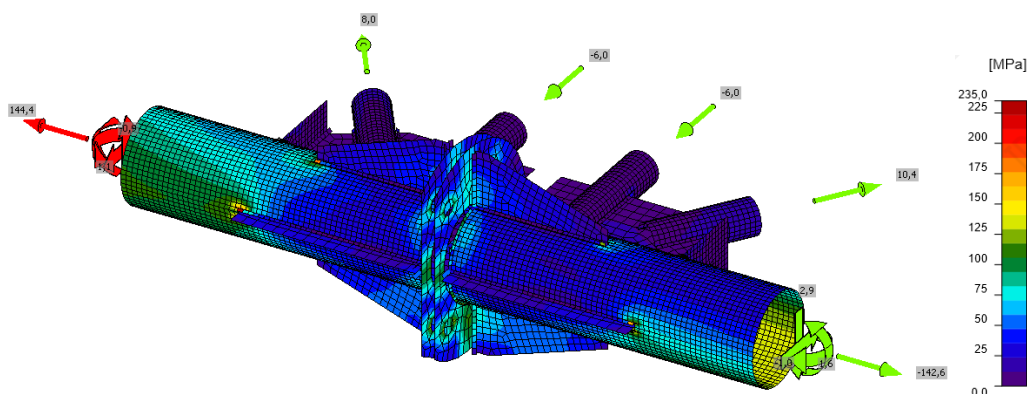


Рисунок 4.92. Розподіл внутрішніх еквівалентних напружень

На основі числового моделювання компонентним методом скінчених елементів слід зазначити, що розподіл внутрішніх еквівалентних напружень вузлового з'єднання показує, що в межах фланцевого з'єднання зусилля не перевищують понад 125 МПа (рисунок 4.93).

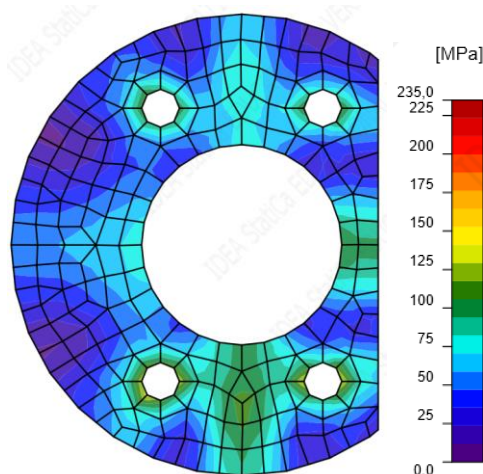


Рисунок 4.93. Розподіл внутрішніх еквівалентних напружень по фланцю

Розподіл зусиль по довжині зварних швів характеризується коливанням напружень без значних пікових концентрацій (рисунок 4.94).

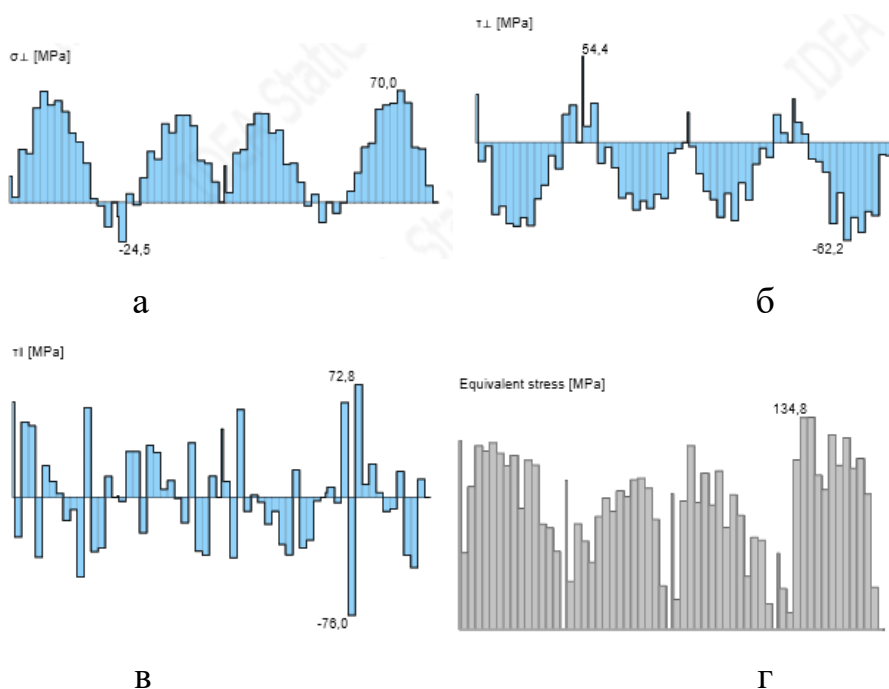


Рисунок 4.94. Зусилля по довжині зварних швів. а – нормальні напруження, перпендикулярні до лінії шва; б – дотичні напруження, перпендикулярні до осі шва; дотичні напруження, паралельні до осі шва; г – еквівалентні напруження (за Губером-Мізесом), що враховують комбінацію всіх складових

Напруження, що формуються у верхньому поясі, мають виражену градієнтну зміну: відносно низькі значення у зоні фланця значно зростають до країв наскрізних

ребер жорсткості, досягаючи величин від 25 МПа до 150 МПа (рисунок 4.95).

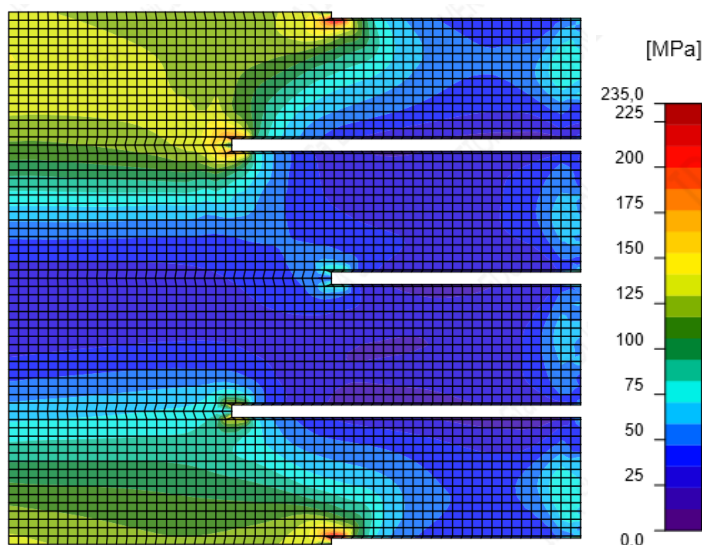


Рисунок 4.95. Розгортка розподілу еквівалентних напружень нижнього поясу

Розрахункове стискаюче напруження, що виникає від дії болтового з'єднання по фланцю не перевищують 30,2 МПа (рисунок 4.96).

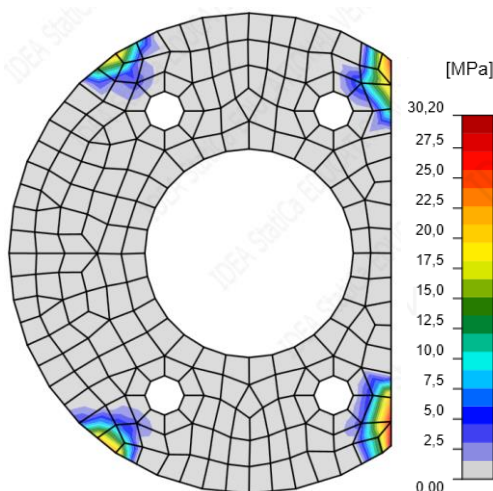


Рисунок 4.96. Розрахункове стискаюче напруження від дії болтового з'єднання по фланцю

На підставі отриманих результатів розподілу напружень, можна вважати, що вузол може розглядатися, як жорстко закріплений.

Модель 6. Монтажний стик нижнього поясу просторового блоку ферми (рисунок 4.97).

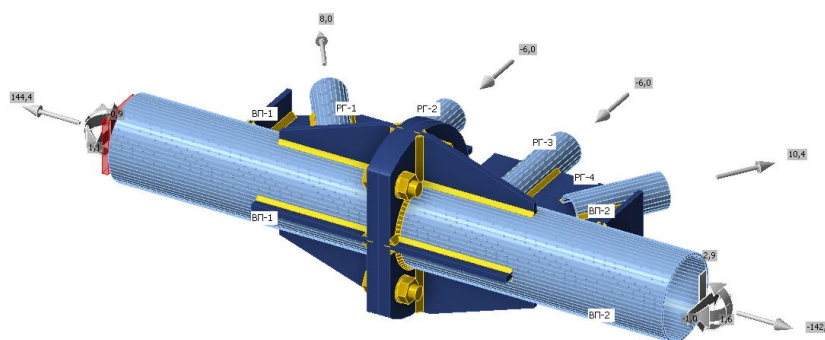


Рисунок 4.97. Монтажный стык нижнього поясу просторового блоку ферми

Дана особливість вузлового з'єднання характеризується візними фланцями до верхнього поясу та ненаскрізними ребрами жорсткості (рисунок 4.98).

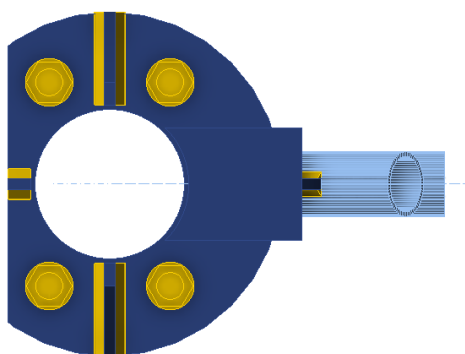


Рисунок 4.98. Розріз монтажного стыку нижнього поясу просторового блоку ферми

В результаті виконаного розрахунку визначено еквівалентні внутрішні зусилля вузлового з'єднання з зазначенням шкали розподілу напружень (рисунок 4.99).

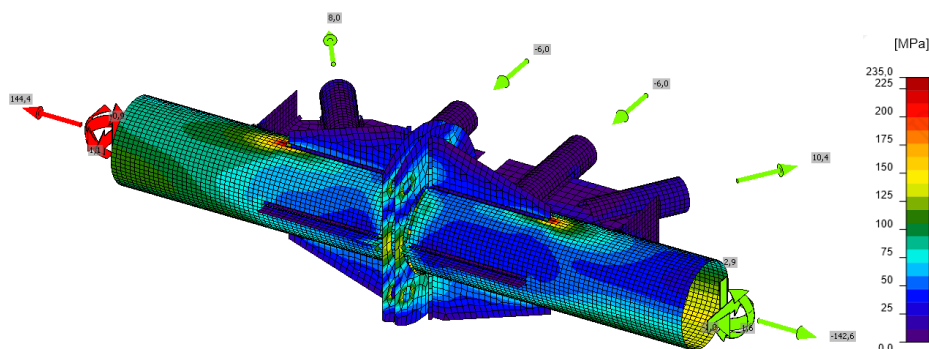


Рисунок 4.99. Розподіл внутрішніх еквівалентних напружень

На основі числового моделювання компонентним методом скінчених елементів слід зазначити, що розподіл внутрішніх еквівалентних напружень вузлового з'єднання показує, що в межах фланцевого з'єднання зусилля не перевищують понад 125 МПа (рисунок 4.100).

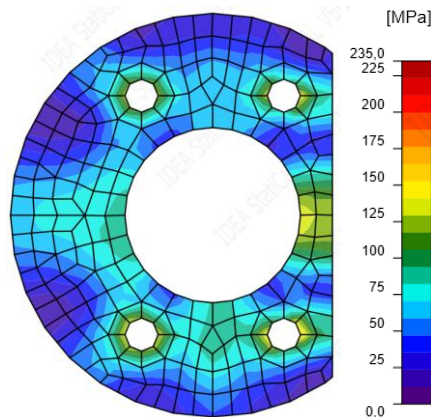


Рисунок 4.100. Розподіл внутрішніх еквівалентних напружень по фланцю

Розподіл зусиль по довжині зварних швів характеризується коливанням напружень без значних пікових концентрацій та збільшенням максимальних еквівалентних напружень на 38,72% в порівнянні з Моделлю 5 (рисунок 4.101).

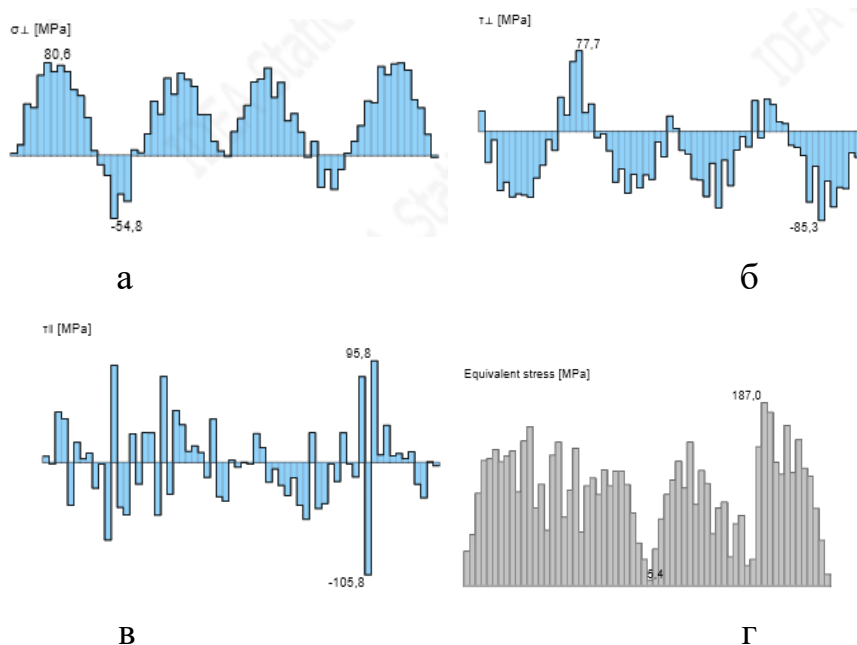


Рисунок 4.101. Зусилля по довжині зварних швів. а – нормальні напруження, перпендикулярні до лінії шва; б – дотичні напруження, перпендикулярні до осі шва; в – дотичні напруження, паралельні до осі шва; г – еквівалентні напруження (за Губером-Мізесом), що враховують комбінацію всіх складових

Розподіл внутрішніх еквівалентних напружень вузлового з'єднання показує, що при зміні жорсткісних характеристик вузла змінюється зона критичних напружень з піковими локальними точковими концентраціями напружень в крайових ділянках зварювання ребер, але при цьому зафіксовано перехід напружень по довжині труби від 50 МПа до 160 МПа (рисунок 4.102).

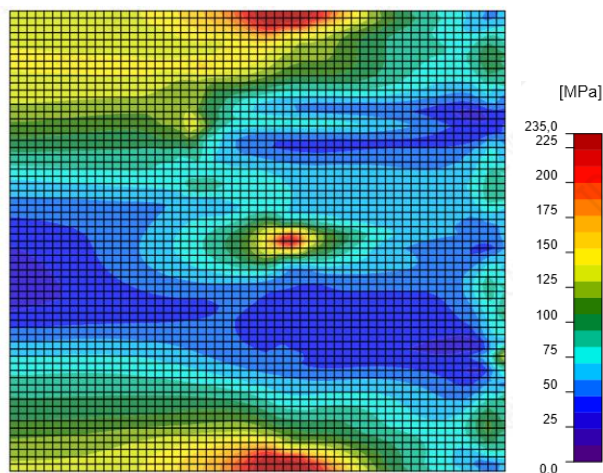


Рисунок 4.102. Розгортка розподілу еквівалентних напружень нижнього поясу

Розрахункове стискаюче напруження, що виникає від дії болтового з'єднання по фланця не перевищують 29,5 МПа, що на 2,32% менше в порівнянні з Моделлю 5 (рисунок 4.103).

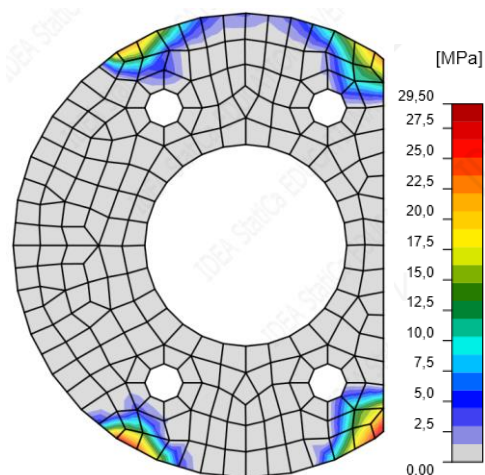


Рисунок 4.103. Розрахункове стискаюче напруження від дії болтового з'єднання по фланцю

На підставі отриманих результатів розподілу напружень, можна вважати, що

вузол може розглядатися, як шарнірно закріплений.

Модель 7. Монтажний стик нижнього поясу просторового блоку ферми (рисунок 4.104).

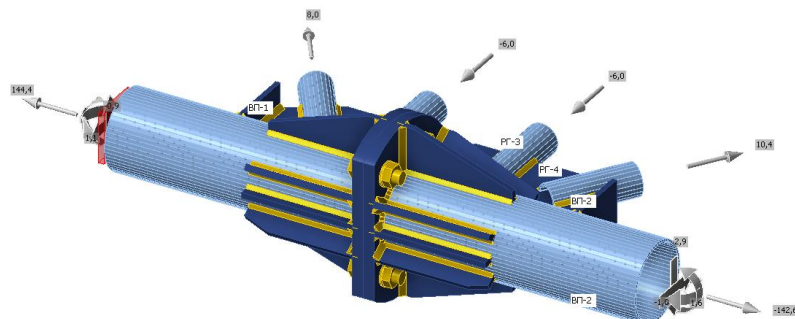


Рисунок 4.104. Монтажний стик нижнього поясу просторового блоку ферми

Дана особливість вузлового з'єднання супроводжується введенням додаткових ненаскрізних ребер жорсткості з кутом ухилу 30° для розуміння впливу та розподілу внутрішніх еквівалентних напружень фланцевого з'єднання (рисунок 4.105).

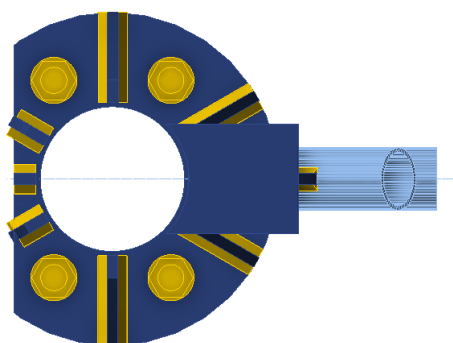


Рисунок 4.105. Розріз монтажного стику нижнього поясу просторового блоку ферми

В результаті виконаного розрахунку визначено еквівалентні внутрішні зусилля вузлового з'єднання з зазначенням шкали розподілу напружень (рисунок 4.106).

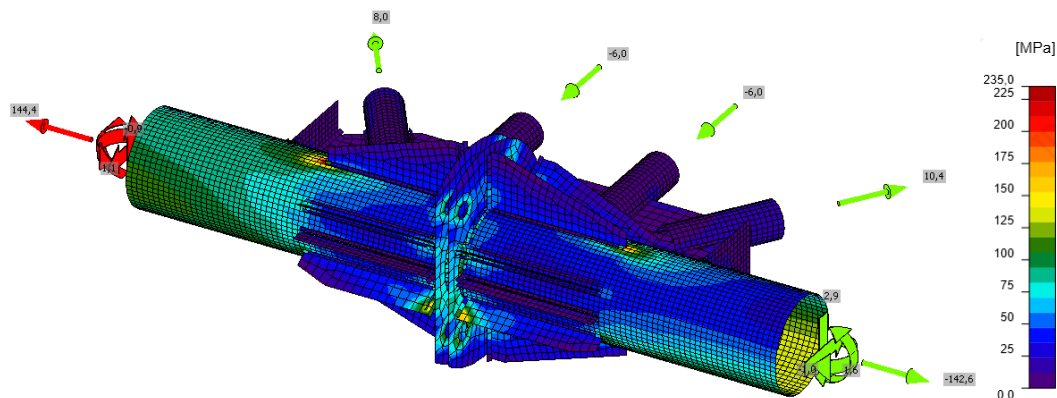


Рисунок 4.106. Розподіл внутрішніх еквівалентних напружень

На основі числового моделювання компонентним методом скінчених елементів слід зазначити, що розподіл внутрішніх еквівалентних напружень вузлового з'єднання показує, що в межах фланцевого з'єднання зусилля не перевищують понад 125 МПа (рисунок 4.107).

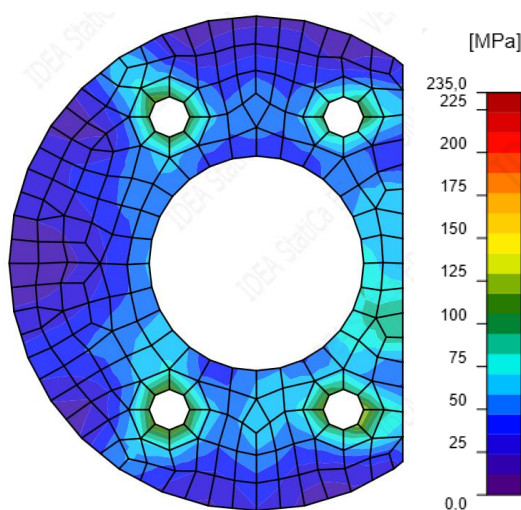


Рисунок 4.107. Розподіл внутрішніх еквівалентних напружень по фланцю

Розподіл зусиль по довжині зварних швів характеризується коливанням напружень без значних пікових концентрацій та зменшенням максимальних еквівалентних напружень на 3,85% в порівнянні з Моделлю 6 (рисунок 4.108).

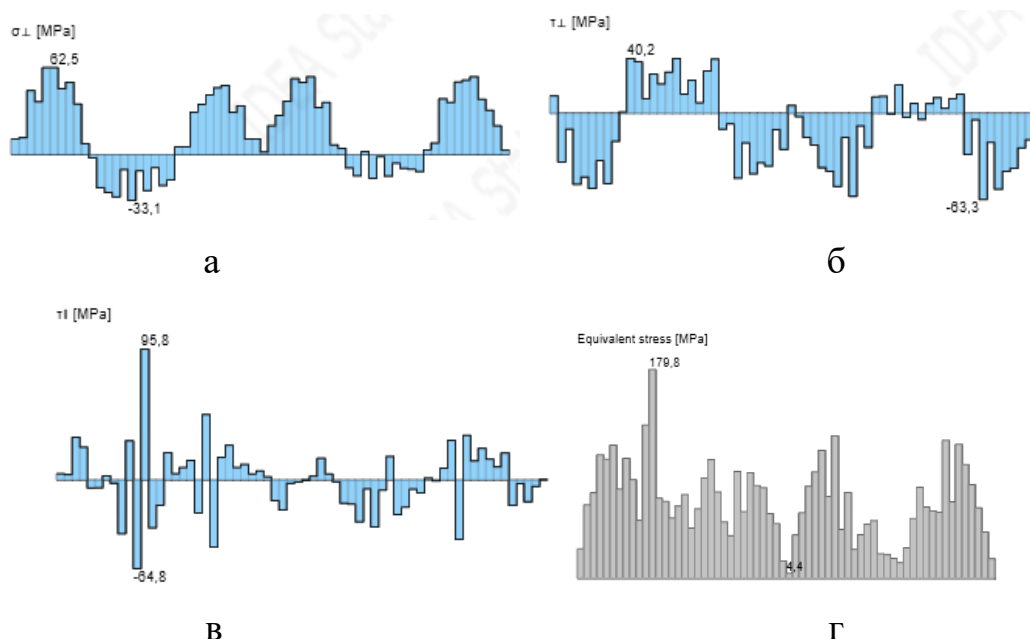


Рисунок 4.108. Зусилля по довжині зварних швів. а – нормальні напруження, перпендикулярні до лінії шва; б – дотичні напруження, перпендикулярні до осі шва; дотичні напруження, паралельні до осі шва; г – еквівалентні напруження (за Губером-Мізесом), що враховують комбінацію всіх складових

Згідно розподілу внутрішніх еквівалентних напружень вузлового з'єднання отримано результат, що показує змішаний перехід напружень від 15 МПа до 150 МПа та зменшення пікових напруження з локальною точковою концентраціями в крайовій ділянці зварювання горизонтального ребер в порівнянні (рисунок 4.109).

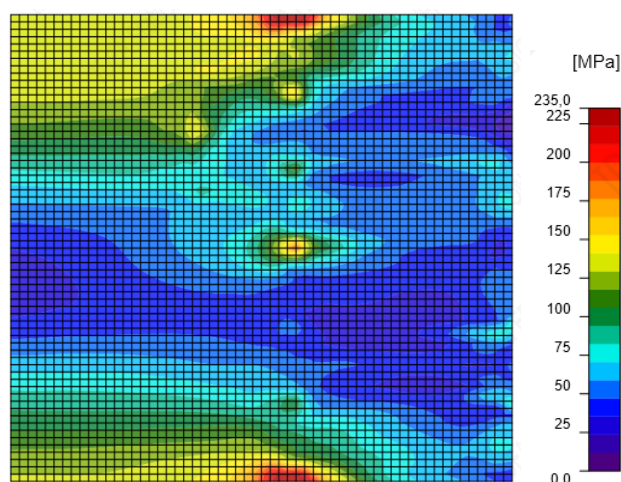


Рисунок 4.109. Розгортка розподілу еквівалентних напружень нижнього поясу

Розрахункове стискаюче напруження, що виникає від дії болтового з'єднання по

фланця не перевищують 23,6 МПа, що на 20,34% менше в порівнянні з Моделлю 6 (рисунок 4.110).

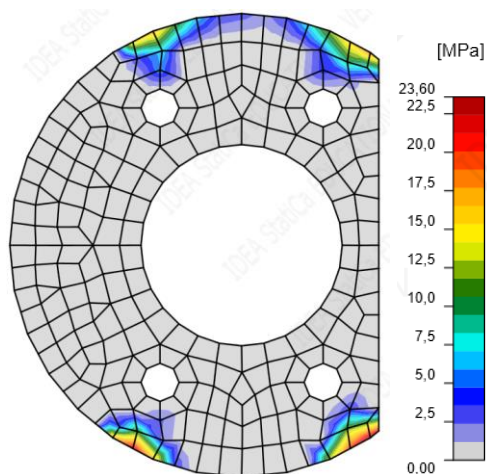


Рисунок 4.110. Розрахункове стискаюче напруження від дії болтового з'єднання по фланцю

На підставі отриманих результатів розподілу напружень, можна вважати, що вузол може розглядатися, як пружно закріплений.

Модель 8. Монтажний стик нижнього поясу просторового блоку ферми (рисунок 4.111).

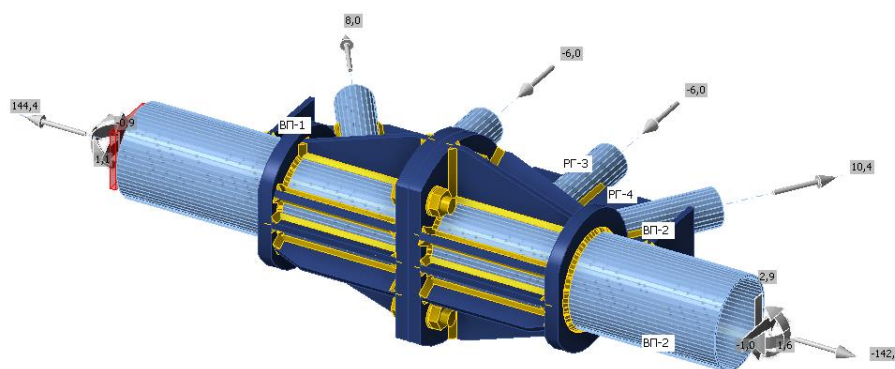


Рисунок 4.111. Монтажний стик нижнього поясу просторового блоку ферми

Дана особливість вузлового з'єднання супроводжується введенням додаткових ненаскрізних ребер жорсткості з кутом ухилу 30° , але при цьому вводиться жорсткісне кільце по зовнішньому периметру труби. Важливою умовою даного введення повинно

становити з умови $t_f \leq t_r$ (рисунок 4.112).

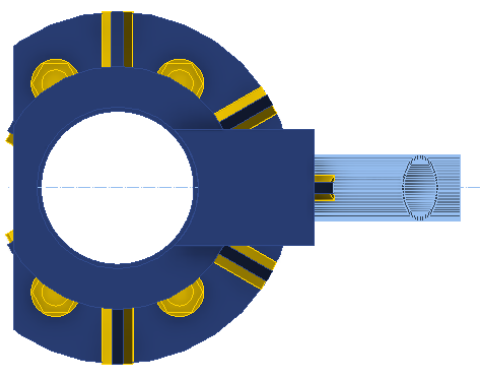


Рисунок 4.112. Розріз монтажної стики нижнього поясу просторового блоку ферми

В результаті виконаного розрахунку визначено еквівалентні внутрішні зусилля вузлового з'єднання з зазначенням шкали розподілу напружень (рисунок 4.113).

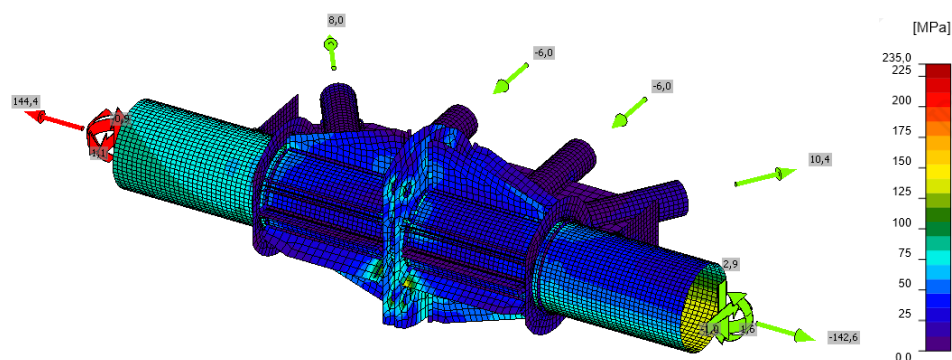


Рисунок 4.113. Розподіл внутрішніх еквівалентних напружень

На основі числового моделювання компонентним методом скінчених елементів слід зазначити, що розподіл внутрішніх еквівалентних напружень вузлового з'єднання показує, що в межах фланцевого з'єднання зусилля не перевищують понад 75 МПа, окрім точкової концентрації напружень в ділянках отворів під болтове з'єднання (рисунок 4.114).

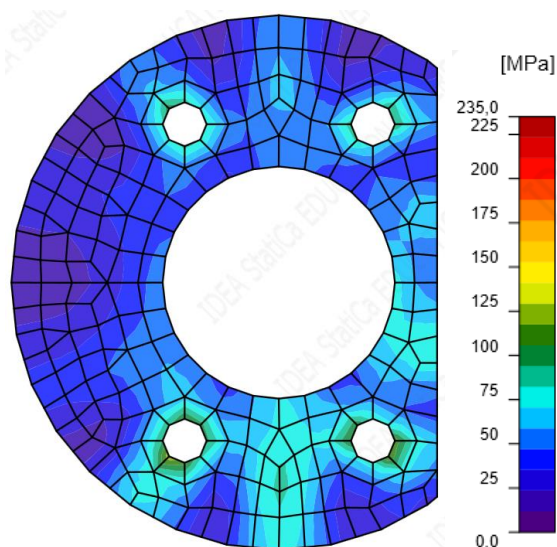


Рисунок 4.114. Розподіл внутрішніх еквівалентних напружень по фланцю

Розподіл зусиль по довжині зварних швів характеризується коливанням напружень без значних пікових концентрацій та зменшенням максимальних еквівалентних напружень на 26,86% в порівнянні з Моделлю 7 (рисунок 4.115).

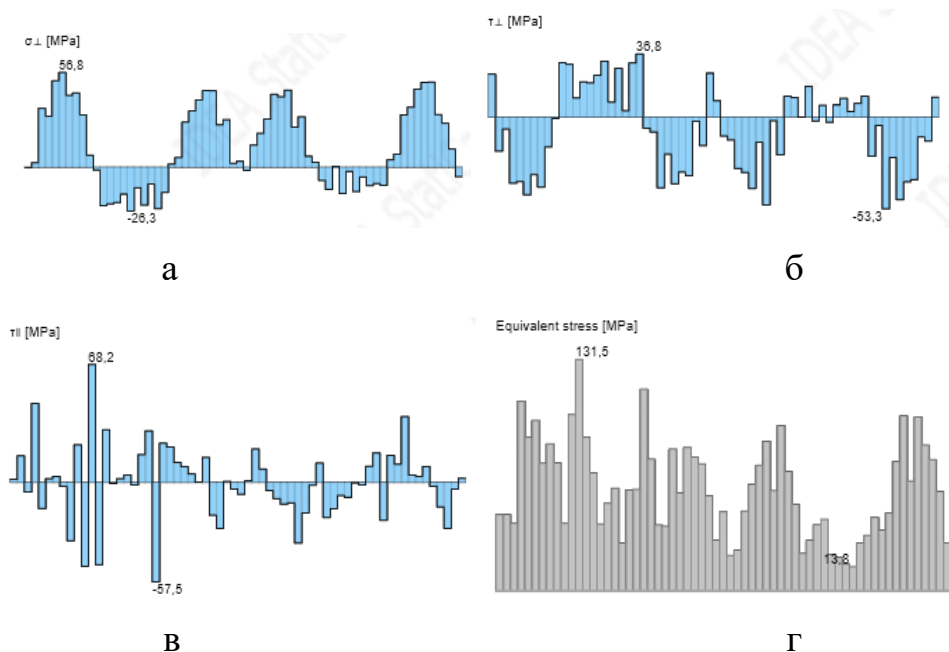


Рисунок 4.115. Зусилля по довжині зварних швів. а – нормальні напруження, перпендикулярні до лінії шва; б – дотичні напруження, перпендикулярні до осі шва; дотичні напруження, паралельні до осі шва; г – еквівалентні напруження (за Губером-Мізесом), що враховують комбінацію всіх складових

Згідно розподілу внутрішніх еквівалентних напружень вузлового з'єднання

отримано результат, що показує лінійний перехід напружень від 15 МПа до 150 МПа та відсутності пікових локальних напружень (рисунок 4.116).

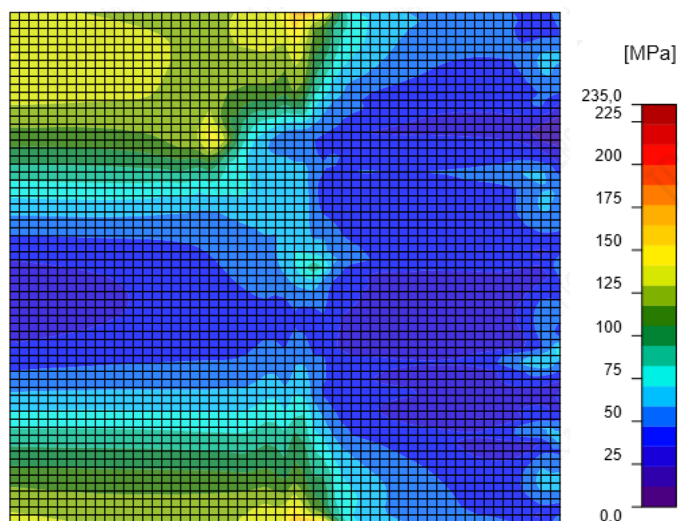


Рисунок 4.116. Розгортка розподілу еквівалентних напружень верхнього поясу

Розрахункове стискаюче напруження, що виникає від дії болтового з'єднання по фланця не перевищують 26,3МПа, що на 11,44% більше в порівнянні з Моделлю 7 (рисунок 4.117).

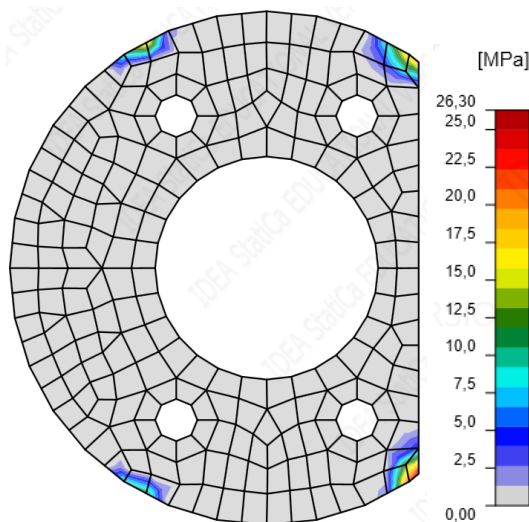


Рисунок 4.117. Розрахункове стискаюче напруження від дії болтового з'єднання по фланцю

На підставі отриманих результатів розподілу напружень, можна вважати, що вузол може розглядатися, як жорстко закріплений.

4.4 Висновки до розділу 4

За результатами проведених досліджень в розділі 4 були зроблені наступні висновки:

1. Розроблено науково обґрунтований теоретичний підхід, спрямований на підвищення точності оцінювання напружено-деформованого стану та несучої здатності зварних швів у фланцевих з'єднаннях із врізаними ребрами жорсткості сталевих ферм, виконаних із порожнистих трубчастих профілів.

2. Нова методика розрахунку забезпечує можливість оцінювання просторової нерівномірності розподілу зусиль у зварних швах, що формують приєднання фланцевого вузла до трубчастих елементів. Проведена верифікація результатів із використанням чисельного моделювання методом скінченних елементів засвідчила їхній якісний взаємний збіг.

3. Методика може бути застосована під час розрахунку зварних швів багатоболтових фланцевих вузлів із ребрами жорсткості у сталевих фермах, елементи яких виконані з круглих, квадратних або прямокутних порожнистих гнутозварних замкнених профілів.

4. Чисельне дослідження жорсткісних характеристик фланцевих вузлів з попереднім напруженням болтів та обрізаними фланцями з їх розкриттям дає змогу відійти від класичного підходу аналізу загальної жорсткості з'єднання та не лише аналізувати напруження в вузлових з'єднаннях, але і впливати та структурувати розподіл напружень, при цьому не змінюючи переріз основного несучого елементу.

РОЗДІЛ 5. МОДЕЛЮВАННЯ ЗНОСУ ЦИНКОВОГО ПОКРИТТЯ ПОВЕРХНІ ЕЛЕМЕНТІВ І ВУЗЛІВ ПРОСТОРОВОГО СТАЛЕВОГО БЛОКУ ФЕРМ З ТРУБ

5.1. Принципи побудови фізико-математичної моделі фізичного зносу цинкового покриття поверхні сталевих елементів при довготривалій експлуатації

У науковій праці запропоновано удосконалену фізико-математичну модель фізичного зносу цинкового покриття поверхні елементів і вузлів сталевих дорожніх конструкцій в умовах експлуатації міста на відкритому просторі.

Опис конструкції просторового блоку сталевих ферм та її конструктивні особливості описані у другому розділі наукової праці.

Проведено натурні обстеження фізичного зносу цинкового покриття поверхні елементів блоків сталевих ферм дорожніх конструкцій для дорожніх інформаційно-безпекових систем після більш ніж десятирічної роботи в умовах міста Києва.

Автор безпосередньо брав участь в натурному обстеженні споруди над дорогами, проводив заміри товщин цинкового покриття, визначення прогинів конструкцій за допомогою геодезичних приладів, визначав через заміри недосконалості елементів конструкцій, вигин елементів, їх пошкодження, відхилення від проектного рішення. В подальшому автор провів аналіз отриманих результатів і розробив під керівництвом наукового керівника проф. д.т.н. Білика С.І. фізико-математичну модель зносу цинкового покриття поверхні елементів сталевих блоку ферм.

Слід відзначити, що такі натурні дослідження проведені в Україні вперше. Актуальність досліджень ефективності використання цинкового покриття для збереження сталевих фондів та його захисту від корозії є актуальною задачею у світі. За технічними оцінками різних експертів від 3/4...5/6 певна частка сталі зі змонтованих металоконструкцій після завершення їхнього ресурсу повертається на металургійні підприємства у вигляді металобрухту для подальшого переплавлення. Таким чином, можна сказати, що близько 10%...15% виплавленого металу після

закінчення життєвого циклу конструкцій будівель і споруд становлять втрати, більша доля з яких це втрати на корозію металу.

У глобальній практиці простежується стійка тенденція до зростання сукупних витрат, пов'язаних із протидією корозійному руйнуванню. При цьому матеріальні затрати на заходи захисту від корозії виявляються у кілька разів більшими, ніж витрати, необхідні для подальшої заміни пошкоджених конструктивних елементів. А використання цинкового покриття поверхні елементів сталевих конструкцій в умовах підвищеного корозійного впливу також показали свою ефективність.

Обстеження конструкцій в рамках моніторингу технічного стану є визначення місць значного корозійного зносу і зменшення товщини антикорозійного покриття. Так як такі роботи і відповідні дослідження є попередженням корозійного руйнування конструкцій.

Таким чином, використання цинкового антикорозійного покриття поверхні сталевих конструкцій і подальше дослідження фізичного зносу такого покриття після тривалої експлуатації є актуальною науково-технічною задачею. В окремих статтях втрати металу від корозії під час експлуатації конструкції рекомендують прирівняти до відповідного обсягу виплавлення сталі і відповідного зменшення позитивного впливу на екологію навколишнього середовища.

Складність напружено-деформованого стану несучих систем зумовлює потребу розглядати вплив корозійного зношування диференційовано для окремих груп елементів, що працюють у межах однієї конструктивної схеми [2,29,30,31]. Це повною мірою стосується й легких сталевих систем підвищеної ефективності, для яких забезпечення корозійної стійкості є особливо важливим унаслідок малої товщини стінок профілів [11,26,32]. Принциповими головними технологічними підходами щодо підвищення опору корозії конструктивних систем розділяють на такі групи: лакофарбові покриття, гаряче гальванічне оцинкування поверхні сталевих конструкцій, холодне цинкування сумішами, захист полімерними плівками, використання корозійностійких сталей. Аналіз впливу корозії на сталеві конструкції детально приведений зокрема в роботах [29,30,31].

В міжнародних стандартах ISO 9223 [36] прийняті такі категорії агресивності атмосферного середовища: C1 – дуже слабка (дуже низький вплив); C2 – слабка (низький вплив); C3 – середня (помірний вплив); C4 – висока (сильний вплив); C5 – дуже висока (дуже сильний вплив); CX – екстремальна висока агресивність (екстремально високий вплив). Запропонована в стандартах класифікація рівнів агресивності атмосфери переважно орієнтована на оцінювання рівномірного типу корозії. Натомість локальна (точкова) корозія потребує окремого дослідження та встановлення чинників впливу. Для кожної категорії агресивності задається відповідна швидкість корозійного руйнування цинку або сталі за рік – r_{cor} [г/(м²рік)] втрат за товщиною покриття або шару металу – r_{cor} [мкм/(рік)]. При цьому інтервали можливих втрат захисного шару для кожного класу є доволі широкими. Водночас чинний стандарт не передбачає поділу конструкції як просторової системи на окремі характерні групи елементів (колони, ферми, горизонтальні та вертикальні в'язі). А це необхідно роботи так як групи конструктивних елементів мають своє розташування у просторі і вплив агресивності середовища може бути різний. Особливо це стосується конструкцій розташованих на відкритому просторі, які експлуатують в умовах агресивності атмосферного середовища. Існує низка емпіричних залежностей, за допомогою яких оцінюють інтенсивність зменшення товщини цинкового шару. У таких моделях величина корозійного зносу визначається комплексом кліматичних факторів, зокрема середньорічною температурою повітря, середнім рівнем відносної вологості, а також вмістом у довкіллі сполук SO₂ та хлоридів. [2,29,30,31], але не враховується вплив швидкості вітру, розташування конструкцій, перепад температур, що ускладнює задачу і потребує моніторингу протягом кожного року для металоконструкцій просторових блоків.

Тому найбільш ефективний підхід з позицій зменшення витрат на обстеження і моніторинг конструкцій є підхід із створенням фізико-математичної моделі на підставі експериментальних даних отриманих при натурному обстеженні конструкцій з періодичністю раз на 2-3 роки.

Актуальність досліджень також обумовлена необхідністю вдосконалення методики прогнозування корозійного зносу конструктивних рішень [15,33,34,35], які

експлуатуються в агресивних середовищах, а також оцінити їх вплив на вибір оптимальних і раціональних конструктивних рішень.

Таким чином, є можливість сформулювати принципові положення методики оцінки фізичного зносу оцинкованого покриття поверхні сталевих конструкцій при експлуатації в агресивному середовищі:

1. Оцінка фізичного зносу цинкового покриття на підставі технічного інструментального обстеження.
2. Виділення груп елементів з різним корозійним зносом (елементи ферм, колони, вузли) в залежності від розташування.
3. Створення фізико-математичної моделі зменшення товщини цинкування поверхні елементів конструкцій. Розробка методики прогнозування зменшення товщини цинкування поверхні елементів конструкцій.
4. Аналіз результатів експериментальних досліджень. Коригування методики прогнозування.
5. Розрахунок терміну експлуатації.
6. Розробка рекомендацій.

5.2. Створення фізико-математичної моделі зміни товщини оцинкованого покриття поверхні сталевих елементів при експлуатації в агресивному середовищі

На основі результатів технічного обстеження та даних моніторингу натурного зразка дорожньої просторової конструкції розроблено фізико-математичну модель процесу зносу цинкового захисного шару на поверхні сталевих елементів ферм.

Спираючись на результати досліджень різних науковців та експериментальні дані, отримані автором у межах цієї роботи (розділ 5.3), встановлено, що початкова швидкість втрати цинкового шару для всіх кліматичних категорій становить орієнтовно 4–5 мкм/рік, після чого темп корозійного зносу поступово знижується та переходить у стабілізований режим.

Прийнята експоненціальна залежність між втратами цинку (зменшення товщини цинкового покриття поверхні сталевих елементів) (a_{corrC}) та періодом експлуатації (T_{exp}).

Запропоновано, що зменшення товщини оцинкування сталевих елементів слід розділяти для різних груп елементів конструкції та вузлів в залежності від їх розташування. Для цього на елементах визначають характерні контрольні точки (зони поверхні), де контролюється зменшення товщини оцинкування під час експлуатації.

Припущено, що в кожній окремій контрольній точці поверхні елемента швидкість зменшення антикорозійного покриття буде різною. Зміна зменшення товщини цинкового покриття поверхні сталевих елементів у часі слід називати швидкістю втрати цинку. Швидкість зносу цинкового шару (зменшення товщини) характеризується відносним показником зменшення товщини цинкового покриття (α_k) в залежності проектного терміну експлуатації (T_0) та передбаченої проектом початкової товщини цинкового захисного шару (t_{corr0}).

$$a_{corrC} = t_{corr0}(1 - e^{-\alpha_k T_0 exp}) \quad (5.1)$$

З урахуванням фактичного строку експлуатації (T_{exp}) і проектних вихідних параметрів (t_{corr0} , T_0) стає можливим визначення динаміки зменшення товщини цинкового покриття в часі. Таке оцінювання базується на експериментальних даних моніторингу, отриманих під час натурного технічного обстеження конструкцій. Також відкривається можливість та прогнозування подальшого зменшення антикорозійного покриття за експериментальними даними натурного обстеження. Швидкість зменшення товщини цинкового покриття характеризується параметром (α_k), який пропонується визначати за формулою:

$$\alpha_k = \frac{t_{corrCi} - t_{corrCi+1}}{t_{corr0}} \frac{T_0}{T_{i+1} - T_i} \quad (5.2)$$

Залишкова товщина цинкового покриття (t_{corrC}) поверхні металоконструкцій при проектній товщині цинкового покриття поверхні металоконструкцій (t_{corr0}) буде:

$$t_{corrC} = t_{corr0} - a_{corrC} \quad (5.3)$$

В останній формулі позначено через a_{corrC} значення дійсного зносу

встановленого за експериментальними дослідженнями певної групи конструктивних елементів.

Так як параметр α_k швидкості втрати цинкового покриття поверхні металоконструкцій є безрозмірна величина, тому є можливість наперед побудувати аналітичні залежності прогнозування зміни антикорозійного захисту конструкцій в залежності від даного параметру.

Проведені числові дослідження функції (5.1, 5.2) при різних параметрах швидкості зносу цинкового покриття (рисунок 5.1, 5.2).

Побудовані номограми дають змогу для кожного типу конструктивних елементів визначати закономірності зміни товщини цинкового захисного шару в часі на основі експериментальних даних. Відповідно, використання отриманих аналітичних залежностей (5.1, 5.2, 5.3) забезпечує можливість прогнозувати залишковий строк експлуатації кожної групи елементів конструктивної системи до чергового циклу ремонтних заходів та технічного обстеження.

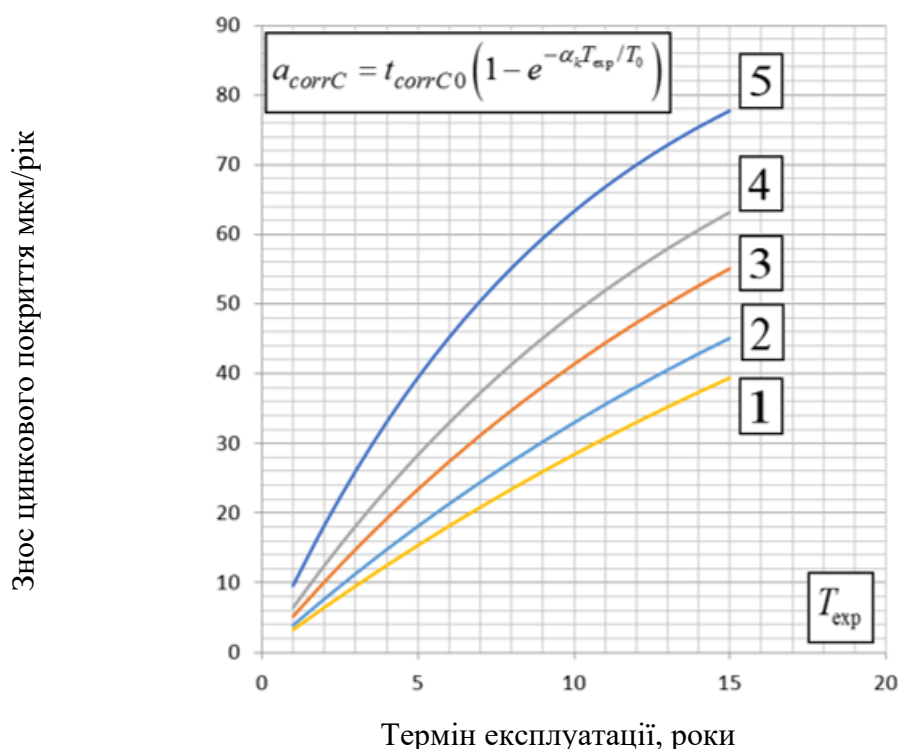


Рисунок 5.1. Знос цинкового покриття сталевих конструкцій в залежності від швидкості корозії і терміну експлуатації конструкцій: графік 1 – $\alpha_k=0,5$; графік 2 – $\alpha_k=0,6$; графік 3 – $\alpha_k=0,8$; графік 4 – $\alpha_k=1,0$; графік 5 – $\alpha_k=1,5$, α_k – параметр швидкості корозії

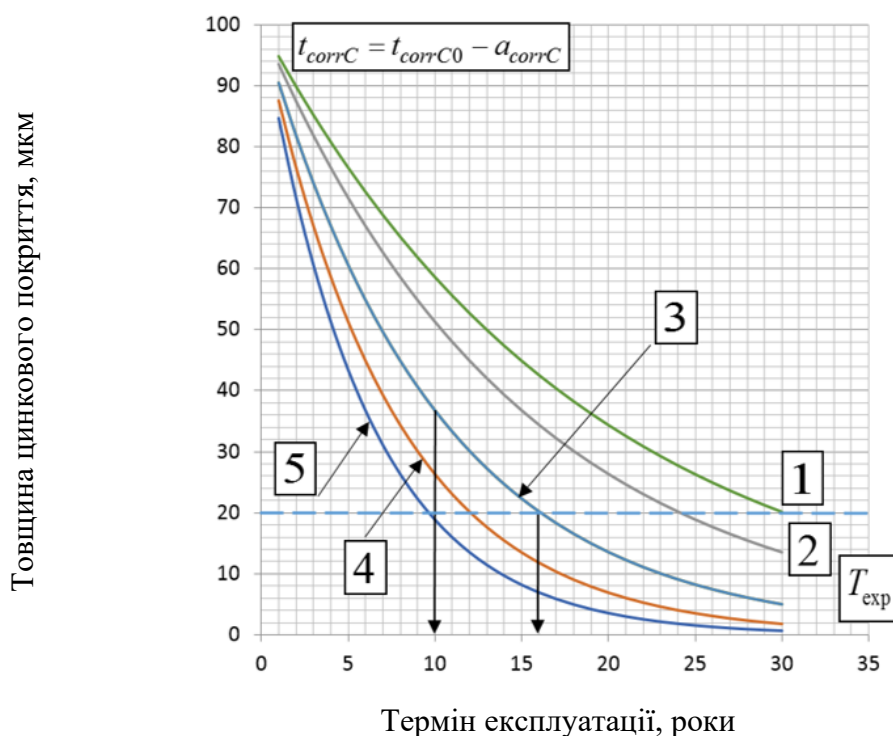


Рисунок 5.2. Товщина цинкового покриття сталевих конструкцій в залежності від швидкості корозії і терміну експлуатації конструкцій: графік 1 – $\alpha_k=0,8$; графік 2 – $\alpha_k=1,0$; графік 3 – $\alpha_k=1,5$; графік 4 – $\alpha_k=2,0$; графік 5 – $\alpha_k=2,5$, α_k – параметр швидкості корозії

Приклад 5.1. Термін експлуатації цинкового покриття поверхні сталевих конструкцій $T_0=15$ років. Через 10 років ($T_{i+1} - T_i=10$) встановлено, що втрата захисного шару цинку становила $a_{corrC}=60$ мкм, проектне значення шару покриття $t_{corrC0}=120$ мкм, таким чином залишковий ресурс $t_{corrC}=120-60=60$ мкм. Параметр зміни швидкості зменшення антикорозійного покриття становить при початковому значенні $t_{corrCi}=t_{corr0}=120$ мкм і кінцевому значенні товщини цинку $t_{corrCi+1}=60$ мкм.

$$\alpha_k = \frac{t_{corrCi} - t_{corrCi+1}}{t_{corr0}} \frac{T_0}{T_{i+1} - T_i} = \left[\frac{120 - 60}{120} \right] \left[\frac{15}{10 - 0} \right] = 0,75.$$

Приймається параметр швидкості зменшення товщини антикорозійного цинкового покриття $\alpha_k=0,8$. За рисунком 5.2 (графік 1) видно, що термін експлуатації може бути подовжений, з подальшим уточненням терміну експлуатації конструкцій.

Приклад 5.2. Термін експлуатації цинкового покриття поверхні сталевих

конструкцій $T_0=15$ років. Через 10 років ($T_{i+1} - T_i=10$) встановлено що втрата $a_{corrC}=100$ мкм, проектне значення шару покриття $t_{corrC0}=120$ мкм, таким чином залишковий ресурс $t_{corrC}=120-100=20$ мкм. Параметр зміни швидкості зменшення антикорозійного покриття становить при початковому значенні $t_{corrCi}=t_{corr0}=120$ мкм і кінцевому значенні товщини цинку $t_{corrCi+1}=20$ мкм.

$$\alpha_k = \frac{t_{corrCi} - t_{corrCi+1}}{t_{corr0}} \frac{T_0}{T_{i+1} - T_i} = \left[\frac{120 - 20}{120} \right] \left[\frac{15}{10 - 0} \right] = 1,25.$$

Приймається параметр швидкості зменшення товщини антикорозійного цинкового покриття поверхні сталевих конструкцій $\alpha_k=1,25$. За рисунком 5.2 (графік 2, 3) видно, що при товщині цинкового захисного шару 20 мкм термін експлуатації може бути подовжений, але обстеження слід проводити через рік, і розділити аналіз зменшення антикорозійного покриття конструкцій корозію на групи конструкцій з подальшим уточненням терміну експлуатації конструкцій.

Приклад 5.3. Термін експлуатації цинкового покриття поверхні сталевих конструкцій $T_0=15$ років. Через 10 років ($T_{i+1} - T_i=10$) встановлено що втрата $a_{corrC}=110$ мкм, проектне значення шару покриття $t_{corrC0}=120$ мкм, таким чином залишковий ресурс $t_{corrC}=120-110=10$ мкм. Параметр зміни швидкості зменшення антикорозійного покриття становить при початковому значенні $t_{corrCi}=t_{corr0}=120$ мкм і кінцевому значенні товщини цинку $t_{corrCi+1}=10$ мкм.

$$\alpha_k = \frac{t_{corrCi} - t_{corrCi+1}}{t_{corr0}} \frac{T_0}{T_{i+1} - T_i} = \left[\frac{120 - 10}{120} \right] \left[\frac{15}{10 - 0} \right] = 1,375$$

Приймається параметр швидкості зменшення товщини антикорозійного цинкового покриття поверхні сталевих конструкцій $\alpha_k=1,5$. За рисунком 5.2 (графік 3) видно, що при товщині цинкового захисного шару 10 мкм термін експлуатації може бути подовжений, але слід надати рекомендації щодо відновлення захисного антикорозійного шару, так як мінімальний захисний шар не повинен бути менше 10-20 мкм.

5.3. Експериментальні дослідження зміни товщини оцинкованого покриття поверхні сталевих елементів при експлуатації в агресивному середовищі

Висвітлені дослідження реальної сталевий просторової конструкції дорожніх сталевих ферм для інформаційних систем безпеки на дорогах після 10 років експлуатації в умовах міста Києва. Споруда складається з наскрізних двогілкових колон і просторового блоку сталевих ферм з труб (детальний опис конструкції наведений в розділі 2). Просторовий блок ферм сформовано з уніфікованих секцій, що об'єднані вертикальними і горизонтальними в'язями і стикуються між собою за допомогою фланцевих з'єднань [33].

Конструкція споруди утворена просторовою решітчастою системою (блоком сталевих ферм) загальною довжиною 34 м та поперечними розмірами в осях $2 \times 1,3$ м. Монтаж здійснюється з п'яти уніфікованих секцій довжиною 5 та 8 м. Відповідно до проектних вимог, елементи сталевий системи захищені антикорозійним покриттям, сформованим методом гарячого цинкування у гальванічних ваннах.

Виконано вимір товщини оцинкування труб та листових деталей сталевих конструкції просторової ферми. Товщину цинкового покриття труб та сталевих пластин виміряно за допомогою ультразвукового товщиноміру покриттів «NOVOTEST ТП-1», який має діапазон вимірювання 0-300 мкм, прилад калібрований, точність вимірювання $\pm(0,03h+0,001)$ мм, умови експлуатації: $\pm 0 \sim +45^{\circ}\text{C}$. Товщину труб виміряно за допомогою ультразвукового товщиноміру «Walcom ТМ-8812», нижня границя розміру сталевих труб: $\varnothing 15 \times 2.0$ мм , $\varnothing 20 \times 3.0$ мм, прилад калібрований, точність вимірювання $\pm 0,5\% + 0,1$ мм, умови експлуатації: $-10^{\circ}\text{C} \sim +60^{\circ}\text{C}$.

За результатами проведених досліджень визначено доцільність класифікації елементів конструкції на окремі групи залежно від річної інтенсивності втрати цинкового покриття. До таких груп віднесено просторовий блок ферм, фланцеві з'єднання та колони.

За вимогами нормативних документів рекомендовано товщину оцинкованого покриття при слабоагресивному ступені середовища впливу на сталеві конструкції

товщину оцинкованого покриття 60-100 мкм (0,06..0,1 мм).

Отримані експериментальні дані при натурному обстеженні товщини цинкового захисного шару поверхні труб конструкцій над дорогами при довготривалій експлуатації в умовах міста.

Приклад 5.4. Визначення параметра швидкості зменшення антикорозійного покриття поверхні верхнього поясу сталевих ферм.

Термін експлуатації цинкового покриття поверхні сталевих конструкцій $T_0=15$ років. Через 10 років ($T_{i+1} - T_i=10$) встановлено що втрата $a_{corrC}=25$ мкм, проектне значення шару покриття прийнято $t_{corrC0}=80$ мкм, таким чином залишковий ресурс $t_{corrC}=80-25=55$ мкм. Параметр зміни швидкості зменшення антикорозійного покриття становить при початковому значенні $t_{corrCi}=t_{corr0}=80$ мкм і кінцевому значенні товщини цинку $t_{corrCi+1}=55$ мкм.

$$\alpha_k = \frac{t_{corrCi}-t_{corrCi+1}}{t_{corr0}} \frac{T_0}{T_{i+1}-T_i} = \left[\frac{80-55}{80} \right] \left[\frac{15}{10-0} \right] = 0,47$$

Приймається параметр швидкості зменшення товщини антикорозійного цинкового покриття поверхні сталевих конструкцій $\alpha_k=0,5$. За рисунком 5.3 (графік 1) видно, що при товщині цинкового захисного шару 55 мкм термін експлуатації може бути подовжений, з подальшим уточненням терміну експлуатації конструкцій.

Приклад 5.5. Визначення параметра швидкості зменшення антикорозійного покриття поверхні нижнього поясу сталевих ферм.

Термін експлуатації цинкового покриття поверхні сталевих конструкцій $T_0=15$ років. Через 10 років ($T_{i+1} - T_i=10$) встановлено що втрата $a_{corrC}=37$ мкм, проектне значення шару покриття прийнято $t_{corrC0}=80$ мкм, таким чином залишковий ресурс $t_{corrC}=80-37=43$ мкм. Параметр зміни швидкості зменшення антикорозійного покриття становить при початковому значенні $t_{corrCi}=t_{corr0}=80$ мкм і кінцевому значенні товщини цинку $t_{corrCi+1}=43$ мкм.

$$\alpha_k = \frac{t_{corrCi}-t_{corrCi+1}}{t_{corr0}} \frac{T_0}{T_{i+1}-T_i} = \left[\frac{80-43}{80} \right] \left[\frac{15}{10-0} \right] = 0,7$$

Приймається параметр швидкості зменшення товщини антикорозійного цинкового покриття поверхні сталевих конструкцій $\alpha_k=0,7$. За рисунком 5.3 (графік 2) видно, що при товщині цинкового захисного шару 43 мкм термін експлуатації може

бути подовжений, з подальшим уточненням терміну експлуатації конструкцій.

Приклад 5.6. Визначення параметра швидкості зменшення антикорозійного покриття поверхні розкосу Ø 76x4 сталевих ферм.

Термін експлуатації цинкового покриття поверхні сталевих конструкцій $T_0=15$ років. Через 10 років ($T_{i+1} - T_i=10$) встановлено що втрата $a_{corrC}=57$ мкм, проектне значення шару покриття прийнято $t_{corrC0}=80$ мкм, таким чином залишковий ресурс $t_{corrC}=80-57=23$ мкм. Параметр зміни швидкості зменшення антикорозійного покриття становить при початковому значенні $t_{corrCi}=t_{corro}=80$ мкм і кінцевому значенні товщини цинку $t_{corrCi+1}=23$ мкм.

$$\alpha_k = \frac{t_{corrCi}-t_{corrCi+1}}{t_{corro}} \frac{T_0}{T_{i+1}-T_i} = \left[\frac{80-23}{80} \right] \left[\frac{15}{10-0} \right] = 1,07$$

Приймається параметр швидкості зменшення товщини антикорозійного цинкового покриття поверхні сталевих конструкцій $\alpha_k=1,1$. За рисунком 5.3 (графік 3, 4) видно, що при товщині цинкового захисного шару 23 мкм термін експлуатації може бути подовжений, але обстеження слід проводити через рік, і розділити аналіз зменшення антикорозійного покриття конструкцій корозію на групи конструкцій з подальшим уточненням терміну експлуатації конструкцій.

Приклад 5.7. Визначення параметра швидкості зменшення антикорозійного покриття поверхні розкосу Ø 57x4 сталевих ферм.

Термін експлуатації цинкового покриття поверхні сталевих конструкцій $T_0=15$ років. Через 10 років ($T_{i+1} - T_i=10$) встановлено що втрата $a_{corrC}=49$ мкм, проектне значення шару покриття прийнято $t_{corrC0}=80$ мкм, таким чином залишковий ресурс $t_{corrC}=80-49=31$ мкм. Параметр зміни швидкості зменшення антикорозійного покриття становить при початковому значенні $t_{corrCi}=t_{corro}=80$ мкм і кінцевому значенні товщини цинку $t_{corrCi+1}=31$ мкм.

$$\alpha_k = \frac{t_{corrCi}-t_{corrCi+1}}{t_{corro}} \frac{T_0}{T_{i+1}-T_i} = \left[\frac{80-31}{80} \right] \left[\frac{15}{10-0} \right] = 0,92$$

Приймається параметр швидкості зменшення товщини антикорозійного цинкового покриття поверхні сталевих конструкцій $\alpha_k=0,95$. За рисунком 5.3 (графік 2, 3) видно, що при товщині цинкового захисного шару 31 мкм термін експлуатації може бути подовжений, але обстеження слід проводити через рік, і розділити аналіз

зменшення антикорозійного покриття конструкцій корозію на групи конструкцій з подальшим уточненням терміну експлуатації конструкцій.

Таблиця 5.1. Зведені значення перерізів та товщин оцинкування в елементах поясів та розкосів просторової ферми з боку проспекту С. Бендери і повороту на вул. С. Складаренка

№ п/п	Елемент (за проектом) ДСТУ 8943:2019	Середнє значення t_{corrC} , мкм	S, мм	Параметр швидкості корозії покриття поверхні сталевій конструкції, α_k
1	Нижній пояс Ø 140x6,0	43	5,9...6,0	0,47
2	Верхній пояс Ø 140x6,0	55	5,9...6,0	0,7
3	Розкіс Ø 76x4	23	3,9...4,0	1,07
4	Розкіс Ø 57x4	31	3,9...4,0	0,92

Приклад 5.8. Визначення параметра швидкості зменшення антикорозійного покриття поверхні колони Ø 273x6 сталевих ферм.

Термін експлуатації цинкового покриття поверхні сталевих конструкцій $T_0=15$ років. Через 10 років ($T_{i+1} - T_i=10$) встановлено що втрата $a_{corrC}=46$ мкм, проектне значення шару покриття прийнято $t_{corrC0}=80$ мкм, таким чином залишковий ресурс $t_{corrC}=80-46=34$ мкм. Параметр зміни швидкості зменшення антикорозійного покриття становить при початковому значенні $t_{corrCi}=t_{corr0}=80$ мкм і кінцевому значенні товщини цинку $t_{corrCi+1}=34$ мкм.

$$\alpha_k = \frac{t_{corrCi} - t_{corrCi+1}}{t_{corr0}} \frac{T_0}{T_{i+1} - T_i} = \left[\frac{80-34}{80} \right] \left[\frac{15}{10-0} \right] = 0,86$$

Приймається параметр швидкості зменшення товщини антикорозійного цинкового покриття поверхні сталевих конструкцій $\alpha_k=0,9$. За рисунком 5.3 (графік 2, 3) видно, що при товщині цинкового захисного шару 34 мкм термін експлуатації може бути подовжений, але обстеження слід проводити через рік, і розділити аналіз зменшення антикорозійного покриття конструкцій корозію на групи конструкцій з

подальшим уточненням терміну експлуатації конструкцій.

Приклад 5.9. Визначення параметра швидкості зменшення антикорозійного покриття поверхні фасонки горизонтальних.

Термін експлуатації цинкового покриття поверхні сталевих конструкцій $T_0=15$ років. Через 10 років ($T_{i+1} - T_i=10$) встановлено що втрата $a_{corrC}=50$ мкм, проектне значення шару покриття прийнято $t_{corrC0}=80$ мкм, таким чином залишковий ресурс $t_{corrC}=80-30=50$ мкм. Параметр зміни швидкості зменшення антикорозійного покриття становить при початковому значенні $t_{corrCi}=t_{corr0}=80$ мкм і кінцевому значенні товщини цинку $t_{corrCi+1}=50$ мкм.

$$\alpha_k = \frac{t_{corrCi}-t_{corrCi+1}}{t_{corr0}} \frac{T_0}{T_{i+1}-T_i} = \left[\frac{80-50}{80} \right] \left[\frac{15}{10-0} \right] = 0,56$$

Приймається параметр швидкості зменшення товщини антикорозійного цинкового покриття поверхні сталевих конструкцій $\alpha_k=0,6$. За рисунком 5.2 (графік 1, 2) видно, що при товщині цинкового захисного шару 50 мкм термін експлуатації може бути подовжений, з подальшим уточненням терміну експлуатації конструкцій.

Приклад 5.10. Визначення параметра швидкості зменшення антикорозійного покриття поверхні фланцевих пластин.

Термін експлуатації цинкового покриття поверхні сталевих конструкцій $T_0=15$ років. Через 10 років ($T_{i+1} - T_i=10$) встановлено що втрата $a_{corrC}=24$ мкм, проектне значення шару покриття прийнято $t_{corrC0}=80$ мкм, таким чином залишковий ресурс $t_{corrC}=80-24=56$ мкм. Параметр зміни швидкості зменшення антикорозійного покриття становить при початковому значенні $t_{corrCi}=t_{corr0}=80$ мкм і кінцевому значенні товщини цинку $t_{corrCi+1}=56$ мкм.

$$\alpha_k = \frac{t_{corrCi}-t_{corrCi+1}}{t_{corr0}} \frac{T_0}{T_{i+1}-T_i} = \left[\frac{80-56}{80} \right] \left[\frac{15}{10-0} \right] = 0,45$$

Приймається параметр швидкості зменшення товщини антикорозійного цинкового покриття поверхні сталевих конструкцій $\alpha_k=0,5$. За рисунком 5.3 (графік 1) видно, що при товщині цинкового захисного шару 56 мкм термін експлуатації може бути подовжений, з подальшим уточненням терміну експлуатації конструкцій.

Таблиця 5.2. Зведені значення розмірів перерізів та товщина оцинкування елементів решітчастої просторової ферми та колони по проспекту С. Бендери і повороту на вул. С. Складенка

№ п/п	Елемент (за проектом) ДСТУ 8943:2019	Середнє значення t_{corrC} , мкм	S, мм	Параметр швидкості корозії покриття поверхні сталевій конструкції, α_k
1	Фасонки горизонтальні	30	7,9...8,0	0,56
2	Фланцеві пластини	56	20,0	0,45
3	Колона Ø 273x6	34	5,9...6,0	0,86

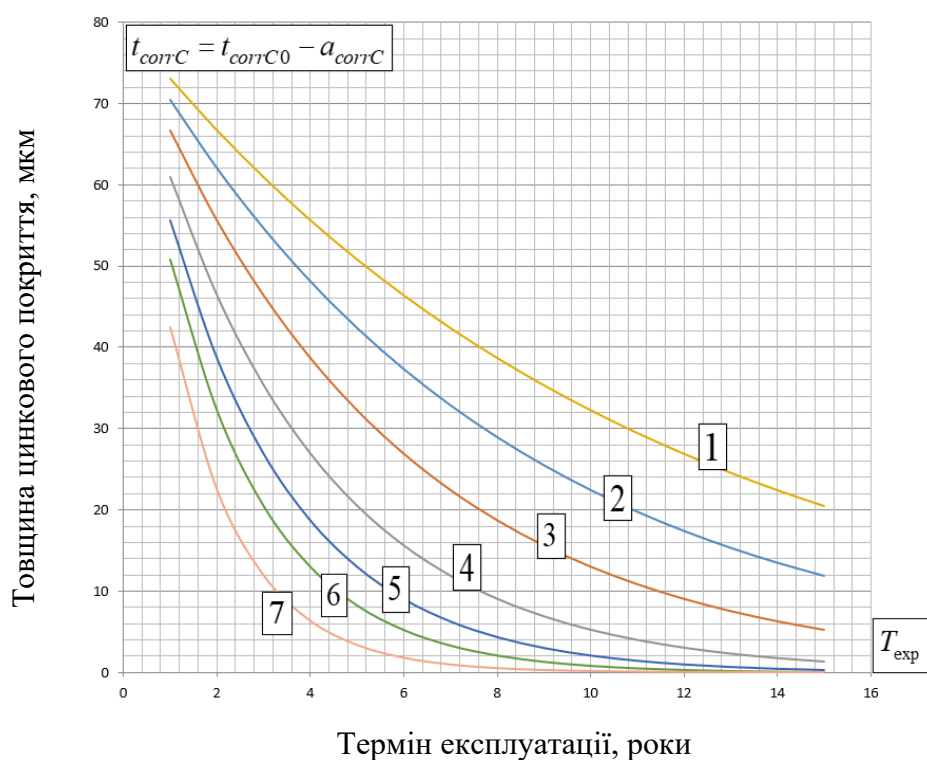


Рисунок 5.3. Товщина цинкового покриття сталевих конструкцій в залежності від швидкості корозії і терміну експлуатації конструкцій: графік 1 – $\alpha_k=0,5$; графік 2 – $\alpha_k=0,7$; графік 3 – $\alpha_k=1,0$; графік 4 – $\alpha_k=1,5$; графік 5 – $\alpha_k=2,0$; графік 6 – $\alpha_k=2,5$; графік 7 – $\alpha_k=3,0$; α_k – параметр швидкості корозії

За інструментальними дослідженнями, середня товщина оцинкованого покриття обстежених елементів складає від 20...60 мкм (0,020...0,060 мм) для

сталевих трубних елементів конструкцій ригеля рами, колон мають товщину оцинкованого покриття за обмеженими замірами від 30...60 мкм (0,030...0,060 мм).

При помірному кліматі та при середній товщині цинкового покриття 20 мкм (0,020 мм) середній термін експлуатації антикорозійного покриття при такій товщині складає від 3 до 5 років, але необхідні дослідження з моніторингу такого покриття протягом наступних 2 років з метою встановлення швидкості корозії цинкового покриття.

При помірному кліматі та при середній товщині цинкового покриття 30...50 мкм (0,030...0,050 мм) середній термін експлуатації антикорозійного покриття складає від 5 до 10 років, але необхідні дослідження з моніторингу такого покриття протягом наступних 2 років з метою встановлення дійсної швидкості атмосферної корозії цинкового покриття.

5.4. Висновки до розділу 5

За результатами проведених досліджень в розділі 5 були зроблені наступні висновки:

1. Встановлено, що решітчасті конструкції просторової ферми мають середню товщину цинкового покриття 30 мкм (0,030 мм) при діапазоні товщини цинкового покриття 20...45 мкм (0,020 мм...0,045 мм), що забезпечує на 3-5 років подальшу експлуатацію антикорозійного покриття, але окремі горизонтальні фасонки в'язей по верхньому поясу ферм потребують відновлення антикорозійного покриття найближчим часом.

2. Сталеві колони при помірному кліматі та при середній товщині цинкового покриття 30 мкм...50 мкм (0,030...0,050 мм) можуть мати середній термін експлуатації антикорозійного покриття, що складає від 12 до 20 років.

3. За результатами інструментальних неруйнівних досліджень встановлено, що агресивність експлуатаційного середовища для сталевих блоків ферм покриття відповідає категорії С3 — середня (помірна). Водночас уздовж периметра трубчастих елементів ідентифіковано локальні зони підвищеного корозійного впливу, зокрема в районі верхнього поясу ферм, елементів решітки та в'язів. Агресивність середовища

експлуатації оцинкованих сталевих колон, визначена за середньою швидкістю втрати цинкового покриття, належить до категорій С2 та С3 — низької та середньої відповідно. Доцільно визначати оцінку точкової корозії поверхні окремих груп конструкцій.

4. Удосконалену фізико-математичну модель фізичного зносу цинкового покриття поверхні елементів і вузлів сталевих дорожніх конструкцій в умовах експлуатації міста на відкритому просторі на основі експериментальних даних.

5. Розроблена методика оцінки фізичного зносу оцинкованого покриття поверхні сталевих конструкцій.

6. Отримані результати забезпечують можливість прогнозування інтенсивності зносу цинкового покриття впродовж подальшого терміну експлуатації.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

Підсумовуючи результати даного дисертаційного дослідження, на основі виконаної роботи можна виділити такі основні положення:

1. Встановлено закономірності напружено-деформованого стану сталевих ферм об'єкта досліджень з різними умовами з'єднання елементів решітки з поясами. Порівняно результати чисельного розрахунку трьох схем ферм у програмі ЛІРА-САПР із різними закріпленнями решіток і поясів та визначено оптимальна схема роботи просторового блоку ферм є модель із сталевих труб з жорсткими вузлами.
2. Розроблена фізико математична модель стійкості сталевих елементів ферм з однією жорсткою і другою пружною опорою з урахуванням початкових недосконалостей. Числові дослідження для центрально-стиснутих сталевих елементів при пружній роботі показали, що криві критерію стійкості центрально-стиснутого стрижня з однією жорсткою і другою пружною опорою мають фокусну точку, координата якої відповідає значенню параметра стійкості для стрижня з двома жорсткими опорами.
4. Встановлено нові закономірності впливу початкових ексцентриситетів та кутів повороту перерізу на опорах для елементів сталевих ферм із жорсткими вузлами, з урахуванням деформованої схеми (деформованою віссю і навантаженням) при різних початкових відхиленнях опор. За удосконаленням та узагальненим методологічним підходом досліджено вплив початкових зміщень опор і кутових відхилень жорстких опор на деформаційний стан елементів. Розроблений методологічний підхід дозволяє враховувати початкові згинальні моменти та ексцентриситети, які виникають під час виготовлення конструкцій і оцінювати їхній вплив на загальну стійкість стрижнів.
5. Проведено чисельні дослідження впливу навантажувального фактору на деформації пружного стрижня при жорстких умовах закріплення та початковими недосконалостями. Встановлено, що центрально-стиснуті стрижні ферм з початковими недосконалостями треба розраховувати за деформованою схемою.
6. Виявлена нова закономірність нерівномірного розподілення напружень в зварних швах фланцевих з'єднань. Теоретичний підхід розроблено для підвищення точності розрахунку зварних швів у фланцевих з'єднань з врізаними ребрами жорсткості в сталевих фермах з трубчастих елементів. Розроблена методика дозволяє визначати

нерівномірний розподіл зусиль у зварних швах фланцевих з'єднань, що підтверджена якісним збігом з результатами розрахунку методом скінченних елементів. Методика може застосовуватися для розрахунку зварних швів багатоболтових фланцевих вузлів з ребрами жорсткості у фермах з елементами круглого, квадратного або прямокутного порожнистого перерізу. Дослідження дозволяє відійти від класичного аналізу загальної жорсткості з'єднання та оцінювати розподіл напружень у вузлових з'єднаннях без зміни перерізу основного несучого елемента.

7. На підставі технічного обстеження та інструментального дослідження вперше виявлені нові закономірності впливу на оцинковане покриття трубчастих елементів блоку сталевих ферм прольотом 36 м за 12 річний час експлуатації в слабоагресивному середовищі міської забудови. Визначена закономірність зменшення товщини оцинкованого антикорозійного покриття для різних конструктивних елементів. Встановлено, що решітчасті конструкції (сталеві ферми покриття) швидше піддаються атмосферним корозійним впливам ніж вертикальні елементи сталевих колон. Найбільш швидке зменшення антикорозійного цинкового покриття відбулось на фасонних елементах та фасонних вузлових з'єднань. Надані рекомендації по відновленню антикорозійного покриття в умовах експлуатації міста.

8. За інструментальними дослідженнями категорія агресивності середовища експлуатації сталевих блоків ферм відноситься до С3 – середня (помірна). Водночас на периметрі трубчастих елементів спостерігаються зони підвищеного впливу, особливо у верхньому поясі та елементах решітки й в'язів. Для оцинкованих сталевих колон середня швидкість зменшення покриття відповідає категоріям С2–С3 (низька та середня агресивність).

9. Розроблено удосконалену фізико-математичну модель фізичного зносу цинкового покриття елементів і вузлів сталевих дорожніх конструкцій на основі експериментальних даних. Запропонована методика на основі встановленої закономірності дозволяє оцінювати фізичний знос оцинкованого покриття сталевих конструкцій в умовах міської забудови. Проведені дослідження дають змогу прогнозувати тривалість експлуатації цинкового покриття у наступний період.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. ДБН В.1.2-14:2018. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. Зі Зміною №1. [Чинний від 2022-09-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2018. – 33 с. – (Державні будівельні норми).
2. Metal structures: Handbook/ Nilov O.O., Permyakov V.O., Shimanovskiy O.V., Bilyk S.I., Lavrinenko L.I., Belov I.D., Volodimirsky V.O.// - К .: Vidavnytvo "Steel", 2010. - 869 p. {in Ukrainian}
3. S.P. Timoshenko, and J.M. Gere, “Theory of Elastic Stability”, New York: Mc-Graw Hill, 1961. {in English}
4. Bazhenov V.A. Budivelna mekhanika i teoriia sporud. Narysy z istorii (Construction mechanics and the theory of structures. Essays on history) / V.A. Bazhenov, Yu.V. Vorona, A.V. Perelmutter. – К.: Karavela, 2016. – 428 p. (in Ukrainian).
5. Bažant Z. P. Stability of Structures: Elastic, Inelastic, Fracture, and Damage Theories /Z. P. Bažant, L. Cedolin, // J. W.Hutchinson Materials Science, Mathematics Journal of Applied Mechanics.- World Scientific-1991-P.976.
<https://www.bookdepository.com/Stability-Structures-Z-P-Bazant/9780486425689>. {in English}
6. Thompson, J.M.T.; Hunt, G.W. (1973). A general theory of elastic stability. London: John Wiley. ISBN 9780471859918. 322 pp.
<https://www.cambridge.org/core/journals/aeronautical-journal/article/abs/a-general-theory-of-elastic-stability-j-m-t-thompson-and-g-w-hunt-john-wiley-london-1973-322-pp-illustrated>. {in English}
7. Timoshenko S. Strength of Materials, 3rd edition. Part 2. Advanced Theory and Problems. — Melbourne (Florida): Krieger Publishing Company, 1976. — 588 p. — ISBN 0-89874-621-3. {in English}
8. Dynnyk A. Stability of elastic systems / A.N. Dynnyk . - М .: ONTI, 1935. –P.186. {in Ukrainian}.
9. Bilyk S.I. Stability analysis of bisymmetrical tapered I-beams / S.I. Bilyk // Progress in Steel, Composite and Aluminium Structures Proceeding of the XI international

- conference on metal structures (ICMS–2006): Pieszow, Poland, 21–23 June 2006-p. – Pieszow, 2006. – C.254–255. {in English}.
10. Bilyk S. I. Rational steel frameworks of low-power buildings from two-stage worms: dis. the doctors. tech. Sciences: 05.23.01 /S.I. Bilyk - Kyiv, 2008. - P. 460. {in Ukrainian}.
 11. Костира, Н., Бакуліна, В. (2022). Особливості технічного обстеження об'єктів прилеглих до існуючої забудови. *Будівельні конструкції. Теорія і практика*, (12), 105–114. <https://doi.org/10.32347/2522-4182.12.2023.105-114>. {in Ukrainian}.
 12. Saffari H., Rahgozar R., Jahanshahi R. An efficient method for computation of effective length factor of columns in a steel gabled frame with tapered members// Journal of Constructional Steel Research, 64 (2008) – P. 400–406. https://www.researchgate.net/profile/Reza_Rahgozar/publication/235679033.pdf {in English}.
 13. Sklyarov I.O. Application of monosymmetrical i-beams in light metal frames with variable stiffness/ Sklyarov I.O.// Odes'kyi Politechnichnyi Universytet. Pratsi: Scientific, science and technology collected articles. — Odesa, 2016. — Issue 1(48). — 106 p. — Language: ENG-UKR. C. 30-34. DOI: 10.15276/opu.1.48.2016.06. https://www.researchgate.net/publication/301902796_application_of_monosymmetrical_i-beams_in_light_metal_frames_with_variable_stiffness. {in Ukrainian}.
 14. Bilyk A. S. Modern methods of progressive collapse simulation of building and structures/A. S. Bilyk, A. I. Kovalenko// Construction, materials science, mechanical engineering. PGASA. Dnipropetrovsk. - 87/2016 – P. 35-43. <http://smm.pgasa.dp.ua/article/view/72349>. {in Ukrainian}.
 15. Daurov M.K., Bilyk A.S. Providing of the vitality of steel frames of high-rise buildings under action of fire // Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles – Kyiv: KNUBA, 2019. – Issue 102. – P. 62-68, <http://opir.knuba.edu.ua/files/zbirnyk-102/08-102.pdf>. {in English}.
 16. Underwater technologies. industrial and civil engineering. International research and production journal. - K., KNUBA, V.04/2016, C.89-96. <http://library.knuba.edu.ua/books/zbirniki/12/201604.pdf>. {in English}.

17. Bilyk S.I. Reduction factor for buckling of central-compressed steel elements considering initial geometrical imperfections and residual stresses / S.I. Bilyk , A.S. Bilyk // Construction, materials science, mechanical engineering]. PGASA. Dnipropetrovsk, 2015, no. 82, pp. 32–37.
<http://srd.pgasa.dp.ua:8080/bitstream/123456789/3402/1/Bilyk.pdf>. {in Ukrainian}.
18. Bilyk A.S. Method of determining the coefficient of the calculated length of the columns, hinged to the lower end by the method of initial parameters / A. Bilyk, E. Tsyupyn, L. Djanov // Building constructions. Theory and practice: a collection of science. papers. V. 4. - Kyiv: KNUBA, , 2019. – C. 70–77. DOI: 10.32347/2522-4182.4.2019.70-77.
<http://library.knuba.edu.ua/books/zbirniki/18/4/PDF%20V4/8-70-77.pdf>. {in Ukrainian}.
19. Bilyk S.I. Determination of coefficient of calculation length o f bar gimballled in bottom part/ A. Bilyk, E. Tsyupyn, T.A. Kluchnichenko, L. Djanov// Building constructions. Theory and practice: a collection of scientific papers. V. 2. - Kyiv: KNUBA, 2018. c. 162-169. <http://bctp.knuba.edu.ua/article/view/193486/194066>. {in Ukrainian}.
20. Schafer B.W., Local, Distortional, and Euler Buckling of Thin-Walled Columns J. Str. Eng., Vol. 128, No. 3, 2002, pp.289-299.
<https://www.ce.jhu.edu/cfs/cfslibrary/jse2002%20schafer%20columns%20paper.pdf>. {in English}.
21. Yurchenko V. V. Searching shear forces flows for an arbitrary cross-section of a thin-walled bar: development of numerical algorithm based on the graph theory/International journal for computational civil and structural engineering/V.15(1)/p.p.153-170 (2019). DOI:10.22337/2587-9618-15-1-153-170.
<https://scholar.google.com/citations?user=JFflbsYAAAAJ&hl=uk>. {in English}.
22. Bilyk A.S. Feasibility of the algorithmic optimization of multistory buildings with steel frame /A.S. Bilyk, M.I. Ternovyy, S.V. Khmel'nitsky// Construction, materials science, mechanical engineering. - No82, 2015. - p. 38-43.
<http://smm.pgasa.dp.ua/article/view/67270/62587>. {in Ukrainian}.

23. Bilyk S.I., The calculation of steel beams with considering development of the limited plastic deformation and with using trilinear approximation to the unified tensile diagram for steel/ S.I. Bilik, S.V. Balakina, T.A. Kovtun-Gorbacheva, D.M. Zezyukov, T.F. Nagorna, O.G. Zinkevich// Construction, materials science, mechanical engineering/ - PGASA.- No75, 2014. - p. 20-24. - <http://smm.pgasa.dp.ua/>, <http://smm.pgasa.dp.ua/article/view/57452>. {in Ukrainian}.
24. Bilyk S.I., Bilyk A. S. Reduction factor for buckling of central-compressed steel elements considering initial geometrical imperfections and residual stresses / *S.I. Bilyk, A.S. Bilyk* // Construction, materials science, mechanical engineering. - No 82, 2015. - p. 32-37.
<http://srd.pgasa.dp.ua:8080/xmlui/bitstream/handle/123456789/3402/Bilyk.pdf?sequence=1> . {in Ukrainian}.
25. Bilyk S.I., Tonkacheiev V.G. The influence of direction of the nodal load on stability of the von Mises truss with elastic supports on the example of ribbed domes with rings of steel/ S.I. Bilyk, V.G. Tonkacheiev// Construction, materials science, mechanical engineering. - No 82, 2015. - p. 44-49, (in Ukrainian). <http://smm.pgasa.dp.ua/article/view/67272>. {in Ukrainian}.
26. Bilyk Sergiy, Tonkacheiev Vitaliy, Determining sloped-load limits inside von Mises truss with elastic support. *Materiali in tehnologije*, Ljubljana, Slovenija 52 (2018), 105-109, doi:10.17222/mit.2016.083. {in English}.
27. Shirin Jowhari Moghadam. Plastic Buckling of Columns and Plates /Department of Civil and Environmental Engineering Imperial College London. - London SW7 2AZ.- 2015 –P. 212. <https://core.ac.uk/download/pdf/77002964.pdf>. {in English}.
28. ДБН Б В.2.6-199:2014. Конструкції сталеві будівельні. Вимоги до виготовлення. [Чинний від 2015-07-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2015. – 63 с. – (Державні будівельні норми).
29. Макаренко В.Д., Білик С.І., Джон Ньюхук, Чеботар І.М., Ковалеко М.А., Винников Ю.Л., Харченко М.О., Максимов С.Ю., Кусков Ю.М., Макаренко Ю.В. «Сталеві резервуари. Основи корозійно-механічної стійкості». Монографія. Ніжин: НДУ ім. М. Гоголя. - 2020. -523 с.

30. Білик С.І., Шимановський О.В., Нілов О.О., Володимирський В.О. Металеві конструкції: Том 2. Конструкції металевих каркасів промислових будівель: Підручник для вищих навчальних закладів. /Білик С.І., Шимановський О.В., Нілов О.О., Володимирський В.О. /Кам'янець–Подільський: ТОВ «Друкарня «Рута» - 2021.-448 с. ISBN978- 617-7887-94-1.
31. Макаренко В.Д., Білик С.І., Калюжний А.П. і ін. Морські бурові платформи. Третій том: Мікробіологічна корозія. Розрахунок несучої здатності трубних конструкцій. / Київ: Редакційно-видавничий відділ НУБіП України. - 2020. – 360 с.
32. Bilyk S.I., Lavrinenko L.I., Nilov O.O., Nilova T.O., Semchuk I.Y.. Limit state theoretical and experimental investigation of corrugated sine-web under patchloading. Опір матеріалів і теорія споруд/*Strength of Materials and Theory of Structures*. 2020. № 105.- p.p.152-164.
33. Білик С., Білик А., Цюпин Є., Нужний В., Ключниченко Т. Удосконалення методики розрахунку зварних швів фланцевих вузлових з'єднань із врізаними ребрами жорсткості просторових сталевих ферм з труб / Будівельні конструкції. Теорія і практика. Вип.6 (2020) С.12 – 21. doi.org/10.32347/2522-4182.6.2020.57-65.
34. Білик С.І. Методика визначення оптимальної висоти сталевій двотавровій балки зі змінним перерізом стінки при розвитку обмежених пластичних деформацій. 3б. наук. праць Українського інституту сталевих конструкцій ім. В.М. Шимановського. К., Сталь, 2012. Вип.9. С.28-33.
35. Білик С.І., Аїєд Альтайє Н., Лаврінєнко Л.І. Конструктивні коефіцієнти та раціональна висота сталевій коробчастої балки постійного перерізу. Будівельне виробництво: Відомчий науково-технічний збірник (технічні науки). К., ДП НДІБВ. 2017. № 62/1. С.33 – 38.
36. ISO 9223:2012 «Corrosion of metals and alloys – Corrosivity of atmospheres – Classification, determination and estimation». Geneva: International Organization for Standardization, 2012. P. 22.
37. Kania, H.; Saternus, M.; Kudláček, J. Structural Aspects of Decreasing the Corrosion Resistance of Zinc Coating Obtained in Baths with Al, Ni, and Pb Additives. *Materials* 2020, 13, 385. <https://doi.org/10.3390/ma13020385>.

38. EN 1993-1-8 (2005) (English): Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints [Authority: The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC].
39. Joints in Steel Construction Moment Connections. The Steel Construction Institute, 1997.
40. Semchuk I.Y., Nilova T.O. Stress-strain state of beam corrugated web under patch loading // Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles – Kyiv: KNUBA, 2019. – Issue 102. – P. 53-61.
<http://opir.knuba.edu.ua/files/zbirnyk-102/08-102.pdf>.
41. Білик С. І., Бут М.О., Шпинда В.З. Аналіз розрахунку болтів фланцевого з'єднання в умовах складного напружено - деформованого стану / Білик С. І., Бут М.О., Шпинда В.З. // : Зб. наук. праць УНДПІСК ім. В. М. Шимановського. – К. : Вид-во “Сталь”, 2014. – Вип. 4. – С. 76–84.
42. Jaspart J. P. General report: session on connections //Journal of Constructional Steel Research.–2000.–Vol. 55. – P. 69–89. <http://orbi.uliege.be/bitstream/2268/29809/1/analytical%20study.pdf>
43. Jaspart J.P., Demonceau J.F. Luu H.N.N. Numerical, analytical and experimental investigations on the response of steel and composite buildings further the loss of a column // Conference: Colloquium on structural design of constructions subjected to exceptional or accidental actions, Belgium Bruxelles, 2008 . –P.69-90
<https://www.researchgate.net/publication/265927297>.
44. Urbonas K., Daniunas A. Component method extension to steel beam-to-beam and beam-to-column knee joints under bending and axial forces // Journal of Civil Engineering and Management.-2005. – 11(3) - P. 217-224. DOI: 10.1080/13923730.2005.9636353 <https://www.tandfonline.com/doi/pdf/10.1080/13923730.2005.9636353>.
45. Gorodetsky A. S, Pikul A.V. Pysarevskiy B. Y. Modelling of soil behavior in dynamic load //International Journal for computational Civil and Structural Engineering. 2017. – 13(3).- C.34-41.

46. Capacity design of steel joints progettazione in capacità dei giunti in acciaio //Vild M., Bajer M., Wald F. Šabatka L., Kolaja D./ XXVII CONGRESSO C.T.A. - 2019 - 8 p
https://www.eiseko.com/public/mat/file/IDEA/Depliant/Capacity_design_of_steel_joints_fil.pdf.
47. Bazhenov V.A., Perelmuter A.V., Vorona Yu.V. Structural mechanics and theory of structures. History essays. – LAP LAMBERT Academic Publishing, Saarbrücken, Deutschland, 2017. -580 p.
48. Білик С.І. Білик А.С. Коефіцієнт стійкості центрально-стиснутих сталевих елементів з урахуванням початкових деформацій та геометричних недосконалостей / Білик С.І., Білик А.С.// Строительство, материаловедение, машиностроение: Сб. науч. трудов. Вып.№82. – с. 32–37. - Дн-вск., ПГАСА, 2015.
<http://smm.pgasa.dp.ua/article/view/67251>.
49. Білик С. І. Теоретичне порівняння фактора стійкості і коефіцієнта поздовжнього згину центрально-стиснутих сталевих колон з урахуванням початкових деформацій та вигинів / С. І. Білик // Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського. - 2015. - Вип. 15. - С. 48-61. http://nbuv.gov.ua/UJRN/ZNPISK_2015_15_4.
50. Bleich F. Buckling Strength Of Metal Structures / F. Bleich. – New York: McGraw-Hill Book Co., Inc., 1952. – 498 p.
51. Yurchenko V.V., Bilyk S. I. Size optimization of single edge folds for cold-formed structural members // Strength of Materials and Theory of Structures. – Kyiv: KNUBA, 2020. – Issue 105. – P.73 – 86. <https://doi.org/10.32347/2410-2547.2020.105.73-86>.
52. Barabash M. Some aspects of modelling nonlinear behaviour of reinforced concrete // Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles – Kyiv: KNUBA, 2018. – Issue 100. – P. 164-171.
http://opir.knuba.edu.ua/files/zbirnyk-100/13-100_barabash.pdf.
53. Southwell R. V. On The Analysis Of Experimental Observations In Problems Of Elastic Stability / R. V. Southwell // Proc. Roy. Soc. – London: Series A. 135, 1932. – P. 601–616. http://shellbuckling.com/presentations/otherTopics/pages/page_23.html

54. Shanley F. R. Inelastic column theory / F. R. Shanley // Journal of the Aeronautical Sciences. – 1947. – Vol. 14, May. – P. 261–268.
<https://arc.aiaa.org/doi/pdf/10.2514/8.1346>.
55. Bilyk S.I., Bilyk A.S, Tonkacheiev V.H. The stability of low-pitched von Mises trusses with horizontal elastic supports // Strength of Materials and Theory of Structures. – Kyiv: KNUBA, 2022. – Issue 108. – P.131 – 144. DOI: 10.32347/2410-2547.2022.108.131-144.
56. N.L. Ings, N.S.Trahair. Lateral buckling of restrained roof purlins// Thin-Walled Structures.-Volume 2, Issue 4, 1984, Pages 285-306. [https://doi.org/10.1016/0263-8231\(84\)90001-6](https://doi.org/10.1016/0263-8231(84)90001-6).
<https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/0263823184900016>
57. N. C. Huang. Inelastic buckling of eccentrically loaded columns /AIAA JOURNAL-2012-Vol.11.NO7.- P. 974-979. <https://doi.org/10.2514/3.6856>/
<https://arc.aiaa.org/doi/abs/10.2514/3.6856>.
58. Pawel Wysmulski1, Andrzej Teter2, Hubert Debski. Effect of load eccentricity on the buckling of thin-walled laminated C-columns/ AIP Conference Proceedings 1922, 080008 (2018). <https://aip.scitation.org/doi/pdf/10.1063/1.5019079>.
59. Z. P. Bazant and L. Cedolin, “Stability of Structures. Elastic, Inelastic. Fracture and Damage Theories”, Oxford University Press UK, 2010. – 1039 p.
<https://bayanbox.ir/view/6662278601023334205/Stability-Of-Structures.pdf>
60. Timoshenko S. P. Theory of Elastic Stability / S. P. Timoshenko, J. M. Gere. – New York : McGraw Hill Kogakusha Ltd., 1961. – 541 p.
<https://archivebooks.online/download/4715293-timoshenko-and-gere-theory-of-elastic-stability>
61. Timoshenko S. P. History of Strength of Materials / S. P. Timoshenko. – New York : McGraw-Hill, 1953. – 452.
https://www.academia.edu/33492992/_Timoshenko_SStephen_P_History_of_Strength_of_Ma_BookZZ_org_pdf
62. J. Wardenier. Hollow Sections in Structural Applications, 2001.
63. J.A. Packer. Tubular Structures, 1961.

64. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. Зі Зміною №1. [Чинний від 2022-09-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2014. – 290 с. – (Державні будівельні норми).
65. Shivaji Chavan Stress Analysis of Flanged Joint Using Finite Element Method https://www.researchgate.net/publication/317872865_Stress_Analysis_of_Flanged_Joint_Using_Finite_Element_Method
66. Jaszak, Przemysław and Adamek, Konrad. Design and analysis of the flange-bolted joint with respect to required tightness and strength. *Open Engineering*, vol. 9, no. 1, 2019, pp. 338-349. <https://doi.org/10.1515/eng-2019-0031>.
67. Choulaei, Mohammad (2022). *Stress analysis of bolted flange joints with different shell connections*. Mémoire de maîtrise électronique, Montréal, École de technologie supérieure. <https://espace.etsmtl.ca/id/eprint/3083/>
68. Jinyan Si, Wei Liu, Li Zhu, Yaoyu Zhu, Guanyuan Zhao, Jian Hong and Chenmin Zhang. Experimental Study on Mechanic Behavior of Flange Joint for Steel Tube Under Axial Tension. <https://www.mdpi.com/2075-5309/14/8/2282>
69. Нілов О.О., Пермяков В.О., Шимановський О.В., Білик С.І., Лавріненко Л.І., Белов І.Д., Володимирський В.О. Металеві конструкції. Київ: Видавництво «Сталь», 2010 - 869 с.
70. ДСТУ 9273:2024. Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінювання їхнього технічного стану. Механічний опір та стійкість [Чинний від 2024-09-01]. – Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2024. – 74 с.
71. Firat Alemdar, Z.; Alemdar, F. Investigation of Corrosion Effects on Collapse of Truss Structures. *Buildings* 2023, 13, 826. <https://doi.org/10.3390/buildings13030826>.
72. Zampieri, P.; Curtarello, A.; Pellegrino, C.; Maiorana, E. Fatigue strength of corroded bolted connection. *Frattura ed Integrità Strutturale* 2018, 12, 90. <https://doi.org/10.3221/IGF-ESIS.43.06>.
73. Барабаш М.С., Костира Н.О., Томашевський А.В. Визначення напружено-деформованого стану та міцності пошкоджених несних конструкцій інструментами ПК «ЛІРА – САПР». Український журнал будівництва та

архітектури, 2022. № 1 (007). C.7-14.

<https://doi.org/10.30838/J.BPSACEA.2312.220222.7.827>

- 74.Kolesnichenko, S. Detection of dangerous defects and damages of steel building structures by active thermography / S. Kolesnichenko, A. Popadenko, Y. Selyutyn // Materials Science Forum. - 2021. - Vol. 1038 MSF. - Pp. 417-423. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/MSF.1038.417>. {in English}.
- 75.Kolesnichenko, S., Chernykh, I., Polianskyi, K., Halushko, V., Reliability Index for Steel Structure's Technical State and Residual Life Assessment. Tehnički glasnik, Vol. 18 No. si1, 2024. <https://doi.org/10.31803/tg-20230508125238>. {in English}.

ДОДАТОК А.

ДОВІДКА ПРО ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ НАУКОВОЇ ПРАЦІ

**НАУКОВО-ДОСЛІДНЕ ПРИВАТНЕ ПІДПРИЄМСТВО
«ВАРТІСТЬ»**

код 24249135, м. Київ, вул. Ушинського, 40 . офіс 224, 067-2343499

Вих. №10/10/2025

**ДОВІДКА
про впровадження результатів наукової праці**

Результати дисертаційної роботи старшого викладача кафедри металевих та дерев'яних конструкцій Цюпина Євгена Івановича на тему «Дійсна робота вузлів з труб з початковими недосконаlostями» використані під час виконання робіт з технічного обстеження та розробки рекомендацій з подальшої експлуатації оцинкованої арочної металевої конструкції прогоном 36,0 м. для розміщення інформаційних табло над дорогами у м. Києві.

Зам. Директора
з економічних питань



Шевченко С.В.