

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
Факультет будівництва та транспорту
Кафедра будівельних конструкцій

До захисту
Допускається
Завідувач кафедри
Будівельних конструкцій
_____ Циганенко Л.А.
підпис
« ____ » _____ 2024 р.

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

за другим рівнем вищої освіти

На тему: «Аналіз застосування несучих сталевих гофрованих елементів у будівлях з великопролітним каркасом»

Виконав (ла)	_____	_____
	(підпис)	Прус А.В. (Прізвище, ініціали)
Група		_____
		ЗПЦБ 2201м
(Науковий) керівник	_____	_____
	(підпис)	Роговий С.І. (Прізвище, ініціали)

Суми – 2024 р.

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Кафедра: будівельних конструкцій

Спеціальність: 192 "Будівництво та цивільна інженерія"

ЗАВДАННЯ

НА МАГІСТЕРСЬКУ КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ

Прус Артур В'ячеславович

Тема роботи: Аналіз застосування несучих сталевих гофрованих елементів у будівлях з великопролітним каркасом

Затверджено наказом по університету №461/ос від "14" лютого 2024р.

Строк здачі студентом закінченої роботи: "11" березня 2024 р.

Вихідні дані до роботи:

Виконати порівняння трьох різних варіантів конструктивних рішень поперечника сталевих каркаса великопролітної промислової будівлі (рамний каркас, ферма з жорстким примиканням до колони та гофрована балка, що опирається на колони). Визначити найбільш раціональний та економічно доцільний варіант конструктивного рішення поперечного каркасу розглянутої будівлі виходячи з основних техніко-економічних факторів

Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, що підлягають розробці)

Визначення галузей застосування, основні переваги та недоліки сталевих гофрованих конструкцій; проведення аналізу методів розрахунку стійкості стінки, стійкості поясів та несучої здатності гофрованої балки в цілому; розгляд трьох різних варіантів конструювання великопролітних рам, які застосовуються при будівництві виробничих об'єктів; проведення підбору раціонального варіанту каркасу, з точки зору металоємності

Перелік графічного матеріалу (з точною вказівкою обов'язкових креслень)

Об'ємно-планувальне рішення досліджуваної будівлі.

Навантаження, що діють на каркас будівлі. Конструювання рами з балкою зі зварного двотавра змінного перерізу. Рамний каркас з фермою з жорстким примиканням до колони. Перевірка конструкцій за другою групою граничних станів. Розрахунок рами з гофро-балкою, що опирається на колони. Висновки за результатами дослідження

Керівник :

(підпис)

Роговий С.І

(Прізвище, ініціали)

Консультант

(підпис)

Луцьковський В.М.

(Прізвище, ініціали)

Завдання прийняв до виконання:

Здобувач

(підпис)

Прус А.В.

(Прізвище, ініціали)

Анотація

Прус Артур В'ячеславович. Аналіз застосування несучих сталевих гофрованих елементів у будівлях з великопролітним каркасом –
Кваліфікаційна робота магістра на правах рукопису.

Кваліфікаційна робота магістра за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія». – Сумський національний аграрний університет, Суми, 2024.

Робота складається із змісту, загальної характеристики роботи та її кваліфікаційних ознак, огляд досліджень за обраною темою, розділів основної частини, висновки за результатами МКР.

Сформульовано мету, задачі, об'єкт та предмет дослідження, методи наукового дослідження.

Результати досліджень дозволяють зробити висновок, що у конструктивних варіантах рам при прольотах менше 24 м гофро-балки проявляють себе дуже добре. Гофро-балка дозволяє позбавитися багатьох недоліків простої двотаврової балки. Використання більш тонких гофро-балок вимагає менше сировини – економія становить 10-30% порівняно зі звичайними будівельними конструкціями та 40-60% порівняно з двотавровими гарячекатаними балками.

Аналіз публікацій та досліджень встановив, що у реаліях нашого часу дуже поширені великопролітні виробничі конструкції саме з металу, через їхню відносну легкість, доступність і універсальність. Але питання вибору конструктивного рішення залишається відкритим і зазвичай викликає жваві дискусії та обговорення. У роботі розглядаються не тільки класичні рішення, які широко застосовуються в нашій країні, а й варіант із застосуванням балки із синусоїдальною стінкою, який ще не знайшов широкого застосування на території України та не має єдиної методики розрахунку за вітчизняною нормативною документацією. Даний варіант широко застосовується за кордоном і може суттєво знизити витрати матеріалу при проектуванні таких конструкцій.

В основній частині визначені галузі застосування, основні переваги та недоліки сталевих гофрованих конструкцій, проведено аналіз методів

розрахунку стійкості стінки, стійкості поясів та несучої здатності гофрованої балки в цілому, розглянуто три різних варіанти конструювання великопролітних рам, які застосовуються при будівництві виробничих об'єктів, проведено підбір раціонального варіанту каркасу, з точки зору металоємності.

У **висновках** встановлено, що у конструктивних варіантах рам з балкою та з фермою, виявилися більш раціональними для прольоту в 48 м, ніж застосування балки з гофро-стінкою. У разі нестандартно-великих прольотів вони втрачають свою актуальність, що спричинено великими прогинами. Але при прольотах менше 24 м гофро-балки проявляють себе дуже добре і, при правильному підході до розрахунку та конструюванню, дають вигоду по витратам матеріалу у порівнянні зі звичайними зварними двотаврами приблизно на 15-25%, що може істотно знизити загальну вартість конструкцій.

Ключові слова: гофро-балка, навантаження, рама промислової будівлі, ферма, двотавровий переріз, друга група граничних станів.

Список публікацій та/або виступів на конференціях студента:

Прус А.В., Роговий С.І. Оцінка можливості використання сталевих гофрованих елементів в якості несучих елементів у каркасних будівлях / IX International scientific and practical conference «Scientific Problems and Options for Their Solution» (February 7-9, 2024, Bucharest, Romania) p. 30.

В **додатках** наведено; тези конференції, альбом слайдів мультимедійної презентації.

Структура роботи. Робота складається з основного тексту на 77 сторінках, у тому числі 4 таблиць, 35 рисунків. Текст роботи містить загальну характеристику роботи, 4 розділи, висновки і рекомендації за результатами роботи, список з 29 використаних джерел, 2 додатків на 25 сторінках. Графічна частина складається з 19 слайдів мультимедійної презентації.

Зміст

Розділ 1. Загальна характеристика роботи	3
Розділ 2 Аналіз існуючих підходів щодо теми дослідження	5
2.1 Основні переваги та недоліки гофрованих балок	5
2.2 Класифікація та характеристики металевих балок	6
2.3 Процес виготовлення та застосування гофрованих профілів у будівельних конструкціях	9
2.4 Огляд останніх наукових досліджень і публікацій	11
Висновки по Розділу 1	13
Розділ 3 Теоретичне обґрунтування та методика досліджень	14
3.1 Місце розташування та функціональне призначення досліджуваного об'єкта	14
3.2 Об'ємно-планувальне рішення досліджуваного об'єкта	14
3.3 Конструктивні рішення та вихідні дані для розрахунку	16
Висновки по Розділу 3	20
Розділ 4 Експериментально-дослідна частина	21
4.1 Загальні положення з розрахунку та конструюванню різних конструктивних варіантів рами	21
4.2 Розрахунок та конструювання рамного каркаса з ригелем складеного двотаврового перерізу	21
4.3 Розрахунок та конструювання поперечника з фермою з жорстким примиканням до колони	50
4.4 Розрахунок рами з гофро-балкою, що обпирається на колони	64
Висновки по Розділу 4	73
Загальні висновки	74

Список використаних джерел	75
Додатки:	
Додаток 1. Матеріали конференції	78
Додаток 2. Графічні матеріали	80

РОЗДІЛ 1

ЗАГАЛЬНА ХАРАКТЕРИСТИКА РОБОТИ

Актуальність теми та постановка задачі.

В наш час в Україні проводиться активне просування продуктів виробництва нашої країни. Великі виробничі об'єкти зводяться по всій країні і це, в свою чергу, веде до збільшення потреби в нових промислових будівлях. Промислове будівництво нерозривно пов'язане з використанням прогонових конструкцій, проектування яких завжди було дуже цікавим питанням як з точки зору застосовуваних матеріалів, так і з точки зору вибору раціонального конструктивного рішення. У реаліях нашого часу дуже поширені великопролітні виробничі конструкції саме з металу, через їхню відносну легкість, доступність і універсальність. Але питання вибору конструктивного рішення, як і раніше, залишається відкритим і зазвичай викликає жваві дискусії та обговорення.

Мета і завдання дослідження.

Мета дослідження – порівняння трьох різних варіантів конструктивних рішень поперечника сталевих каркасів великопролітної промислової будівлі (рамний каркас, ферма з жорстким примиканням до колони та гофрована балка, що опирається на колони).

Завданням цього дослідження є визначення найбільш раціонального та економічно доцільного варіанта конструктивного рішення поперечного каркасу розглянутої будівлі виходячи з основних техніко-економічних факторів (витрата матеріалів, рівень складності виробництва конструкцій, рівень складності складання конструкцій).

Об'єкт дослідження даної роботи – великопролітні промислові будівлі з різними варіантами конструктивних рішень несучого сталевих каркасів.

Предметом дослідження магістерської роботи є методика розрахунку та конструювання різних варіантів поперечника сталевих каркасів великопролітної промислової будівлі.

Методи дослідження. Поставлене завдання вирішується за допомогою програмних розрахункових комплексів, таких як SCAD та LIRA SAPR,

результати розрахунку в яких підкріплені та частково перевірені аналітичними формулами, що відповідають нормативній документації та аналізу розрахунку в MS Excel.

Конструювання здійснюється з використанням спеціалізованих програм Tekla Structures та Autodesk Robot. При цьому Tekla Structures є універсальною BIM-платформою, яка дозволяє автоматично сформувати звіт про витрати матеріалів для подальшого техніко-економічного порівняння.

Технічна новизна одержаних результатів. У роботі розглянуті не тільки класичні рішення, які широко застосовуються в нашій країні (такі як класична рама та варіант з прольотом перекритим фермою), а й варіант із застосуванням балки із синусоїдальною стінкою, який ще не знайшов широкого застосування на території України та не має єдиної методики розрахунку за вітчизняною нормативною документацією. Даний варіант широко застосовується за кордоном і може суттєво знизити витрати матеріалу при проектуванні таких конструкцій.

Практичне значення одержаних результатів. Sin-балка дозволяє позбавитися багатьох недоліків простої двотаврової балки, яка вимагає додаткових зусиль зі збільшення жорсткості. Крім того, використання більш тонких гофро-балок вимагає менше сировини – економія становить 10-30% порівняно зі звичайними будівельними конструкціями та 40-60% порівняно з двотавровими гарячекатаними балками. Sin-балки забезпечують високе співвідношення міцності та ваги і знижують глибину балки в порівнянні зі звичайними прогонами, зменшуючи до того ж собівартість та збільшуючи ширину безопорних прольотів. Це веде до зниження монтажних витрат.

Апробація та публікація результатів магістерської роботи.

Результати роботи опубліковано у збірнику матеріалів IX International scientific and practical conference «Scientific Problems and Options for Their Solution» (February 7-9, 2024, Bucharest, Romania). [29].

РОЗДІЛ 2

АНАЛІЗ ІСНУЮЧИХ ПІДХОДІВ ЩОДО ТЕМИ ДОСЛІДЖЕННЯ

2.1. Основні переваги та недоліки гофрованих балок

Використання сталевих балок з хвилястими (гофрованими) стінками було запропоноване ще у тридцятих роках ХХ століття, проте тільки в восьмидесятих роках вони почали практично застосовуватися.

Порівняно з конструкцією звичайних двотаврових балок, конструктивне рішення балок із гофрованою стінкою має численні переваги.

Варто відзначити, що конструкція ефективно витримує згинальні навантаження завдяки гофрованій стінці, в свою чергу профільовані елементи є більш стійкими до сприйняття тривалого статичного навантаження (нормальні силові фактори і згинальні моменти сприймаються полицями, а поперечні силові фактори діють на гофровані стінки).

Порівняльний аналіз свідчить про те, що зварні двотаври із гофрованою стінкою є більш економічно вигідними, зменшуючи витрати сталі від 9% до 27%, у порівнянні із зварними двотаврами із плоскою стінкою. Забезпечення економічної ефективності досягнуто завдяки здатності зменшити стінку гофробалок.

У теперішній час зростає популярність використання сталевих конструкцій із тонкостінних зварних двотаврів, які мають поперечно-гофровані стінки. Кілька заводів на українському ринку металоконструкцій вдало використовують автоматизовані лінії для виробництва балок із хвилястою (синусоїдальною) стінкою («SIN-балок») з використанням технології компанії Zeman Group з Австрії.

Основними позитивними аспектами використання балок із гофрованою стінкою є:

- ефективне сприйняття конструкцією згинального моменту;
- гофро-балки вигідніші з точки зору вартості матеріалів від 10% до 30% порівняно зі звичайними звареними балками та від 40% до 60% порівняно з гарячекатаними балками.

- завдяки невеликій власній вазі гофро-балки можуть перекривати відстані до 40 м без потреби у опорах, застосовувати менш масивний фундамент і не вимагають залучення вантажопідйомної техніки для монтажних робіт;

- не потрібно використовувати поперечні ребра жорсткості, за винятком точок опори та зон концентрації, де діють значні сили;

- гофровані балки представляють собою ефективну альтернативу звичайним фермам. При рівній висоті ферм та балок їхні маси з металу приблизно однакові, але проектування та виготовлення балок менше затратне.

- при значних прольотах, що перевищують 20 м, класичні ферми можуть досягати висоти до 2400 мм, в той час як висота гофрованої балки складає лише 1500 мм. Це сприяє зменшенню висоти будівлі в цілому, що дозволяє економити на вартості конструкцій та опалення. Урахуванням того, що обсяг приміщень для обігріву зменшується, корисний об'єм залишається незмінним.

- враховуючи компактні розміри гофрованих балок їх легше транспортувати, що також призводить до економії на витратах на транспорт.

- завдячуючи високій точності виготовлення та зручному болтовому з'єднанню, гофровані балки швидко і легко збираються;

- завдячуючи ефективному антикорозійному захисту у вигляді оцинкованого покриття, необхідність в додатковій обробці гофро-балок відпадає;

- характерний дизайн гофро-балок надає їм оригінальний зовнішній вигляд;

- цей матеріал може витримати землетрус із сейсмічною активністю на рівні 9 балів, що свідчить про його високу сейсмостійкість.

В той же час основними недоліком гофро-балок є доволі трудомісткій процес виготовлення даних конструкцій, а також відсутність можливості отримання гофрованого матеріалу з гофрами різних розмірів та поєднань без переривання технологічного процесу.

2.2. Класифікація та характеристики металевих балок

Балки – це елементи, які відрізняються великою довжиною в порівнянні з іншими розмірами та призначені для сприйняття вертикальних поперечних навантажень. Балки можна використовувати як несучі компоненти при формуванні покриттів та перекриттів будівель і споруд та інших конструкцій [1].

У теперішній час основним типом поперечного перерізу є двотавровий профіль, але також використовуються таврові елементи, швелери, труби та кутики. Балки можуть мати як прокатний, так і зварний тип конструкції. Вони виготовляються із пресованих, гнутих або прокатних профілів (рис. 2.1 а-в) чи складеного поперечного перерізу (рис. 2.1 г та д).

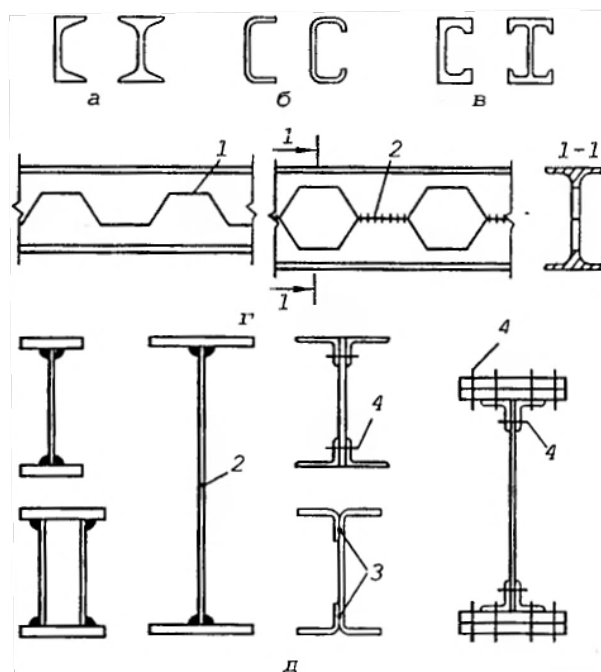


Рис. 2.1. Зразки поперечних перерізів балок зі сталі:

- а – прокатні; б – гнуті; в – пресовані; г – з перфорованою стінкою;
 д – складеного перерізу; 1 – лінія розрізу; 2 – зварний шов; 3 – точкове зварювання; 4 – болтове або заклепкове з'єднання

Балки виготовляються менш трудомістко порівняно з фермами, але водночас вони виявляються більш витратними за рахунок матеріалів. Зазвичай класичні балки рекомендується використовувати при невеликих прольотах до 8000-9000 мм [2].

Для зменшення витрат металу використовують балки змінного перерізу, які мають перфоровані або гофровані стінки.

Балки зі сталі розділяють за наступними характеристиками:

- 1) за методом виробництва – прокатні та складені;
- 2) по типу закріплення – розрізні однопрольотні, нерозрізні багатопрольотні та консольні;
- 3) за конфігурацією поперечних перетинів – прямокутні, коробчасті,

швелери, двотаврові, таврові.

Балка з гофрованою стінкою представляє собою конструкцію, що формується з поясів різного перетину та тонкої металевої стінки, яка вигнута (гофрована) в поперечному напрямку.

Існують різноманітні варіанти гофрування стінки (рис. 2.2)

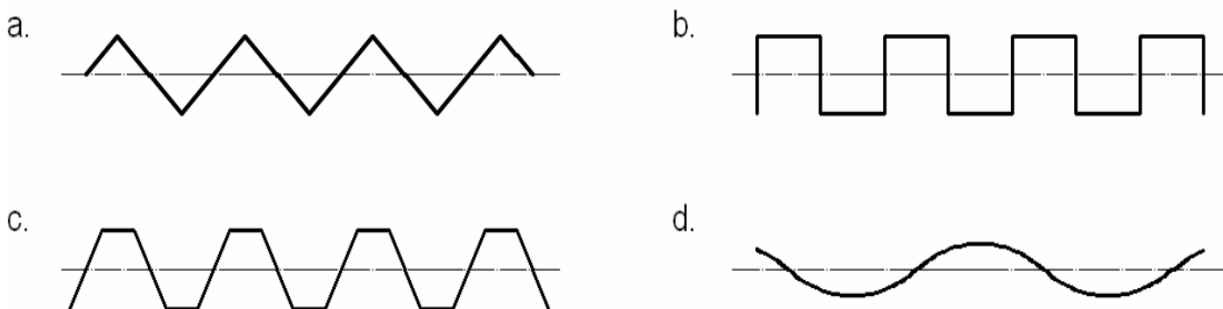


Рис. 2.2. Види гофрування стінки:

a – трикутна; b – прямокутна; c – трапецеїдальна; d – синусоїдальна

Стінка формується з чорної сталі, яка проходить профілювання під дією пресу. Товщина стінки може змінюватися в межах 1,5-4 мм, а висота коливається від 200 до 1500 мм. Ці параметри обумовлені стандартними розмірами рулонної сталі з урахуванням мінімізації відходів. Залежно від конкретних вимог можливі зміни цих параметрів. Технологія виготовлення таких балок виключає недоліки, притаманні звичайним зварним двотаврам. Наприклад, для балок з гофрованою стінкою при висоті 1500 мм товщина стінки становить 1,5-4 мм, тоді як у зварених двотаврах вона коливається від 6 до 16 мм, враховуючи масивність стінки.

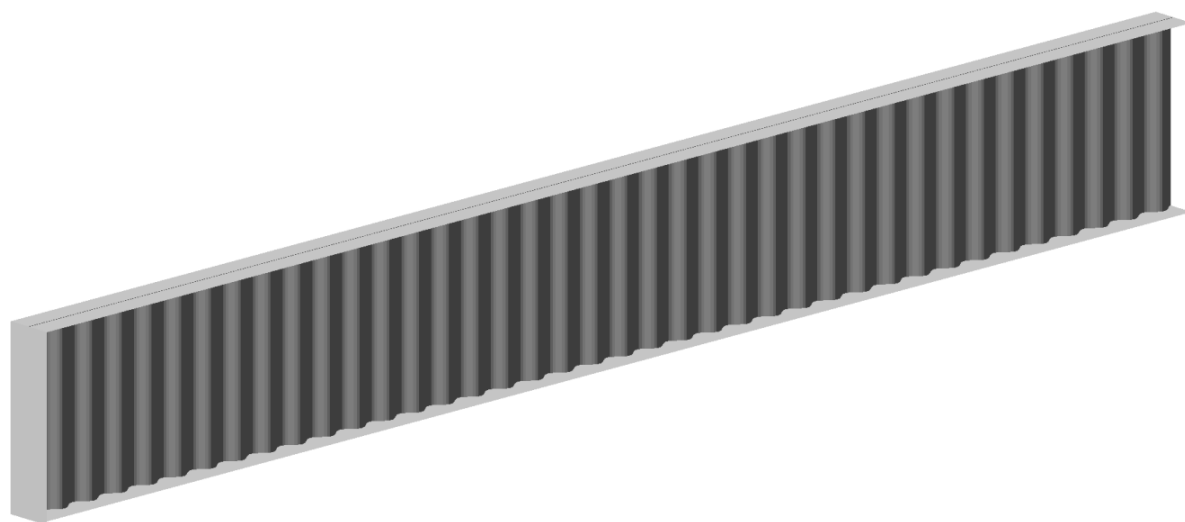


Рис. 2.3. Балка із стінкою, сформованою у вигляді синусоїдального профілю

2.3. Процес виготовлення та застосування гофрованих профілів у будівельних конструкціях

У будівництві використовується гофрований профіль, як стінка балка та як частина конструкції у покриттях та перекриттях.

Унаслідок унікальних характеристик гофрування, порівняно зі звичайними балками, спостерігається підвищена жорсткість та стійкість, що призводить до зменшення кількості металу, який використовується в конструкції.

З залученням передових технологій можна виробляти балки із синусоїдальним гофруванням на повністю автоматизованій лінії виробництва.

Перша лінія для виробництва балок із синусоїдальним гофруванням була введена в експлуатацію у 1988 році, розробник – компанія з Австрії Zeman & Co Gesellschaft mbH. Виробничі лінії останнього покоління володіють здатністю автоматизовано виготовляти балки із синусоїдальним профілем (рис 2.4).

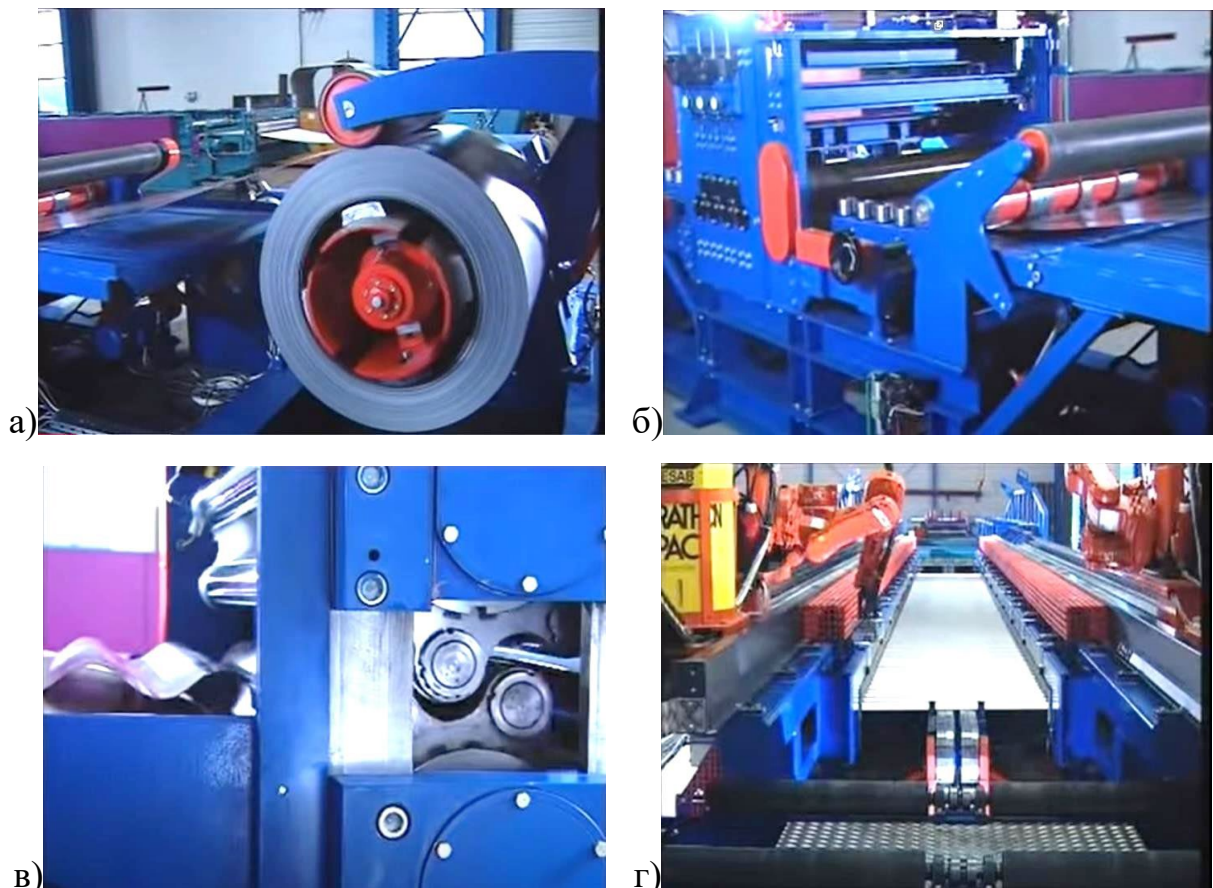


Рис. 2.4. Технологічний процес виготовлення сталевих балок з гофрованою стінкою за допомогою автоматичної лінії Zeman:

а) розмотувач рулонної сталі стінки; б) вирівнювання листа перед профілюванням; в) створення профілю; г) готова до приварювання балка

Приварка поясів до стінок виконується за допомогою автоматизованих робіт з повністю автоматичним контролем швидкості та кута зварювального пістолета для досягнення високої якості одностороннього зварного шва. Виробничий процес відбувається із швидкістю 2 м/хв, після чого до балки додають фасонні деталі та наносять антикорозійне.

В Україні, у 2011 році, почалося виробництво балок з гофрованою стінкою на сучасному підприємстві ООО «БФ Завод», яке розташоване у селі Мартусівка, Бориспільському районі Київської області. Виробництво проводиться за допомогою роботизованої лінії австрійської компанії "Zeman Bauelemente Produktionsgesellschaft mbH". Ця технологія дозволяє виготовляти sin-балки висотою від 0,3 до 1,5 м, включаючи балки змінного перерізу, швидко та недорого, зі швидкістю виходу готового виробу близько 2 м/хв.

До реалізованих проектів, які використовували конструкції із гофрованими стінками належать футбольний стадіон «Чорноморець» у м. Одеса (рис. 2.5), критий тенісний kort у Полтавській області, м. Кременчук (рис. 2.6).



Рис. 2.5. Футбольний стадіон «Чорноморець» (м. Одеса)



Рис. 2.6. Корт для тенісу критий аркового типу (м. Кременчук)

2.4. Огляд останніх наукових досліджень і публікацій

Багато науковців як в Україні, так і за кордоном [15, 16], провели дослідження щодо балок із гофрованими стінками, серед яких важливий внесок зробили М.В. Лазнюк [3, 5, 22], Т.О. Нілова [23, 24, 25], С.Ф. Пічугін [14, 17, 26], О.О. Нілов [7, 12, 20, 21].

О.О. Нілов розробив методикау розрахунку для балок з гофрованими стінками різноманітного профілю та параметрів [12]. Його дослідження охопило НДС гофрованих стінок у поперечному напрямку балок зі сталі при навантаженні зосередженим зусиллям. Він також розглянув вплив початкових недосконалостей і вніс пропозиції щодо встановлення нормативних вимог для їх обмеження [20]. Крім того, Нілов зосереджував увагу на можливості використання балок з гофрованою стінкою як ригелів і колон [21], досліджуючи їхню працездатність не тільки при виникненні згину при дії розподіленого навантаження на балки, але й при дії згину і стиску одночасно (рис. 2.7).



Рис. 2.7. Експериментальні випробування стержнів з поперечно гофрованою стінкою синусоїдального профілю, при дії згину і стиску [21]

М.В. Лазнюк створив інженерний підхід для визначення міцності та стійкості гофрованих балок з різними профілями та параметрами гофр. У своїй роботі він продемонстрував, що навіть невелике гофрування істотно збільшує критичні біфуркаційні дотичні напруження, що виникають у тонкій стінці, порівняно з плоскою стінкою, підтверджуючи ефективність гофрування стінок

зварних двотаврових балок [3]. Лазнюк визначив максимально стійкий профіль гофрування, ефективний параметр гофрування та встановив обмеження щодо початкових недосконалостей. Окрім того, він розробив методику експерименту та створив інженерний підхід для розрахунку та проектування балок із гофрованою стінкою.

У своїх працях [23, 24, 25] Т.О. Нілова проводила дослідження стосовно локальної стійкості стиснутих поясів. Вона розробила методику для розрахунку співвідношення між шириною звису полиці та її товщиною, що дозволяє використовувати тонші полиці в елементах із гофрованими стінками та таким чином підвищує ефективність. Також вона обчислила основний параметр, за допомогою якого визначається критичне значення напруження втрати стійкості.

На підставі важливих наукових досліджень, проведених в країнах Європи, С.Ф. Пічугін висунув методику розрахунку для балок із гофрованою стінкою з метою впровадження її в українські стандарти [26].

У своєму дослідженні [27] Л.І. Лаврінченко висунув пропозицію зменшити кількість використаного металу та працезатрат, використовуючи балку з гофрованою стінкою у конструкції верхнього поясу шпренгельної ферми.

В Казахстані широко використовуються сталеві конструкції з гофрованими стінками. Згідно з результатами досліджень [4], гофрована стінка ефективно сприймає нормальні напруження, що виникають під дією згинального моменту, тільки в зоні ch_w поблизу поясів (рис. 2.8 а, б), де вони піддаються стисненню чи розтягуванню. Віддаляючись від поясів до середньої осі балки, вплив поясів на стінку зменшується і, в кінцевому рахунку, зникає. У цей час дотичні напруження розподіляються по всій висоті гофрування рівномірно відповідно до лінійного закону.

Для вивчення поведінки гофрованої стінки балки під дією згину Казахським відділенням ЦНДПроектстальконструкції ім. М.П. Мельникова були проведені чисельні (з використанням методу скінчених елементів) та натурні дослідження [4]. Дослідження включало в себе шість моделей консольних зварних балок з двотавровим перерізом та довжиною 1,2 м. Величини розмірів поясів становили 160×10 мм, а стінки – 240×3 мм. Гофри

були трикутної форми з наступними параметрами: $a \times 2f = 80 \times 15, 80 \times 60, 80 \times 30, 120 \times 40, 120 \times 20$ та 120×80 мм.

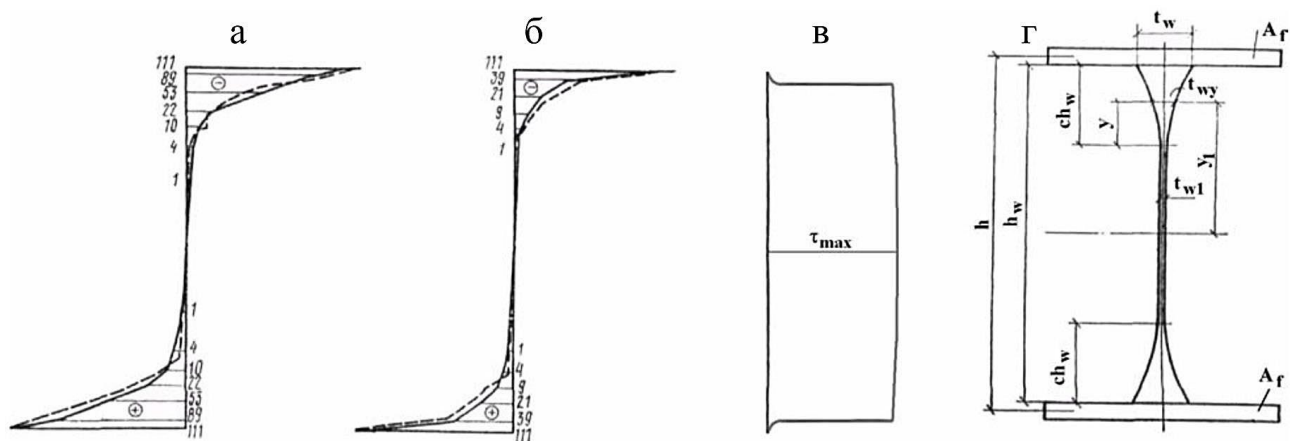


Рис. 2.8. Результати розрахунку на міцність балок з вертикально гофрованими стінками: а, б – епюри нормальних напружень в поперечних перетинах моделей балок з розмірами гофр $20 \times 60, 20 \times 80$; в – епюра дотичних напружень в перетині балок з гофрованою стінкою; г – перетин балки з плоскою стінкою змінної товщини еквівалентної по роботі гофрованої стінці [4]

На рисунках 2.8а та 2.8б неперервні лінії вказують на епюри нормальних напружень у перерізах досліджуваних моделей, отримані в результаті чисельних обчислень, тоді як пунктирні лінії представляють результати експериментальних вимірювань.

Згідно з висновками дослідження [4], несуча здатність гофрованої стінки при згині може становити від 25% до 55% у порівнянні з несучою здатністю плоскої стінки такої ж товщини. Це свідчить про можливість зниження витрат сталі на 5-7% при виборі перерізів балок з гофрованими стінками відповідно до даної методології.

Висновки по Розділу 1

1. Визначено галузі застосування, основні переваги та недоліки сталевих гофрованих конструкцій.
2. Проведено аналіз інформації, яка отримана з літературних джерел, стосовно дослідження НДС та стійкості балок із гофрованою стінкою.
3. Виконано аналіз методів визначення стійкості стінки, стійкості поясів та несучої здатності балки з гофрованою стінкою в цілому.

РОЗДІЛ 3

ТЕОРЕТИЧНЕ ОБГРУНТУВАННЯ ТА МЕТОДИКА ДОСЛІДЖЕНЬ

3.1. Місце розташування та функціональне призначення досліджуваного об'єкта

У якості об'єкта, на прикладі якого будуть розглянуті різні варіанти конструювання, обрано склад готової продукції Вінницького деревообробного заводу, що розташований за адресою: м. Вінниця, пров. Індустріальний, 11. Розташування будівлі складу готової продукції пов'язане з плануванням діючого підприємства та його інфраструктурою.

Склад готової продукції за функціональним призначенням має у своєму складі зону зберігання, що охоплює понад 90% площі будівлі, та зону відвантаження – для роботи навантажувачів та ведення вантажно-розвантажувальних робіт.

Приміщення складу готової продукції поєднують у собі зони експедиції, приймання, сортування та комплектації готової продукції. Основними параметрами при проектуванні об'єкта було прийнято:

- забезпечення потоковості та безперервності технологічного процесу діючого деревообробного заводу;
- дотримання нормативних розривів між будинками та спорудами;
- групування об'єктів за функціональним призначенням;
- максимальне використання наявної інфраструктури.

3.2. Об'ємно-планувальне рішення досліджуваного об'єкта

Планування будівлі вирішено у проекті з урахуванням прийнятої технології складування вантажів, вимог до евакуаційних шляхів та виходів. Геометричні параметри будівлі складу готової продукції запроектовані виходячи з вимог технічного завдання замовника, технології складування. Висота призначена з урахуванням механізації складського процесу та технології. У місцях інтенсивного руху підлогового транспорту отвори обрамляються для захисту від механічних пошкоджень. Покриття підлог призначені з урахуванням сприйняття навантажень від складованих вантажів та інтенсивності механічного впливу

підлогового транспорту та пиловиділення.

Площа забудови – 14 906 м².

Загальна площа – 14 906 м².

Будівельний об'єм – 173 157 м³.

Будівля одноповерхова, у плані будівля має прямокутну форму з розмірами в осях 306×48 м, з навісом, що виступає, вильотом 6,4 м з торця будівлі в осях «А-В» по осі «1». Висота до низу конструкцій покриття +9,250 м. Будівля розділена двома температурними швами в осях 9-8 і 20-21. Огороджувальними конструкціями служать утеплені цокольні панелі з трьох сторін будівлі, висотою 2,73 м і 0,3 м по осі «В», а також стіни з касетних сендвіч-панелей. Покрівля будівлі двосхилий з ухилом 2,5%.

Фасади виконані в єдиному стильовому та кольоровому рішенні з будівлями існуючого підприємства. Зовнішнє оздоблення виробничої будівлі – складу готової продукції, здійснюється шляхом застосування збірних касетних панелей з якісним заводським фарбуванням, бетонні поверхні цокольних панелей зашліфовані і повинні мати рівні однорідні поверхні. При оформленні фасадів використовуються композиційні прийоми у вигляді чіткого виділення елементів огорожі з вертикальними швами та ритмічним розподілом об'єму будівель з глухими поверхнями стін, що надає архітектурної виразності фасадам. На стінах будівлі виконано стрічкове скління змінної протяжності з урахуванням норм пожежної безпеки висоти вікон 1800 мм. Інтер'єри приміщень складу готової продукції запроектовані відповідно до його призначення та з урахуванням сучасних вимог промислової естетики. У місцях, що становлять небезпеку та схильні до механічних пошкоджень, передбачається встановлення обрамлення, яскравої огорожі та відповідне маркування.

Підлоги в приміщеннях складу готової продукції - бетонні зі зміцненим покриттям. Стіни до рівня +2,73 м бетонні, далі йдуть збірні касетні панелі. Колони будівлі сталеві, забарвлені у заводських умовах.

Покрівля двосхила, м'яка, по профільованому листу. Відповідно до об'ємно-планувальних рішень приміщень допоміжного та технічного призначення на об'єкті не передбачається.

Для забезпечення природного освітлення, що нормується, в будівлі складу готової продукції використовуються zenітні ліхтарі різних типорозмірів на покрівлі будівлі. По периметру будівлі складу готової продукції виконано стрічкове скління.

Відповідно до технічного завдання на проектування, постійних робочих місць на складі готової продукції не передбачається, відповідно, приміщення з постійним перебуванням людей для даного об'єкта відсутні.

У вечірній та нічний час доби освітлення об'єкта передбачається за допомогою штучного електричного освітлення із застосуванням світлодіодних світильників як усередині, так і зовні будівлі.

Шляхи евакуації та евакуаційні виходи запроектовані відповідно до вимог чинних нормативних документів. У кожній зоні димовидалення складу передбачені припливні клапани $3,5 \times 1,0$ м на позначці $+1,000$ м рівня від землі, що розташовані в утеплених цокольних панелях.

3.3. Конструктивні рішення та вихідні дані для розрахунку

Конструктивні рішення

Характеристики району та умов експлуатації:

- район будівництва: м. Вінниця;
- розрахункове навантаження снігового покриву 180 кг/м^2 ;
- вітровий тиск – 42 кг/м^2 , тип місцевості А;
- розрахункова сейсмічність будівлі – до 6 балів;
- ступінь агресивної дії середовища на м/к – слабоагресивна;
- рівень відповідальності будівлі – нормальний, $\gamma_n = 1$;
- ступінь вогнестійкості будівлі - IV.

Загалом будівля у плані має прямокутну форму. Будівля зводиться у два етапи: 1 черга – проліт «А-В» з розмірами в осях 48×306 м; 2 черга – проліт «В-С» з розмірами в осях 48×306 м. Загальні габарити будівлі 96×306 м. Позначка низу кроквяної конструкції $+9,000$ м.

Конструкції виконані у вигляді сталевого рамно-зв'язкового несучого каркаса. Каркас будівлі виконаний у вигляді несучої двопрогонової сталевій рами. Стійкість та геометрична незмінність будівлі забезпечується:

- у поперечному напрямку – конструкціями несучих рам;
- у поздовжньому напрямку системою вертикальних зв'язків та розпірок.

Жорсткість покриття забезпечується системою горизонтальних зв'язків, розпірок і прогонами покриття, з'єднаними з профільованим настилом покриття, закріпленим на верхньому поясі самонарізними гвинтами в кожній хвилі. Прогони покриття виконані за розрізною схемою, ґратчасті - із ГНЗ квадратних профілів.

Поєднання колон рам з фундаментом – шарнірне. Поєднання ригелів рам і колон - жорстке, виконане фланцевим методом на високоміцних болтах.

Навантаження та розрахунок конструкцій

Розрахунки конструкцій виконано відповідно до чинних державних нормативно-технічних документів, а саме:

- ДБН В.2.6.-198:2014 «Сталеві конструкції. Норми проектування»;
- ДБН В.1.2.-2:2006 «Навантаження і впливи. Норми проектування».

Таблиця 3.1 Навантаження, що діють на каркас будівлі

Навантаження на покрівлю					
№	Найменування	$q_n, 2$ кг/м ²	γ_f	$q_s, 2$ кг/м ²	Примітка
1	Власна вага МК	Автоматично враховується розрахунковою програмою			
2	Прогони покриття	10	1,05	12	
3	Профлист покриття Н75-750-0,8	11,2	1,05	12	
4	Теплоізоляція				
	Техноруф Н30 (t = 90 мм)	12	1,3	16	
	Техноруф В60 (t = 40мм)	8	1,3	11	
5	Мембрана LogicRoof V-RP (1,5 мм)	0,2	1,3	1	
6	Ліхтарі димовидалення mcx Prjlight (1400×2000) стрічка довжиною 14,2 м	400 кг/м	1,05	420 кг/м	
	Разом:	41,2		52	
Навантаження від ваги стін					
1	Власна вага МК	Автоматично враховується розрахунковою програмою			
2	Металокосета товщиною 120 мм	22,5	1,2	27	
Кліматичні навантаження					
1	Снігове навантаження	126	1,429	180	
2	Вітрове навантаження	42	1,4	58,8	
Навантаження від ваги інженерного обладнання					
1	Інженерне обладнання	50	1,2	60	Згідно з ТЗ

Матеріал конструкцій

Зварні колони та балки виконані зі сталі С345 згідно з відомістю елементів. Матеріал гнучких спрямованих зв'язків – сталь С255. Зусилля натягу гнучких зв'язків – 5 т. Деталі фланців у вузлах сполучення балок та колон виконані зі сталі С345.

Несучі болти у фланцевих з'єднаннях - високоміцні М30, М36 із сталі 40Х класу 10.9 з контрольованим натягом. Зусилля натягу для болта М30 – 35,9 т, М36 – 46,5 т.

У шарнірних з'єднаннях – болти М20, М16 класу 8.8, класу точності "В" та без контрольованого натягу. Різниця діаметрів отворів та болтів повинна становити 3 мм. Для запобігання самовідгвинчуванню гайок у з'єднаннях на болтах без контрольованого натягу необхідно встановити контргайки або пружинні шайби. Використання болтів без тавра, маркування та покриття або другого сорту, а також виготовлених з автоматних сталей не допускається.

Поверхні під високоміцні болти не ґрунтувати, провести обробку поверхонь, що з'єднуються сталевими щітками без консервації. Спосіб регулювання натягу болтів - по моменту закручування ("М"). Кожен міцний болт у з'єднанні ставиться з круглими шайбами (2 шт.): перша – під головку болта, друга – під гайку. Ставити більше однієї шайби з кожного боку пакета забороняється.

Перевірка щільності стягування пакету виконується за допомогою щупа у якого товщина 0,3 мм, він повинен проникати в зону крайнього отвору, обмежену радіусом $1.3d$ від центру цього отвору (d – діаметр отвору).

Зазори між площинами фланців, які стикаються, у зонах розміщення болтів не є допустимими. Щуп товщиною 0,1 мм не має проходити у зону радіусом 4 см навколо вісі болта.

Усі роботи з натягу та контролю за натягом слід реєструвати в журналі контролю за виконанням монтажних з'єднань на високоміцних болтах.

Матеріали для зварювання повинні відповідати застосовуваним сталям та вибиратися відповідно до довідкових матеріалів (ДБН, ДСТУ, ISO).

Розміри розрахункових зварних швів приймати в залежності від зусиль,

зазначених у відомості елементів конструкцій, крім обумовлених у вузлах, а також в залежності від товщин елементів, що зварюються.

Усі стикові та таврові шви з повним проваром виконувати рівномісними основному металу, з використанням підварювання кореня шва, підкладних планок (за потреби) та вивідних планок. Зазначені шви при роботі їх на розтяг відносяться до першої високої категорії якості і повинні контролюватись неруйнівними методами контролю в обсязі 100%. Отвори під болти повинні виконуватись свердлінням. При свердлінні отворів необхідно використовувати кондуктори або інше спеціалізоване обладнання, що забезпечує виконання вимог щодо якості та відхилень у розмірах отворів. Допустимі відхилення від номінального діаметра і овальність не більше ± 1 мм. Відхилення відстані між центрами отворів у групі повинно перевищувати 1,0 мм, як для суміжних, так і для крайніх отворів. Розбіжність осей отворів (чорнота) – трохи більше 1,5 мм.

Вказівки щодо виготовлення та монтажу конструкцій

Виготовлення та монтаж конструкцій проводити відповідно до вимог:

- ДСТУ-Н Б В.2.6-203:2015 «Настанова з виконання робіт при виготовленні та монтажі будівельних конструкцій»;
- ДСТУ Б В.2.6-75:2008 «Конструкції будинків і споруд. Конструкції металеві будівельні. Загальні технічні умови»;
- ДБН В.2.6.-198:2014 «Сталеві конструкції. Норми проектування».

Усі монтажні тимчасові пристрої, прихватки, кріплення після закінчення монтажу підлягають зняттю, а зони приварювання зачищені.

Всі замкнуті профілі повинні бути герметизовані шляхом постановки заглушок, що запобігають попаданню води всередину цих елементів.

Встановлення колон у проектне положення проводиться за допомогою нижніх гайок та шайб на фундаментних болтах. Закріплення гайок на фундаментних болтах здійснюється постановкою контргайок. Підготовку металевих поверхонь перед фарбуванням проводити відповідно до ДСТУ-Н Б В.2.6-203:2015. Поверхні металокопункцій, що підлягають підготовці перед фарбуванням, не повинні мати задирок, зварювальних бризок, пропалів, залишків флюсу. Поверхні металокопункцій повинні мати третій ступінь

очищення від оксидів та перший ступінь знежирення.

Усі металоконструкції на заводі-виробнику повинні бути обґрунтовані у два шари ґрунтовки ГФ-021 сірого кольору, фінішне забарвлення – синім кольором (RAL5010). Загальна товщина лакофарбового покриття, включаючи ґрунтовку, повинна бути не менше 55 мкм. У монтажних стиках і вузлах, а також у місцях де забарвлення пошкоджено неоштукатурені металоконструкції після закінчення всіх монтажних робіт повинні бути очищені, обґрунтовані та захищені від корозії тими ж матеріалами та способами, що і конструкція в цілому. Якість лакофарбового покриття має відповідати V класу. Фланці в конструкціях жорстких вузлів повинні бути обґрунтовані та пофарбовані тими самими матеріалами та способами, що й конструкція в цілому.

Висновки по Розділу 3

У розділі наведено огляд об'єкта, на прикладі якого проведено дослідження застосування гофрованих сталевих конструкцій для великопролітних виробничих будівель та порівняння з класичними варіантами конструктивних схем рамного каркасу. Отримано вихідні дані для розрахунків сталевих каркасу у вигляді збору навантажень (таблиця 3.1), а також вимоги до матеріалу конструкцій, конструювання вузлів, зварних швів та болтових з'єднань.

На основі зазначених даних проведений подальший підбір варіантів конструктивних схем поперечного каркасу будівлі, виконані розрахунки на міцність і підібрані перерізи елементів каркасу для кожної зі схем. Результати розрахунків наведено у Розділі 4.

РОЗДІЛ 4

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА

4.1. Загальні положення з розрахунку та конструюванню різних конструктивних варіантів рами

Виходячи з конструктивного рішення даної споруди, у всіх розрахунках розглядатиметься лише одна поперечна рама, оскільки вона є головною конструктивною одиницею з якої складається вся будівля. Розрахунок однієї типової рами є достатнім для розрахунку всього несучого конструктиву споруди.

Як було сказано раніше, колони пов'язані з фундаментом шарнірно, отже, щоб забезпечити геометричну незмінність розрахункової схеми, необхідно забезпечити жорстке з'єднання ригеля з колонами. Варіант конструювання рами з шарнірним кріпленням до фундаменту і жорстким сполученням елемента перекриття з колоною буде застосований у всіх варіантах розрахунку, що розглядаються далі.

4.2. Розрахунок та конструювання рамного каркаса з ригелем складеного двотаврового перерізу

В даному варіанті для отримання зусиль в елементах розрахункової схеми застосовуємо розрахунковий комплекс SCAD, що використовує метод скінченних елементів. Розрахункова схема заведена ґрунтуючись на даних з Розділу 3.3 та архітектурних креслень (Додаток 2). Розрахункова схема приведена на рис. 4.1. Далі були прикладені навантаження відповідно до табл. 3.1 (розділ 3.3).

Наступні завантаження були заведені в SCAD: постійне навантаження, що складається з ваги обладнання, ваги покриття, теплоізоляції і т.д. (рис. 4.2.); власна вага конструкцій (рис. 4.3); снігове навантаження (рис. 4.4); вітрове навантаження (рис. 4.5).

Після докладання навантажень і встановлення зв'язків робимо розрахунок з метою отримати зусилля в елементах. Отримуємо такі епюри від дії РСН: епюра згинальних моментів M (рис. 4.6); епюра поздовжніх зусиль N (рис. 4.7); епюра згинальних зусиль Q (рис. 4.8).

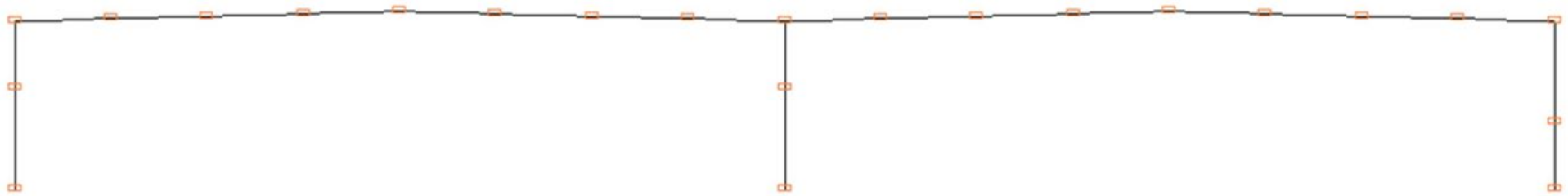


Рис. 4.1. Розрахункова схема із зазначеними місцями закріплення/розкріплення

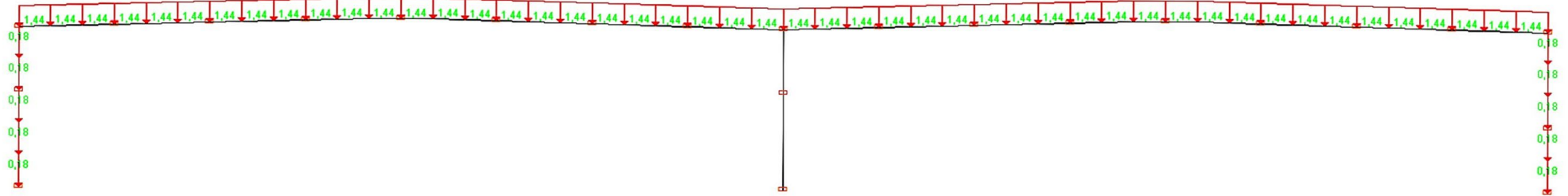


Рис. 4.2. Постійне навантаження, т/м²

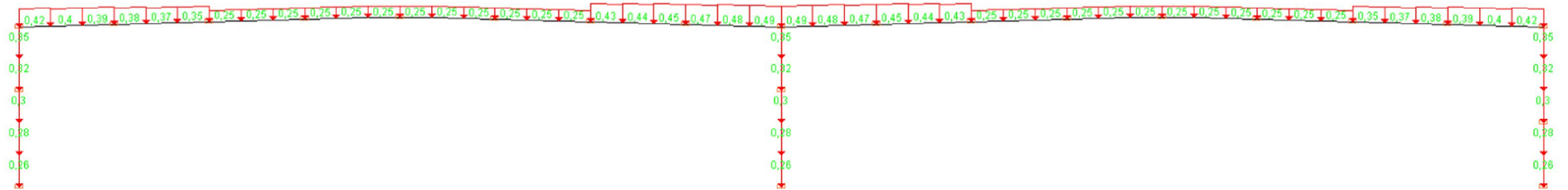


Рис. 4.3. Власна вага, т/м



Рис. 4.4. Снігове навантаження, т/м

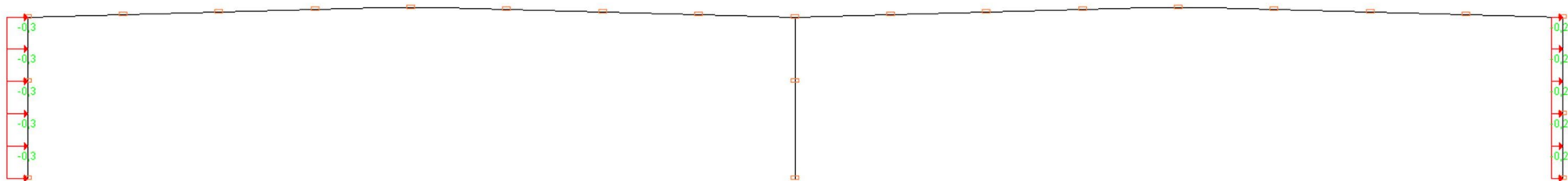


Рис. 4.5. Вітрове навантаження, т/м

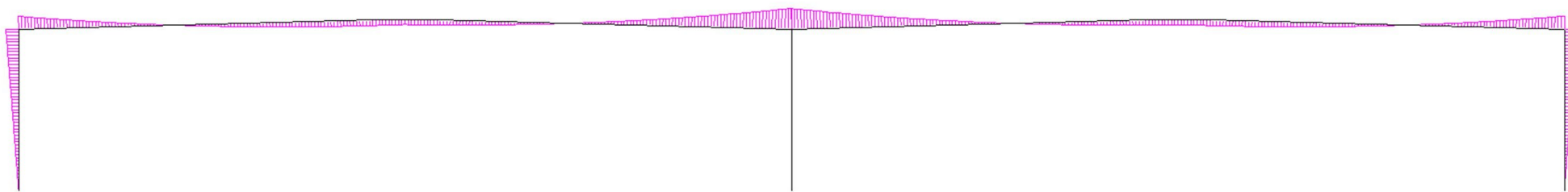


Рис. 4.6. Загальний вигляд епюри згинальних моментів M

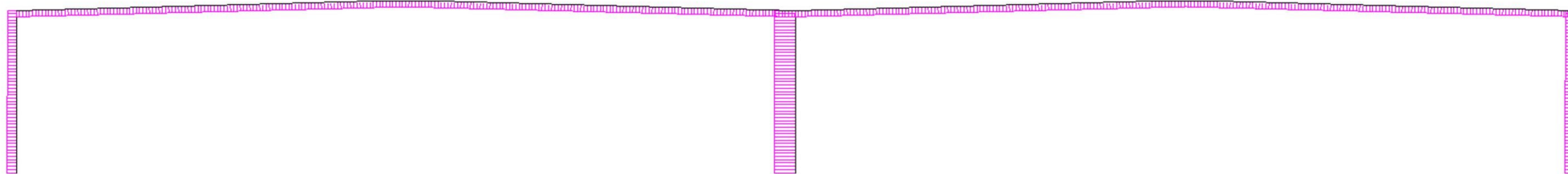


Рис. 4.7. Загальний вигляд епюри поздовжніх зусиль N

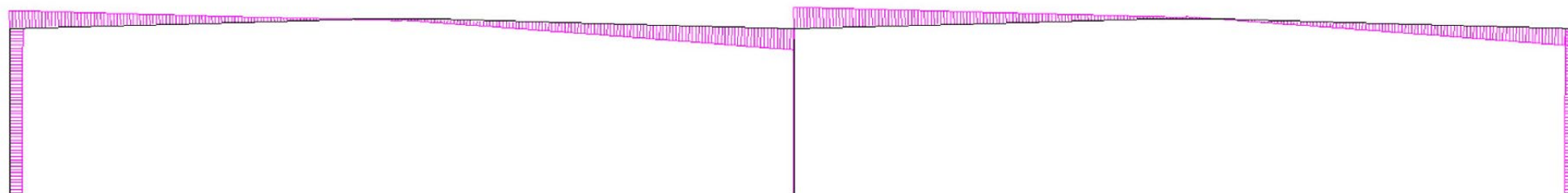


Рис. 4.8. Загальний вигляд згинальних зусиль Q

Після отримання епюр, переходимо до підбору перерізів колони та балки. Переріз та колони та балки приймаємо змінним з метою економії матеріалу. Слід провести підбір перерізів у таких критичних положеннях:

- переріз балки у місці сполучення з колоною;
- переріз балки у центрі прольоту;
- переріз колони у місці сполучення з балкою;
- переріз колони у місці кріплення до фундаменту.

Підбір опорного перерізу балки

Початкові дані:

Геометричні розміри елемента:

- розрахункова довжина елемента $l_{efy} = 300$ см.

Навантаження:

- нормальна сила $N = 50,57792$ тс $= 50,57792/0,001 = 50577,92$ кгс;
- згинальний момент $M_x = 478,4508$ тс \times м $= 47845080$ кгс \times см;
- поперечна сила на одну стінку перерізу $Q_y = 64,75198$ тс $= 64751,98$ кгс.

Фізичні характеристики:

- модуль пружності $E = 2141404$ кгс/см².

Міцність (вид металу - листовий, широкосмуговий прокат; сталь та товщина металу – С345; Св. 20 до 40 мм):

- межа плинності сталі $R_{yn} = 3100$ кгс/см²;
- тимчасове опір сталі розриву $R_{un} = 4700$ кгс/см²;
- розрахунковий опір розтягу, стиску, згину за межею плинності $R_y = 3050$ кгс/см²;
- розрахунковий опір розтягу, стиску, згину з тимчасового опору $R_u = 4600$ кгс/см²;
- розрахунковий опір сталі зсуву $R_s = 1769$ кгс/см².

Коефіцієнти надійності та умов роботи:

- коефіцієнт умови роботи $g_c = 0,9$.

Основні характеристики перерізів:

I - тип перерізу – двотавр симетричний; переріз гілки – параметричний;

переріз - одногілковий:

- висота перерізу $h = 195$ см;
- ширина перерізу $b = 45$ см;
- товщина стінки $t = 1,6$ см;
- товщина полиці $t_f = 2,5$ см;
- площа $A = 529$ см²;
- погонна маса $m = 415,265$ кг/м;
- момент інерції $J_x = 2999065$ см⁴;
- момент інерції $J_y = 38033,6$ см⁴;
- момент опору нетто $W_{x1} = 30759,64$ см³;
- момент опору нетто $W_{x2} = 30759,64$ см³;
- момент опору нетто $W_{y1} = 1690,382$ см³;
- момент опору нетто $W_{y2} = 1690,382$ см³;
- статичний момент $S_x = 18048,13$ см³;
- момент інерції при крученні $J_t = 728,1633$ см⁴;
- відношення площі полиці до площі стінки при згині навколо осі X

$$a_{fwx} = 0,37007;$$

- відношення площі полиці до площі стінки при згині навколо осі Y

$$a_{fwy} = 1,35111.$$

Характеристики перерізу гілки:

- висота перерізу $h_b = 195$ см;
- ширина перерізу $b_b = 45$ см;
- товщина стінки $t_b = 1,6$ см;
- товщина полиці $t_{fb} = 2,5$ см;
- площа перерізу $A_b = 529$ см²;
- погонна маса $m = 415,265$ кг/м;
- момент інерції $J_{xb} = 2999065$ см⁴;
- момент інерції $J_{yb} = 38033,6$ см⁴;
- момент опору нетто $W_{x1b} = 30759,64$ см³;
- момент опору нетто $W_{x2b} = 30759,64$ см³;

- момент опору нетто $W_{y1b} = 1690,382 \text{ см}^3$;
- момент опору нетто $W_{y2b} = 1690,382 \text{ см}^3$;
- статичний момент $S_{xb} = 18048,13 \text{ см}^3$;
- момент інерції при крученні $J_{tb} = 728,1633 \text{ см}^4$;
- відношення площі полиці до площі стінки при згині навколо осі X
 $a_{fwxb} = 0,37007$;
- відношення площі полиці до площі стінки при згині навколо осі Y
 $a_{fwyb} = 1,35111$.

Характеристики перерізу зварного сполучення:

- координата x точки шва, найбільш віддаленої від центру тяжіння розрахункового перерізу швів, щодо головних осей $x = 22,5 \text{ см}$;
- координата y точки шва, найбільш віддаленої від центру тяжіння розрахункового перерізу швів, щодо головних осей $y = 97,5 \text{ см}$.

Результати розрахунку:

1) Розрахунок на міцність розрізних балок суцільного перерізу із сталі, у яких межа плинності близько 5800 кг/см^2 , які сприймають навантаження статичне, за умови врахування виникнення пластичних деформацій. Ослаблення стінки отворами – відсутні.

Момент опору нетто:

$$W_{xn1} = W_{x1} = 30759,64 \text{ см}^3.$$

Момент опору нетто:

$$W_{xn2} = W_{x2} = 30759,64 \text{ см}^3.$$

Момент опору нетто:

$$W_{yn1} = W_{y1} = 1690,382 \text{ см}^3.$$

Момент опору нетто:

$$W_{yn2} = W_{y2} = 1690,382 \text{ см}^3.$$

Поперечна сила:

$$Q = Q_y = 64751,98 \text{ кгс.}$$

Ослаблення стінки отворами для болтів – відсутні. Дотичні напруження:

$$t = Q/(t \times h) = 64751,98 / (1,6 \times 195) = 207,5384 \text{ кгс/см}^2.$$

Сейсмічність майданчика будівництва – не більше 6 балів.

2) Значення коефіцієнтів для розрахунку на міцність складових частин сталевих конструкцій за умови врахування виникнення деформацій пластичних.

Тип перерізу по ДБН:



Коефіцієнти $c_x = 1,15638$, $c_y = 1,47$.

Коефіцієнт $n = 1,5$.

3) Згин - в одній з головних площин.

Мінімальні значення моментів опору:

- мінімальне значення моменту опору нетто:

$$W_{xnmin} = \min(W_{xn1}; W_{xn2}) = \min(30759,64; 30759,64) = 30759,64 \text{ см}^3,$$

$$t = 207,5384 \text{ кгс/см}^2 \leq 0,9R_s \times g_c = 0,9 \times 1769 \times 0,9 = 1432,89 \text{ кгс/см}^2,$$

(14,4839% від граничного значення) – умова виконана.

Оскільки $t = 207,5384 \text{ кгс/см}^2 \leq 0,5R_s \times g_c = 0,5 \times 1769 \times 0,9 = 796,05 \text{ кгс/см}^2$.

Коефіцієнт: $c_1 = c_x = 1,15638$.

Зона чистого згину – відсутня.

$$M_x / (c_1 \times W_{xnmin}) = 47845080 / (1,15638 \times 30759,64) = 1345,10276 \text{ кгс/см}^2 < R_y \times g_c = 3050 \times 0,9 = 2745 \text{ кгс/см}^2$$

(49% від граничного значення) – умова виконана.

4) Перевірка виконання умов, за яких стійкість балок потрібно перевіряти.

Розрахункова довжина елемента: $l_{ef} = l_{efy} = 300$ див.

Відстань між осями поясних листів:

$$h = h - t = 195 - 2,5 = 192,5 \text{ см.}$$

Перевірка виконання умов:

$$h/b = 192,5/45 = 4,27778 > 1 - \text{умова виконана.}$$

$h/b = 192,5/45 = 4,27778 < 6$ (71% від граничного значення) - умова виконана.

$b / t = 45 / 2,5 = 18 < 35$ (51% від граничного значення) – умова виконана.

Розрахунок на міцність із урахуванням пластичних деформацій.

Коефіцієнт: $c = c_x = 1,15638$.

Коефіцієнт:

$$d = 1 - 0,7(c_1 - 1)/(c - 1) = 1 - 0,7 \times (1,15638 - 1)/(1,15638 - 1) = 0,3.$$

5) Місце застосування навантаження - до верхнього пояса.

Так як $l_{ef} / b = 300 / 45 = 6,66667 < (0,35 + 0,0032 \times b/t + (0,76 - 0,02 \times b/t) \times b/h)$;

$$\begin{aligned} E/R_y &= (0,35 + 0,0032 \times 45 / 2,5 + (0,76 - 0,02 \times 45/2,5) \times 45/192,5) = \\ &= 2141404/3050 = 13,09. \end{aligned}$$

Перевірка стійкості балки не потрібна.

Підбір центрального перерізу балки

Початкові дані:

Геометричні розміри елемента:

- розрахункова довжина елемента $l_{efy} = 300$ см;

Навантаження:

- нормальна сила $N = 49,15032$ тс = $49,15032/0,001 = 49150,32$ кгс;

- згинальний момент $M_x = 208,226$ тс×м = 20822600 кгс×см;

- поперечна сила на одну стінку перерізу $Q_y = 10,91096$ тс = $10910,96$ кгс.

Фізичні характеристики:

- модуль пружності $E = 2141404$ кгс/см².

Міцність (вид металу - листовий, широкозмуговий прокат; сталь та товщина металу – С345; Св. від 10 до 20 мм):

- межа плинності сталі $R_{yn} = 3300$ кгс/см²;

- тимчасове опір сталі розриву $R_{un} = 4800$ кгс/см²;

- розрахунковий опір розтягу, стиску, згину за межею плинності $R_y = 3200$ кгс/см²;

- розрахунковий опір розтягу, стиску, згину з тимчасового опору $R_u = 4700$ кгс/см²;

- розрахунковий опір сталі зсуву $R_s = 1856$ кгс/см².

Коефіцієнти надійності та умови роботи:

- коефіцієнт умови роботи $g_c = 0,9$.

Основні характеристики перерізів:

I – тип перерізу – двотавр симетричний; переріз гілки – параметричний; переріз - одногілковий:

- висота перерізу $h = 148$ см;

- ширина перерізу $b = 45$ см;

- товщина стінки $t = 1,2$ см;

- товщина полиці $t_f = 1,6$ см;

- площа $A = 317,76$ см²;

- погонна маса $m = 249,4416$ кг/м;

- момент інерції $J_x = 1075220$ см⁴;

- момент інерції $J_y = 24320,85$ см⁴;

- момент опору нетто $W_{x1} = 14530$ см³;

- момент опору нетто $W_{x2} = 14530$ см³;

- момент опору нетто $W_{y1} = 1080,927$ см³;

- момент опору нетто $W_{y2} = 1080,927$ см³;

- статичний момент $S_x = 8415,456$ см³;

- момент інерції при крученні $J_t = 206,2848$ см⁴;

- відношення площі полиці до площі стінки при згині навколо осі X

$a_{fwx} = 0,41436$;

- відношення площі полиці до площі стінки при згині навколо осі Y

$a_{fwy} = 1,20667$.

Характеристики перерізу гілки:

- висота перерізу $h_b = 148$ см;

- ширина перерізу $b_b = 45$ см;

- товщина стінки $t_b = 1,2$ см;

- товщина полиці $t_{fb} = 1,6$ см;

- площа перерізу $A_b = 317,76$ см²;

- погонна маса $m = 249,4416$ кг/м;

- момент інерції $J_{xb} = 1075220$ см⁴;

- момент інерції $J_{yb} = 24320,85 \text{ см}^4$;
- момент опору нетто $W_{x1b} = 14530 \text{ см}^3$;
- момент опору нетто $W_{x2b} = 14530 \text{ см}^3$;
- момент опору нетто $W_{y1b} = 1080,9 \text{ см}^3$;
- момент опору нетто $W_{y2b} = 1080,9 \text{ см}^3$;
- статичний момент $S_{xb} = 8415,4 \text{ см}^3$;
- момент інерції при крученні $J_{tb} = 206,3 \text{ см}^4$;
- відношення площі полиці до площі стінки при згині навколо осі X
 $a_{fwxb} = 0,41436$;
- відношення площі полиці до площі стінки при згині навколо осі Y
 $a_{fwyb} = 1,21$.

Характеристики перерізу зварного сполучення:

- координата x точки шва, найбільш віддаленої від центру тяжіння розрахункового перерізу швів, щодо головних осей $x = 22,5 \text{ см}$;
- координата y точки шва, найбільш віддаленої від центру тяжіння розрахункового перерізу швів, щодо головних осей $y = 74 \text{ см}$.

Результати розрахунку:

1) Розрахунок на міцність розрізних балок суцільного перерізу із сталі з межею плинності до 5800 кг/см^2 , що несуть статичне навантаження, з урахуванням розвитку пластичних деформацій. Ослаблення стінки отворами – відсутні.

Момент опору нетто:

$$W_{xn1} = W_{x1} = 14530 \text{ см}^3.$$

Момент опору нетто:

$$W_{xn2} = W_{x2} = 14530 \text{ см}^3.$$

Момент опору нетто:

$$W_{yn1} = W_{y1} = 1080,927 \text{ см}^3.$$

Момент опору нетто:

$$W_{yn2} = W_{y2} = 1080,927 \text{ см}^3.$$

Поперечна сила:

$$Q = Q_y = 10910,96 \text{ кгс.}$$

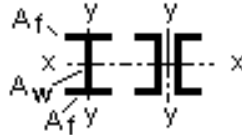
Ослаблення стінки отворами для болтів – відсутні. Дотичні напруження:

$$t = Q/(t \times h) = 10910,96/(1,2 \times 148) = 61,43559 \text{ кгс/см}^2.$$

Сейсмичність майданчика будівництва – не більше 6 балів.

Переріз не є опорним.

2) Коефіцієнти до розрахунку міцність елементів сталевих конструкцій з урахуванням розвитку пластичних деформацій.



Коефіцієнти $c_x = 1,14398$; $c_y = 1,47$.

Коефіцієнт $n = 1,5$.

3) Згин – в одній з головних площин.

Мінімальні значення моментів опору:

- мінімальне значення моменту опору нетто:

$$W_{xnmin} = \min(W_{xn1}; W_{xn2}) = \min(14530; 14530) = 14530 \text{ см}^3.$$

$$t = 61,4 \text{ кгс/см}^2 < 0,9R_s \times g_c = 0,9 \times 1856 \times 0,9 = 1503,36 \text{ кгс/см}^2$$

(4,1% від граничного значення) – умова виконана.

Оскільки $t = 61,4 \text{ кгс/см}^2 < 0,5R_s \times g_c = 0,5 \times 1856 \times 0,9 = 835,2 \text{ кгс/см}^2$.

Коефіцієнт: $c_1 = c_x = 1,14398$.

Зона чистого згину – відсутня.

$$M_x/(c_1 \times W_{xnmin}) = 20822600/(1,14398 \times 14530) = 1252,71106 \text{ кгс/см}^2 <$$

$$< R_y \times g_c = 3200 \times 0,9 = 2880 \text{ кгс/см}^2$$

(43,5% від граничного значення) – умова виконана.

4) Перевірка виконання умов, за яких стійкість балок потрібно перевіряти.

Розрахункова довжина елемента: $l_{ef} = l_{efy} = 300 \text{ см.}$

Відстань між осями поясних листів: $h = h - t = 148 - 1,6 = 146,4 \text{ см.}$

Перевірка виконання умов:

$$h/b = 146,4/45 = 3,25333 > 1 \text{ (325,3\% від граничного значення) - умова}$$

виконана.

$h/b = 146,4/45 = 3,25333 < 6$ (54,2% від граничного значення) - умова виконана.

$b/t = 45/1,6 = 28,125 < 35$ (80,3% від граничного значення) - умова виконана.

Розрахунок на міцність – з урахуванням пластичних деформацій.

Коефіцієнт: $c = c_x = 1,14398$.

Коефіцієнт:

$$d = 1 - 0,7(c_1 - 1)/(c - 1) = 1 - 0,7 \times (1,14398 - 1)/(1,14398 - 1) = 0,3.$$

5) Так як $b / t = 45 / 1,6 = 28,125 > 15$, то місце застосування навантаження - до верхнього пояса.

Так як $l_{ef}/b = 300/45 = 6,66667 < (0,35 + 0,0032b/t + (0,76 - 0,02b/t) b/h)$;

$$E/R_y = (0,35 + 0,0032 \times 45/1,6 + (0,76 - 0,02 \times 45/1,6) \times 45/146,4);$$

$$2141404/3200 = 13,09.$$

Перевірка стійкості балки не потрібна.

Підбір перерізу колони у місці сполучення з балкою

Початкові дані:

Геометричні розміри елемента:

- розрахункова довжина елемента $l_{efx} = 500$ см;

- розрахункова довжина елемента $l_{efy} = 500$ см.

Навантаження:

- нормальна сила $N = 66,99$ тс = $66,99/0,001 = 66995,35$ кгс;

- згинальний момент $M_x = 478,4508$ тс×м = 47845080 кгс×см;

- поперечна сила на одну стінку перерізу $Q_y = 48,9$ тс = $48946,38$ кгс.

Фізичні характеристики:

- модуль пружності $E = 2141404$ кгс/см².

Міцність (вид металу - листовий, широкозмуговий прокат; сталь та товщина металу – С345; Св. від 10 до 20 мм):

- межа плинності сталі $R_{yn} = 3300$ кгс/см²;

- тимчасове опір сталі розриву $R_{un} = 4800$ кгс/см²;

- розрахунковий опір розтягу, стиску, згину за межею плинності

$$R_y = 3200 \text{ кгс/см}^2;$$

- розрахунковий опір розтягу, стиску, вигину з тимчасового опору

$$R_u = 4700 \text{ кгс/см}^2;$$

- розрахунковий опір сталі зсуву $R_s = 1856 \text{ кгс/см}^2$.

Коефіцієнти надійності та умови роботи:

- коефіцієнт умов роботи $g_c = 0,9$.

Основні характеристики перерізів:

I – тип перерізу – двотавр симетричний; переріз гілки – параметричний; переріз – одногілковий

- висота перерізу $h = 190 \text{ см}$;

- ширина перерізу $b = 45 \text{ см}$;

- товщина стінки $t = 1,4 \text{ см}$;

- товщина полиці $t_f = 2 \text{ см}$;

- площа $A = 440,4 \text{ см}^2$;

- погонна маса $m = 345,714 \text{ кг/м}$;

- момент інерції $J_x = 2341273 \text{ см}^4$;

- момент інерції $J_y = 30417,53 \text{ см}^4$;

- момент опору нетто $W_{x1} = 24644,98 \text{ см}^3$;

- момент опору нетто $W_{x2} = 24644,98 \text{ см}^3$;

- момент опору нетто $W_{y1} = 1351,89 \text{ см}^3$;

- момент опору нетто $W_{y2} = 1351,89 \text{ см}^3$;

- статичний момент $S_x = 14514,3 \text{ см}^3$;

- момент інерції при крученні $J_t = 410,128 \text{ см}^4$;

- відношення площі полиці до площі стінки при згині навколо осі X

$$a_{fwx} = 0,34562;$$

- відношення площі полиці до площі стінки при згині навколо осі Y

$$a_{fvy} = 1,44667.$$

Характеристики перерізу гілки:

- висота перерізу $h_b = 190 \text{ см}$;

- ширина перерізу $b_b = 45 \text{ см}$;

- товщина стінки $t_b = 1,4$ см;
- товщина полиці $t_{fb} = 2$ см;
- площа перерізу $A_b = 440,4$ см²;
- погонна маса $m = 345,714$ кг/м;
- момент інерції $J_{xb} = 2341273$ см⁴;
- момент інерції $J_{yb} = 30417,53$ см⁴;
- момент опору нетто $W_{x1b} = 24644,98$ см³;
- момент опору нетто $W_{x2b} = 24644,98$ см³;
- момент опору нетто $W_{y1b} = 1351,89$ см³;
- момент опору нетто $W_{y2b} = 1351,89$ см³;
- статичний момент $S_{xb} = 14514,3$ см³;
- момент інерції при крученні $J_{tb} = 410,128$ см⁴;
- відношення площі полиці до площі стінки при згині навколо осі X
 $a_{fwxb} = 0,34562$;
- відношення площі полиці до площі стінки при згинанні навколо осі Y
 $a_{fwyb} = 1,44667$.

Характеристики перерізу зварного сполучення:

- координата x точки шва, найбільш віддаленої від центру тяжіння розрахункового перерізу швів, щодо головних осей $x = 22,5$ см;
- координата y точки шва, найбільш віддаленої від центру тяжіння розрахункового перерізу швів, щодо головних осей $y = 95$ см.

Результати розрахунку:

1) Розрахунок на міцність позацентрово-стиснутих або позацетрено-розтягнутих елементів (елемент – стиснутий). Сейсмічність майданчика будівництва – не більше 6 балів. Безпосередній вплив на елемент динамічних навантажень відсутній. Ослаблення стінки отворами – відсутні.

Площа нетто:

$$A_n = A = 440,4 \text{ см}^2.$$

Дотичні напруження:

$$t = (Q_y \times S_x) / (J_x \times t) = (48946,38 \times 14514,3) / (2341273 \times 1,4) =$$

$$216,73876 \text{ кгс/см}^2.$$

2) Оскільки: $t / R_s = 216,7388/1856 = 0,11678 < 0,5$;

$$N/(A_n \times R_y) = 66995,35/(440,4 \times 3200) = 0,04754 > 0,1 \text{ – умови не виконані.}$$

3) Урахування послаблень перерізу.

Послаблення розрізу, що розглядається - відсутні.

$$W_{xn} = \min(W_{xn1}; W_{xn2}) = \min(24644,98; 24644,98) = 24644,98 \text{ см}^3.$$

Згин - в одній із головних площин.

$$N/A_n + M_x/W_{xn} = 66995,35/440,4 + 47845080/24644,98 = 2093,4961 \text{ кгс/см} < \\ < R_y \times g_c = 3200 \times 0,9 = 2880 \text{ кгс/см}^2$$

(72,7% від граничного значення) – умова виконана.

4) Обчислення на стійкість позацентрово-стиснутих елементів постійного перерізу з площини дії моменту при дії згинальних моментів у площині з найбільшою жорсткістю, що збігається з площиною симетрії ($J_x > J_y$).

Оскільки $J_x = 2341273 \text{ см}^4 > J_y = 30417,53 \text{ см}^4$, то радіус інерції:

$$i_y = J_y/A = 30417,53/440,4 = 8,31071 \text{ см.}$$

Гнучкість стрижня щодо осі у:

$$l_y = l_{efy}/i_y = 500/8,31071 = 60,16333.$$

Коефіцієнт поздовжнього згину приймається залежно від l_y та R_y :

$$f_y = 0,76712.$$

5) Визначення коефіцієнта для розрахунку на стійкість з площини згину.

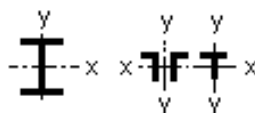
Момент опору для стиснутого пояса:

$$W_c = \min(W_{x1}; W_{x2}) = \min(24644,98; 24644,98) = 24644,98 \text{ см}^3.$$

Відносний ексцентриситет:

$$m_x = (M_x/N) \times (A/W_c) = (47845080/66995,35) \times (440,4/24644,98) = 12,76179.$$

Тип перерізу – відкритий.



Оскільки $m_x > 10$, то розрахункова довжина:

$$l_{ef} = l_{efy} = 500 \text{ см.}$$

6) Визначення коефіцієнта α (переріз – зварний).

Товщина пояса:

$$t_1 = t_f = 2 \text{ см.}$$

Ширина пояса:

$$b_f = b = 45 \text{ см.}$$

Відстань між осями поясних листів:

$$h = h - t_1 = 190 - 2 = 188 \text{ см.}$$

Розмір:

$$a = h/2 = 188/2 = 94 \text{ см.}$$

Коефіцієнт:

$$\begin{aligned} a &= 8 \times (l_{ef} \times t_1 / (h \times b_f)) \times 2 \times (1 + a \times t \times 3 / (b_f \times t_1 \times 3)) = \\ &= 8 \times (500 \times 2 / (188 \times 45)) \times 2 \times (1 + 94 \times 1,4 \times 3 / (45 \times 2 \times 3)) = 0,19186. \end{aligned}$$

$0,1 < a = 0,19186$ (52,1% від граничного значення) – умова виконана.

$a < 400$ (0,04% від граничного значення) - умова виконана.

Оскільки $a < 40$, то коефіцієнт:

$$y = 2,25 + 0,07 a = 2,25 + 0,07 \times 0,19186 = 2,26343.$$

Тип балки – прокатний двотавр.

Визначення коефіцієнта f_1 :

$$\begin{aligned} f_1 &= y \times J_y / J_x \times (h / l_{ef}) \times 2 \times E / R_y = \\ &= 2,26343 \times 30417,53 / 2341273 \times (190 / 500) \times 2 \times 2141404 / 3200 = 2,84155. \end{aligned}$$

Оскільки $f_1 > 0,85$, то коефіцієнт:

$$f_b = 0,68 + 0,21 f_1 = 0,68 + 0,21 \times 2,84155 = 1,27673.$$

При $f_b > 1$ необхідно прийняти коефіцієнт $f_b = 1$.

$$c = 1 / (1 + m_x \times f_y / f_b) = 1 / (1 + 12,76179 \times 0,76712 / 1) = 0,09268.$$

Коефіцієнт не повинен перевищувати стях, що визначається залежно від наступних коефіцієнтів.

Коефіцієнт:

$$r = (J_x + J_y) / (A \times h \times 2) = (2341273 + 30417,53) / (440,4 \times 190 \times 2) = 0,14918.$$

Коефіцієнт:

$$\begin{aligned} m &= 2 + 0,156 J_t / (A \times h \times 2) \times l_y \times 2 = 2 + 0,156 \times 410,128 / (440,4 \times 190 \times 2) \times \\ &\quad \times 60,16333 \times 2 = 2,01457. \end{aligned}$$

Коефіцієнт:

$$d = 4 \times r / m = 4 \times 0,14918 / 2,01457 = 0,2962.$$

Коефіцієнт:

$$c_{\max} = 2 / (1 + d + (1 - d)^2 + (16 / m) \times (M_x / (N \times h))^2) = 2 / (1 + 0,2962 + (1 - 0,2962)^2 \times 2 + (16 / 2,01457) \times (47845080 / (66995,35 \times 190))^2) = 0,16789.$$

7) Продовження розрахунку.

$$N / (c \times f_y \times A) = 66995,35 / (0,09268 \times 0,76712 \times 440,4) = 2139,67602 \text{ кгс/см}^2 < R_y \times g_c = 1 \times 3200 \times 0,9 = 2880 \text{ кгс/см}^2$$

(74,29431% від граничного значення) – умова виконана.

Коефіцієнт:

$$a = N / (f_y \times A \times R_y \times g_c) = 66995,35 / (0,76712 \times 440,4 \times 1 \times 3200 \times 0,9) = 0,06886.$$

Гнучкість: $l = l_y = 60,16333$.

8) Перевірка за умовою граничної гнучкості стиснутих елементів.

Тип елемента – основні колони. Коефіцієнт $a = 0,5$.

$$l = 60,16333 < 180 - 60a = 180 - 60 \times 0,5 = 150$$

(40,1% від граничного значення) – умова виконана.

9) Розрахунок на стійкість позacentрово-стиснутих елементів у площині дії моменту.

Тип перерізу – суцільний стінчастий стрижень.

10) Визначення гнучкості стрижня. Радіус інерції:

$$i = J_x / A = 2341273 / 440,4 = 72,91256 \text{ см.}$$

Гнучкість стрижня щодо осі x:

$$l_x = l_{\text{efx}} / i = 500 / 72,91256 = 6,85753.$$

Умовна гнучкість:

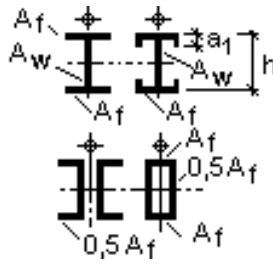
$$l = l_{\text{efx}} / i = 3200 / 2141404 = 0,26509.$$

11) Момент опору для стиснутого пояса:

$$W_c = \min(W_{x1}; W_{x2}) = \min(24644,98; 24644,98) = 24644,98 \text{ см}^3.$$

Відносний ексцентриситет:

$$m = (M_x / N) (A / W_c) = (47845080 / 66995,35) \times (440,4 / 24644,98) = 12,7.$$



12) Коефіцієнт впливу форми перерізу $h = 1,21912$.

13) Наведений відносний ексцентриситет:

$$m_{ef} = h \times m = 1,21912 \times 12,76179 = 15,55815.$$

Оскільки $m_{ef} < 20$, коефіцієнт приймається в залежності від l і m_{ef} :

$$f_e = 0,09769.$$

$$N / (f_e \times A) = 66995,35 / (0,09769 \times 440,4) = 1557,2102 \text{ кгс/см}^2 < R_y \times g_c = \\ = 1 \times 3200 \times 0,9 = 2880 \text{ кгс/см}^2$$

(54,0698% від граничного значення) – умова виконана.

Коефіцієнт:

$$a = N / (f_e \times A \times R_y \times g_c) = 66995,35 / (0,09769 \times 440,4 \times 1 \times 3200 \times 0,9) = 0,5407.$$

Гнучкість: $l = l_x = 6,85753$.

14) Перевірка за умовою граничної гнучкості стиснених елементів:

$$l = 6,85753 < 180 - 60a = 180 - 60 \times 0,5407 = 147,558$$

(4,6% від граничного значення) – умова виконана.

Підбір перерізу колони у місці сполучення з фундаментом

Початкові дані:

Геометричні розміри елемента:

- розрахункова довжина елемента $l_{efx} = 1200$ см;

- розрахункова довжина елемента $l_{efy} = 1200$ см.

Навантаження:

- нормальна сила $N = 70,36042$ тс = $70,36042 / 0,001 = 70360,42$ кгс;

- згинальний момент $M_x = 0$ тс×м;

- поперечна сила на одну стінку перерізу $Q_y = 47,21286$ тс = $47212,86$ кгс.

Фізичні характеристики:

- модуль зсуву $G = 810\,000$ кгс/см²;

- модуль пружності $E = 2100000$ кгс/см².

Міцність (вид металу - листовий, широкосмуговий прокат; сталь та товщина металу - С345; Св. від 10 до 20 мм):

- межа плинності сталі $R_{yn} = 3300 \text{ кгс/см}^2$;
- тимчасовий опір сталі розриву $R_{un} = 4800 \text{ кгс/см}^2$;
- розрахунковий опір розтягу, стиску, згину за межею плинності $R_y = 3200 \text{ кгс/см}^2$;
- розрахунковий опір розтягу, стиску, згину з тимчасового опору $R_u = 4700 \text{ кгс/см}^2$;
- розрахунковий опір сталі зсуву $R_s = 1856 \text{ кгс/см}^2$.

Коефіцієнти надійності та умови роботи:

- коефіцієнт умови роботи $g_c = 0,9$.

Коефіцієнт надійності у розрахунках з тимчасового опору $g_u = 1,3$.

Основні характеристики перерізів:

I - тип перерізу – двотавр симетричний; переріз гілки – параметричний; переріз – одногілковий.

- висота перерізу $h = 110 \text{ см}$;
- ширина перерізу $b = 45 \text{ см}$;
- товщина стінки $t = 1,4 \text{ см}$;
- товщина полиці $t_f = 2 \text{ см}$;
- площа $A = 328,4 \text{ см}^2$;
- погонна маса $m = 257,794 \text{ кг/м}$;
- момент інерції $J_x = 663891,9 \text{ см}^4$;
- момент інерції $J_y = 30399,24 \text{ см}^4$;
- момент опору нетто $W_{x1} = 12070,76 \text{ см}^3$;
- момент опору нетто $W_{x2} = 12070,76 \text{ см}^3$;
- момент опору нетто $W_{y1} = 1351,077 \text{ см}^3$;
- момент опору нетто $W_{y2} = 1351,077 \text{ см}^3$;
- статичний момент $S_x = 6826,3 \text{ см}^3$;
- момент інерції при крученні $J_t = 336,9547 \text{ см}^4$;
- відношення площі полиці до площі стінки при згині навколо осі X

$$a_{f_{wx}} = 0,60647;$$

- відношення площі полиці до площі стінки при згині навколо осі Y

$$a_{f_{wy}} = 0,82444.$$

Характеристики перерізу гілки:

- висота перерізу $h_b = 110$ см;

- ширина перерізу $b_b = 45$ см;

- товщина стінки $t_b = 1,4$ см;

- товщина полиці $t_{fb} = 2$ см;

- площа перерізу $A_b = 328,4$ см²;

- погонна маса $m = 257,794$ кг/м;

- момент інерції $J_{xb} = 663891,9$ см⁴;

- момент інерції $J_{yb} = 30399,24$ см⁴;

- момент опору нетто $W_{x1b} = 12070,76$ см³;

- момент опору нетто $W_{x2b} = 12070,76$ см³;

- момент опору нетто $W_{y1b} = 1351,077$ см³;

- момент опору нетто $W_{y2b} = 1351,077$ см³;

- статичний момент $S_{xb} = 6826,3$ см³;

- момент інерції при крученні $J_{tb} = 336,9547$ см⁴;

- відношення площі полиці до площі стінки при згині навколо осі X

$$a_{f_{wxb}} = 0,60647;$$

- відношення площі полиці до площі стінки при згині навколо осі Y

$$a_{f_{wyb}} = 0,82444.$$

Характеристики перерізу зварного сполучення:

- координата x точки шва, найбільш віддаленої від центру тяжіння розрахункового перерізу швів, щодо головних осей $x = 22,5$ см;

- координата y точки шва, найбільш віддаленої від центру тяжіння розрахункового перерізу швів, щодо головних осей $y = 55$ см.

Результати розрахунку:

1) Розрахунок на міцність позацентрово-стиснутих або позацетренно-розтягнутих елементів (елемент – стиснутий). Сейсмічність майданчика

будівництва – не більше 6 балів. Безпосередній вплив на елемент динамічних навантажень відсутній. Ослаблення стінки отворами – відсутні.

Площа нетто:

$$A_n = A = 328,4 \text{ см}^2.$$

Дотичні напруження:

$$t = Q_y \times S_x / (J_x \times t) = 47212,86 \times 6826,3 / (663891,9 \times 1,4) = 346,75304 \text{ кгс/см}^2.$$

2) Так як $t / R_s = 346,7531 / 1856 = 0,18683 < 0,5$ і $N / (A_n \times R_y) = 70360,42 / (328,4 \times 3200) = 0,06695 > 0,1$ - умови не виконані.

3) Урахування послаблень перерізу.

Послаблення перерізу, що розглядається - відсутні.

$$W_{xn} = \min(W_{xn1}; W_{xn2}) = \min(12070,76; 12070,76) = 12070,76 \text{ см}^3.$$

Згин - в одній із головних площин.

$$\begin{aligned} N/A_n + M_x/W_{xn} &= 70360,42/328,4 + 0/12070,76 = 214,25219 \text{ кгс/см}^2 < R_y \times g_c = \\ &= 3200 \times 0,9 = 2880 \text{ кгс/см}^2 \text{ (7,4\% від граничного значення) - умова} \\ &\text{виконана.} \end{aligned}$$

4) Обчислення на стійкість позацентрово-стиснутих елементів постійного перерізу з площини дії моменту при дії згинальних моментів у площині з найбільшою жорсткістю, що збігається з площиною симетрії ($J_x > J_y$).

$$\text{Оскільки } J_x = 663891,9 \text{ см}^4 \geq J_y = 30399,24 \text{ см}^4.$$

Радіус інерції:

$$i_y = J_y/A = 30399,24/328,4 = 9,62121 \text{ см.}$$

Гнучкість стрижня щодо осі у:

$$l_y = l_{efy}/i_y = 1200/9,62121 = 124,72444.$$

Коефіцієнт поздовжнього вигину приймається залежно від l_y та R_y :

$$f_y = 0,30489.$$

5) Визначення коефіцієнта для розрахунку на стійкість з площини згину.

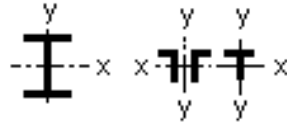
Момент опору для стиснутого пояса:

$$W_c = \min(W_{x1}; W_{x2}) = \min(12070,76; 12070,76) = 12070,76 \text{ см}^3.$$

Відносний ексцентриситет:

$$m_x = (M_x/N) (A/W_c) = (0/70360,42) \times (328,4/12070,76) = 0.$$

Тип перерізу – відкритий.



Оскільки $m_x < 1$, коефіцієнт $a = 0,7$.

Коефіцієнт $l_c = 3,14 \times E/R_y = 3,14 \times 2100000/3200 = 80,43856$.

Оскільки $l_y = 124,7244 > l_c = 80,43856$, то коефіцієнт $f_c = 0,60339$.

Коефіцієнт:

$$b = f_c/f_y = 0,60339/0,30489 = 1,40678.$$

Коефіцієнт:

$$c = b/(1+a \times m_x) = 1,40678/(1+0,7 \times 0) = 1,40678.$$

Коефіцієнт не повинен перевищувати c_{\max} , що визначається залежно від інших коефіцієнтів.

Коефіцієнт:

$$r = (J_x + J_y)/(A \times h \times 2) = (663891,9 + 30399,24)/(328,4 \times 110 \times 2) = 0,17472.$$

Коефіцієнт:

$$m = 2 + 0,156 \times J_t/(A \times h \times 2) \times l_y \times 2 = 2 + 0,156 \times 336,9547/(328,4 \times 110 \times 2) \times 124,7244 \times 2 = 2,20578.$$

Коефіцієнт:

$$d = 4 \times r/m = 4 \times 0,17472/2,20578 = 0,31684.$$

Коефіцієнт:

$$c_{\max} = 2/(1+d+(1-d) \times 2 + (16/m) \times (M_x/(N \times h)) \times 2) = \\ = 2/(1+0,31684+(1-0,31684) \times 2 + (16/2,20578) \times (0/(70360,42 \times 110)) \times 2) = 1$$

Оскільки $c = 1,40678 > c_{\max} = 1$, то коефіцієнт $c = c_{\max} = 1$.

б) Продовження розрахунку.

$$N/(c \times f_y \times A) = 70360,42/(1 \times 0,30489 \times 328,4) = 702,71964 \text{ кгс/см}^2 < R_y \times g_c = \\ = 3200 \times 0,9 = 2880 \text{ кгс/см}^2 \text{ (24,4\% від граничного значення) – умова}$$

виконана.

Коефіцієнт:

$$a = N/(f_y \times A \times R_y \times g_c) = 70360,42/(0,30489 \times 328,4 \times 1 \times 3200 \times 0,9) = 0,244.$$

Приймаємо гнучкість для перевірки граничної гнучкості:

$$l = l_y = 124,7244.$$

7) Перевірка за умовою граничної гнучкості стиснутих елементів. Тип елемента – основні колони. Коефіцієнт $a = 0,5$.

$$l = 124,7244 < 180 - 60a = 180 - 60 \times 0,5 = 150$$

(83,1% від граничного значення) – умова виконана.

8) Розрахунок на стійкість позакентрово-стиснутих елементів у площині дії моменту. Тип перерізу – суцільний стінчастий стрижень.

9) Визначення гнучкості стрижня. Радіус інерції:

$$i = J_x/A = 663891,9/328,4 = 44,96215 \text{ см.}$$

Гнучкість стрижня щодо осі x:

$$l_x = l_{efx}/i = 1200/44,96215 = 26,68912.$$

Умовна гнучкість:

$$l = R_y/E = 3200/2100000 = 1,04184.$$

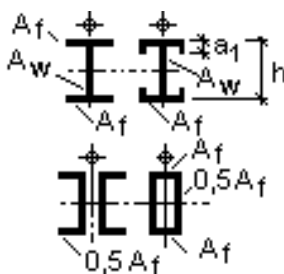
10) Момент опору для стиснутого пояса:

$$W_c = \min(W_{x1}; W_{x2}) = \min(12070,76; 12070,76) = 12070,76 \text{ см}^3.$$

Відносний ексцентриситет:

$$m = (M_x/N) (A/W_c) = (0/70360,42) \times (328,4/12070,76) = 0.$$

11) Коефіцієнт впливу форми перерізу. Тип перерізу – 5.



Коефіцієнт впливу форми перерізу $h = 1,67332$.

12) Наведений відносний ексцентриситет:

$$m_{ef} = h \times m = 1,67332 \times 0 = 0.$$

Оскільки $m_{ef} < 20$, коефіцієнт $f_c = 0,92082$.

$$N/(f_c \times A) = 70360,42 / (0,92082 \times 328,4) = 232,7 \text{ кгс/см}^2 < R_y \times g_c = 3200 \times 0,9 = 2880 \text{ кгс/см}^2 \text{ (8,1\% від граничного значення) – умова виконана.}$$

Коефіцієнт:

$$a = N / (f_c \times A \times R_y \times g_c) = 70360,42 / (0,92082 \times 328,4 \times 1 \times 3200 \times 0,9) = 0,08079.$$

Гнучкість: $l = l_x = 26,7$.

13) Перевірка за умовою граничної гнучкості стиснутих елементів.

Оскільки $a = 0,5$:

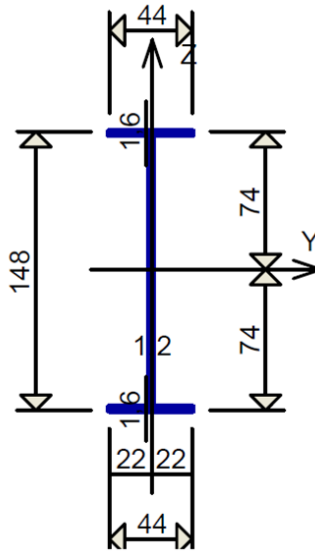
$$l = 26,7 \leq 180 - 60a = 180 - 60 \times 0,5 = 150$$

(17,8% від граничного значення) - умова виконана.

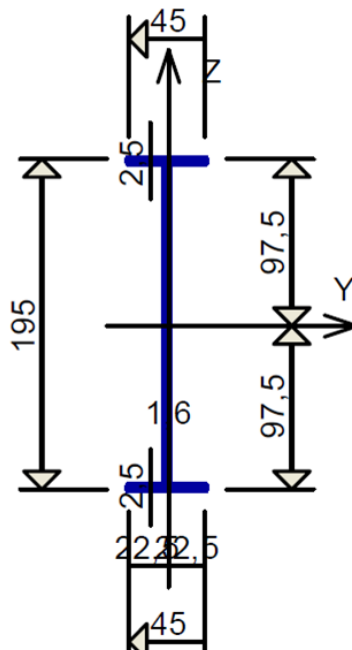
Перевірка конструкцій за другою групою граничних станів

Таким чином отримуємо наступні перерізи.

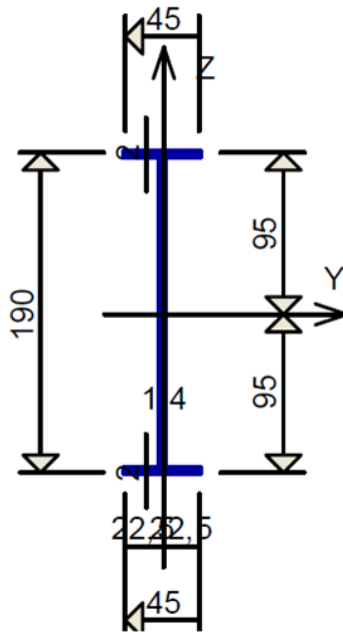
1) Переріз балки у центрі прольоту:



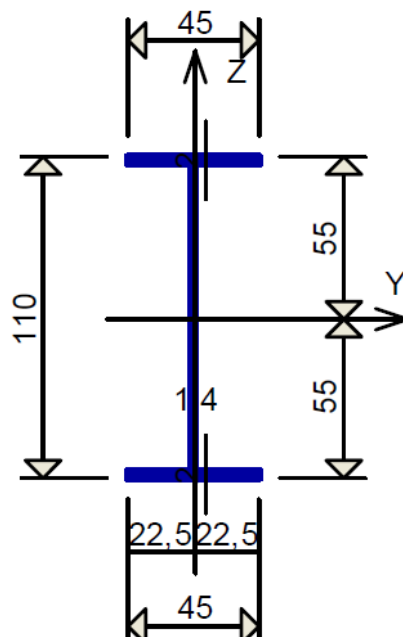
2) Опорний переріз балки:



3) Переріз колони в місці сполучення з балкою:



4) Переріз колони в нижній частині:



На підставі цих даних, призначаємо жорсткості в розрахунковій схемі SCAD. Отримуємо наступну конструкцію (рис. 3.9). Здійснюємо розрахунок на дію РСН ще раз з метою визначити переміщення. Діаграма переміщень зображена на рис. 3.10. Як бачимо з неї, максимальний прогин становить 124 мм, що не перевищує $L/300 = 48000/300 = 160$ мм. Таким чином, розрахована конструкція проходить другою групою граничних станів.

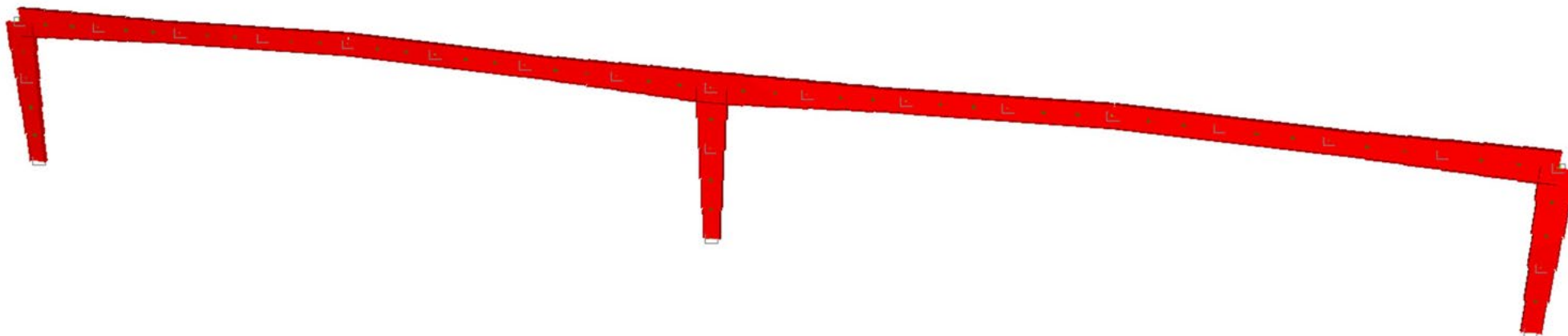


Рис. 4.9. Презентаційна графіка рами у середовищі SCAD

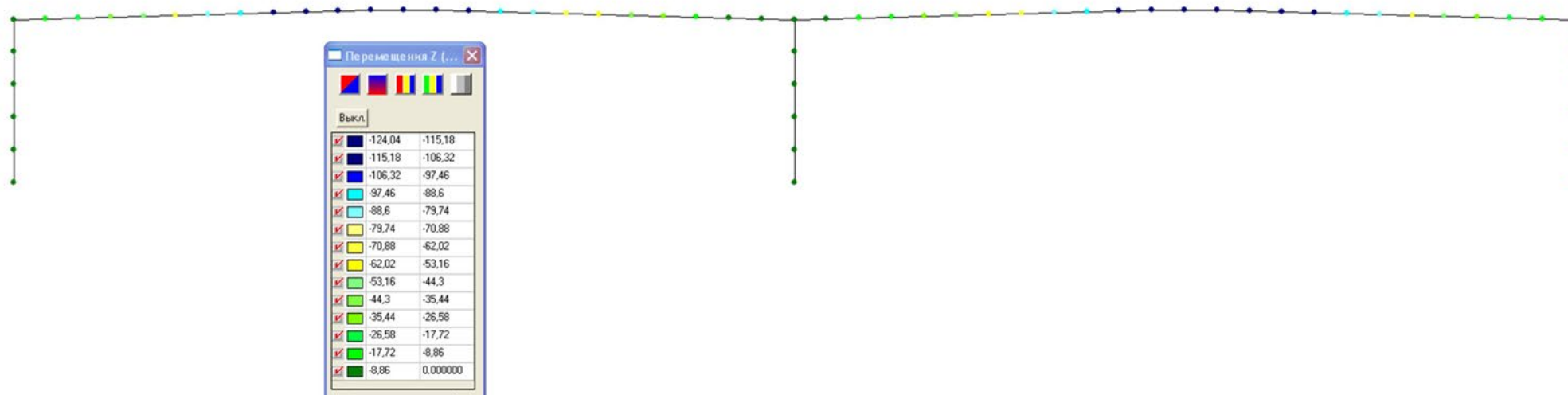


Рис. 4.10. Переміщення по осі Z, м

Конструювання рами з балкою зі зварного двотабра змінного перерізу

Конструювання здійснюється з використанням спеціалізованих програм Tekla Structures та Autodesk Robot. З метою економії часу конструюється один проліт типової рами, який є типовою конструктивною одиницею, з яких складена вся конструкція.

Ребра жорсткості встановлені з конструктивних міркувань, щоб уникнути втрати елементами конструкції місцевої стійкості. Відповідальні шви виконані з обробкою кромки та повним проваром з метою забезпечення рівномірності зварного шва та основного металу. Кількість болтів і товщини пластин у фланцевих з'єднаннях приймаються з результатів розрахунку вузла в Autodesk Robot.

За результатами конструювання автоматично формується звіт про витрату матеріалів виробництва одного прольоту однієї рами.

Таблиця 4.1 Вибірка металу для закупівлі

Вибірка металу для закупівлі			
Профіль	ДСТУ/ТУ	Чиста вага, кг	Марка сталі
НІ1482-12-16*440	-	5881,4	С345
Лист товщиною 14 мм	ДСТУ 8540:2015	5423,7	С345
Лист товщиною 16 мм	ДСТУ 8540:2015	5345,3	С345
Лист товщиною 20 мм	ДСТУ 8540:2015	2851,2	С345
Лист товщиною 36 мм	ДСТУ 8540:2015	7281,2	С345
Лист товщиною 40 мм	ДСТУ 8540:2015	1584,7	С345
Лист товщиною 45 мм	ДСТУ 8540:2015	3242,8	С345
Разом:		31627,27	

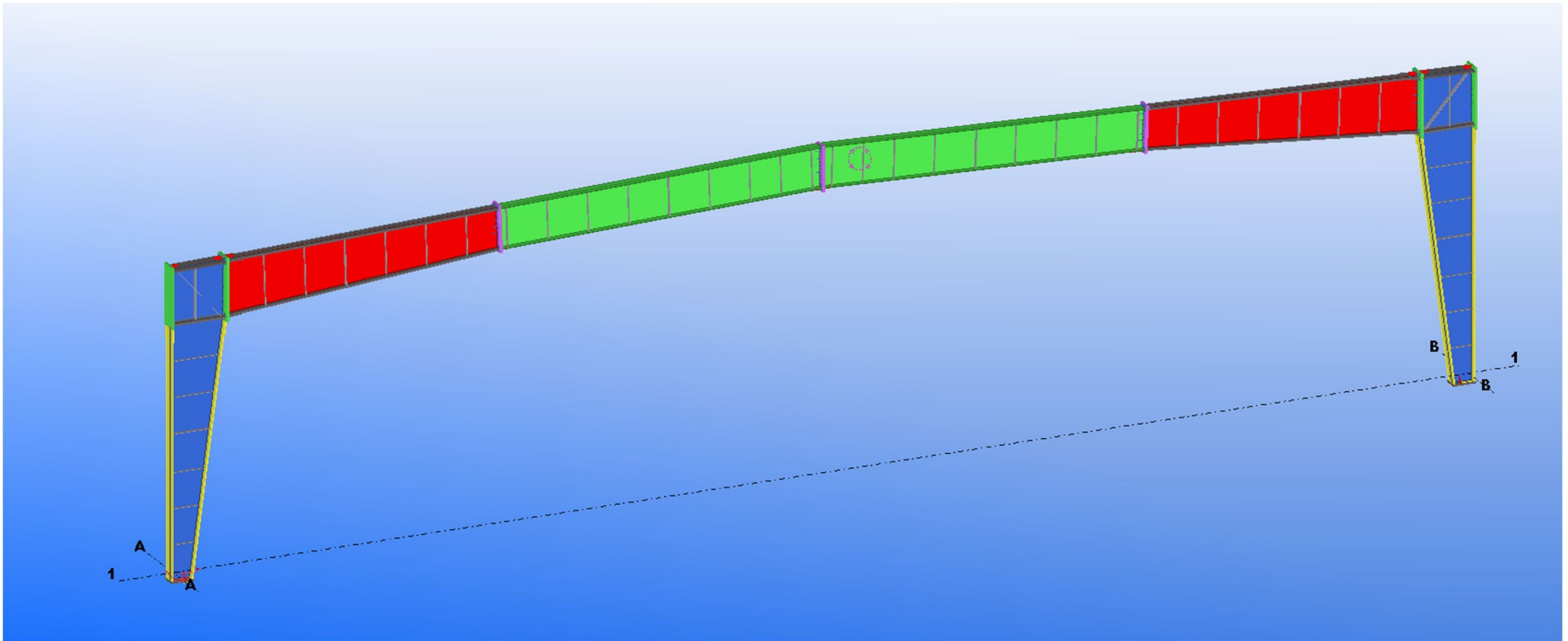


Рис. 4.11. Загальний вигляд конструкції у Tekla Structures

4.3. Розрахунок та конструювання поперечника з фермою з жорстким примиканням до колони

У даному варіанті для отримання зусиль в елементах розрахункової схеми і підбору перерізів застосовуємо розрахунковий комплекс LIRA SAPR. Розрахункова схема заведена ґрунтуючись на даних з Розділу 3.3 та Додатка Б, що містить креслення АР Розрахункова схема приведена на рис. 4.12.

Після докладання навантажень і встановлення зв'язків виконуємо розрахунок з метою отримання зусиль в елементах. Отримуємо наступні мозаїки напружень від дії РСН:

- мозаїка згинального моменту M (рис. 4.13);
- мозаїка поздовжніх зусиль N (рис. 4.14);
- мозаїка згинальних зусиль Q (рис. 4.15).

Після отримання епюр, переходимо до підбору перерізів колони та елементів ферми.

Підбір перерізу елементів ферми

Так як зусилля у фермі досить значні, приймаємо ферму з двотаврових профілів. Для підбору перерізів елементів ферми скористаємося функцією підбору перерізу в LIRA SAPR. Підбір перерізів в даному програмному комплексі заснований на завданні довільного перерізу, підрахунку коефіцієнта використання по першій та другій групі граничних станів та підборі перерізу, що проходить по обох групах граничних станів. У нашому випадку всім елементам був призначений двотавровий профіль 20Ш1, після чого здійснено розрахунок та підбір перерізів. На рис. 4.16. зображено розподіл коефіцієнта використання несучої здатності перерізів за першим граничним станом. На рис. 4.17. зображено розподіл коефіцієнта використання за місцевою стійкістю. Далі, ґрунтуючись на запропонованих програмою перерізах, виконується уніфікація перерізів. Кінцевий результат підбору перерізів елементів ферми зображено на рис. 4.18.

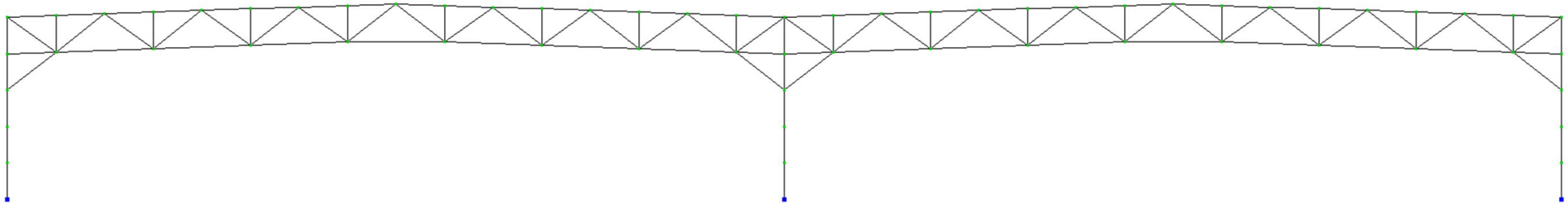


Рис. 4.12. Розрахункова схема варіанта з фермою

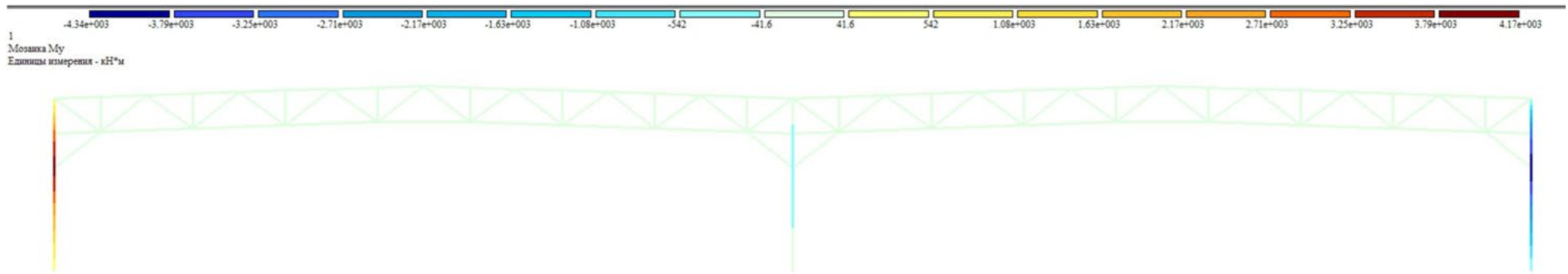


Рис. 4.13. Мозаїка згинальних моментів

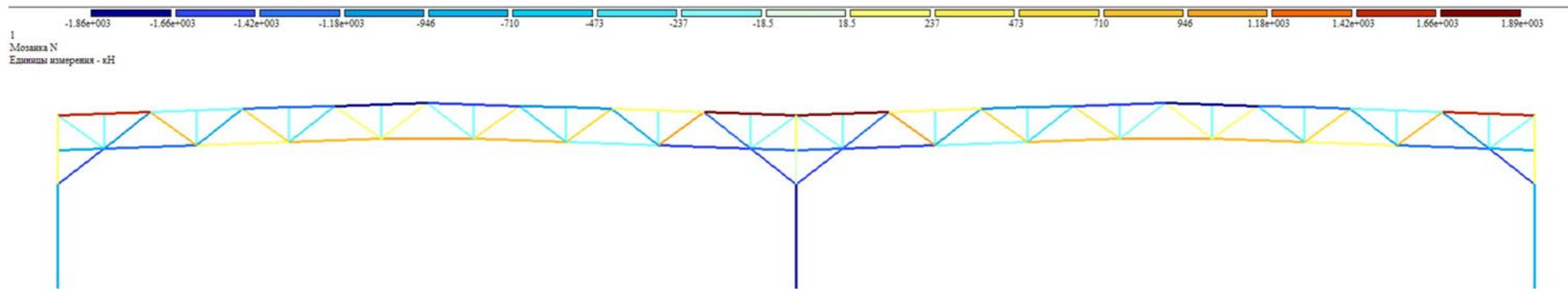


Рис. 4.14. Мозаїка поздовжніх зусиль

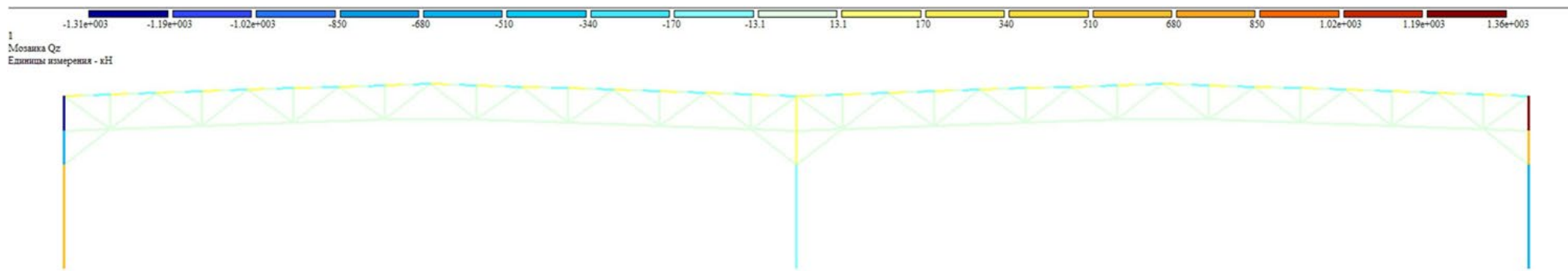


Рис. 4.15. Мозаїка згинальних зусиль

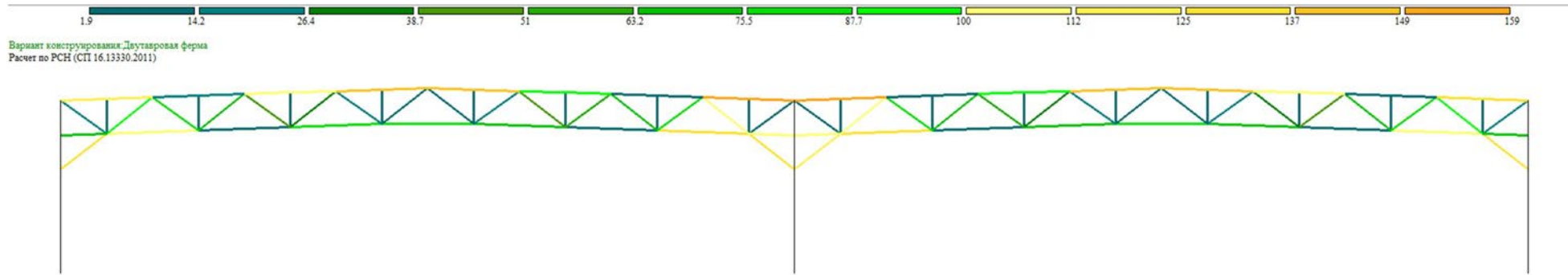


Рис. 4.16. Коэффициент використання несучої здатності при перерізах стрижнів 20Ш1

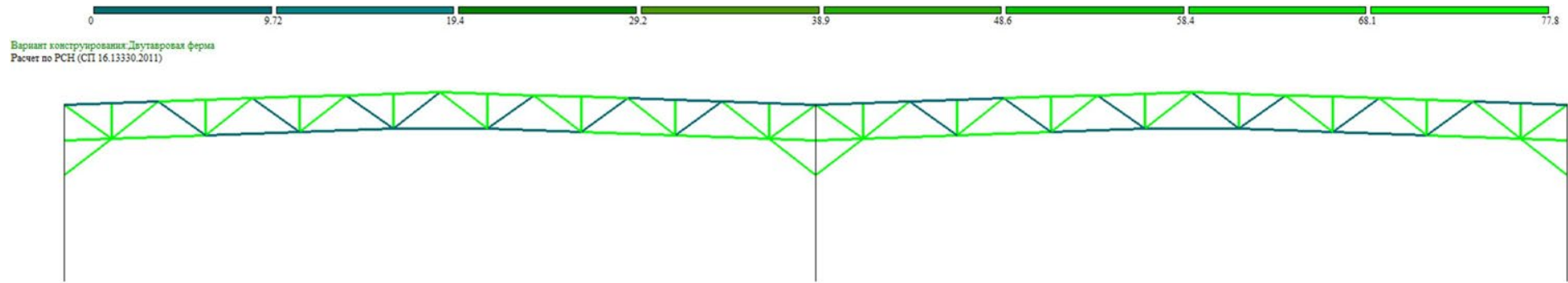


Рис. 4.17. Коэффициент використання за місцевою стійкістю

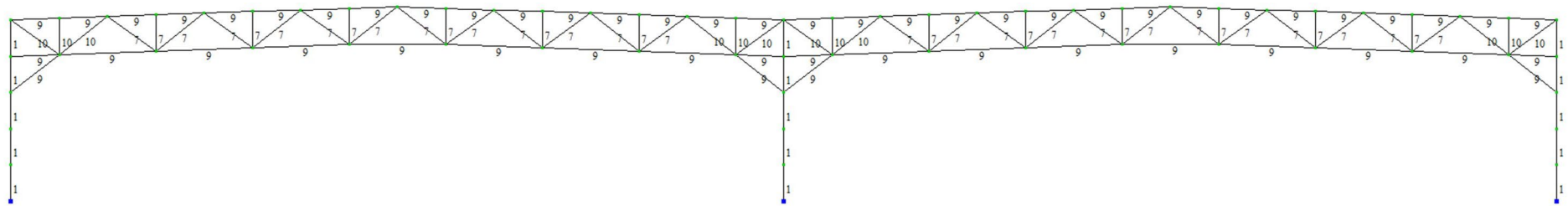


Рис. 4.18. Типи жорсткості елементів ферми після уніфікації: Тип 9 - 30Ш1; Тип 10 - 25Ш1; Тип 7 – 20Ш1

Підбір перерізу колони

Підбір перерізів колони виконуємо за найбільш навантаженим місцем колони. Виходячи з мозаїк розподілу зусиль видно, що найнебезпечнішим є місце, де нижній розкіс підходить до колони. Визначивши зусилля у вузлі, приступаємо до розрахунку.

Геометричні розміри елемента:

- розрахункова довжина елемента $l_{efx} = 500$ см;
- розрахункова довжина елемента $l_{efy} = 500$ см.

Навантаження:

- нормальна сила $N = 90,95869$ тс = $90,95869/0,001 = 90958,69$ кгс;
- згинальний момент $M_x = 420,1231$ тс×м = 42012310 кгс×см;
- поперечна сила на одну стінку перерізу $Q_y = 62,71255$ тс = $62712,55$ кгс.

Фізичні характеристики:

- модуль пружності $E = 2141404$ кгс/см².

Міцність (вид металу - листовий, широкозмуговий прокат; сталь та товщина металу - С345; Св. від 10 до 20 мм):

- межа плинності сталі $R_{yn} = 3300$ кгс/см²;
- тимчасовий опір сталі розриву $R_{un} = 4800$ кгс/см²;
- розрахунковий опір розтягу, стиску, згину за межею плинності $R_y = 3200$ кгс/см²;
- розрахунковий опір розтягу, стиску, згину з тимчасового опору $R_u = 4700$ кгс/см²;
- розрахунковий опір сталі зсуву $R_s = 1856$ кгс/см².

Коефіцієнти надійності та умови роботи:

- коефіцієнт умови роботи $g_c = 0,9$.

Основні характеристики перерізів:

I – тип перерізу – двотавр симетричний; переріз гілки – параметричний; переріз - одногілковий:

- висота перерізу $h = 150$ см;
- ширина перерізу $b = 45$ см;

- товщина стінки $t = 1,6$ см;
- товщина полиці $t_f = 2$ см;
- площа $A = 413,6$ см²;
- погонна маса $m = 324,676$ кг/м;
- момент інерції $J_x = 1400692$ см⁴;
- момент інерції $J_y = 30424,83$ см⁴;
- момент опору нетто $W_{x1} = 18675,89$ см³;
- момент опору нетто $W_{x2} = 18675,89$ см³;
- момент опору нетто $W_{y1} = 1352,215$ см³;
- момент опору нетто $W_{y2} = 1352,215$ см³;
- статичний момент $S_x = 10923,2$ см³;
- момент інерції при крученні $J_t = 439,3387$ см⁴;
- відношення площі полиці до площі стінки при згині навколо осі X
 $a_{fwx} = 0,38527$;
- відношення площі полиці до площі стінки при згині навколо осі Y
 $a_{fwy} = 1,29778$.

Характеристики перерізу гілки:

- висота перерізу $h_b = 150$ см;
- ширина перерізу $b_b = 45$ см;
- товщина стінки $t_b = 1,6$ см;
- товщина полиці $t_{fb} = 2$ см;
- площа перерізу $A_b = 413,6$ см²;
- погонна маса $m = 324,676$ кг/м;
- момент інерції $J_{xb} = 1400692$ см⁴;
- момент інерції $J_{yb} = 30424,83$ см⁴;
- момент опору нетто $W_{x1b} = 18675,89$ см³;
- момент опору нетто $W_{x2b} = 18675,89$ см³;
- момент опору нетто $W_{y1b} = 1352,215$ см³;
- момент опору нетто $W_{y2b} = 1352,215$ см³;
- статичний момент $S_{xb} = 10923,2$ см³;

- момент інерції при крученні $J_{tb} = 439,3387 \text{ см}^4$;

- відношення площі полиці до площі стінки при згині навколо осі X
 $a_{f_{wxb}} = 0,38527$;

- відношення площі полиці до площі стінки при згині навколо осі Y
 $a_{f_{wyb}} = 1,29778$.

Характеристики перерізу зварного сполучення:

- координата x точки шва, найбільш віддаленої від центру тяжіння розрахункового перерізу швів, щодо головних осей $x = 22,5 \text{ см}$;

- координата y точки шва, найбільш віддаленої від центру тяжіння розрахункового перерізу швів, щодо головних осей $y = 75 \text{ см}$.

Результати розрахунку:

1) Розрахунок на міцність позацентрово-стиснутих або позацетренно-розтягнутих елементів (елемент – стиснутий). Сейсмічність майданчика будівництва – не більше 6 балів. Безпосередній вплив на елемент динамічних навантажень відсутній. Ослаблення стінки отворами – відсутні.

Площа нетто: $A_n = A = 413,6 \text{ см}^2$.

Дотичні напруження:

$$t = (Q_y \times S_x) / (J_x \times t) = (62712,55 \times 10923,2) / (1400692 \times 1,6) = 305,66219 \text{ кгс/см}^2.$$

2) Оскільки $t/R_s = 305,6622/1856 = 0,16469 < 0,5$ та $N/(A_n \times R_y) = 90958,69 / (413,6 \times 3200) = 0,06872 > 0,1$ – умови не виконані.

3) Урахування послаблень перерізу.

Послаблення розрізу, що розглядається - відсутні.

$$W_{xn} = \min(W_{xn1}; W_{xn2}) = \min(18675,89; 18675,89) = 18675,89 \text{ см}^3.$$

Згин - в одній із головних площин.

$$N/A_n + M_x/W_{xn} = 90958,69/413,6 + 42012310/18675,89 = 2469,46741 \text{ кгс/см}^2 < < R_y \times g_c = 3200 \times 0,9 = 2880 \text{ кгс/см}^2$$

(85,7% від граничного значення) – умова виконана.

4) Обчислення на стійкість позацентрово-стиснутих елементів постійного перерізу з площини дії моменту при дії згинальних моментів у площині з найбільшою жорсткістю, що збігається з площиною симетрії ($J_x > J_y$).

Оскільки $J_x = 1400692 \text{ см}^4 > J_y = 30424,83 \text{ см}^4$, то радіус інерції:

$$i_y = J_y / A = 30424,83 / 413,6 = 8,57677 \text{ см.}$$

Гнучкість стрижня щодо осі у:

$$l_y = l_{efy}/i_y = 500/8,57677 = 58,297.$$

Коефіцієнт поздовжнього вигину приймається залежно від l_y та R_y :

$$f_y = 0,77781.$$

5) Визначення коефіцієнта для розрахунку на стійкість з площини згину.

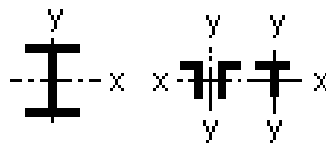
Момент опору для стиснутого пояса:

$$W_c = \min(W_{x1}; W_{x2}) = \min(18675,89; 18675,89) = 18675,89 \text{ см}^3.$$

Відносний ексцентриситет:

$$m_x = (M_x/N) \times (A/W_c) = (42012310/90958,69) \times (413,6/18675,89) = 10,22896.$$

Тип перерізу – відкритий.



Оскільки $m_x > 10$, то розрахункова довжина: $l_{ef} = l_{efy} = 500 \text{ см.}$

б) Визначення коефіцієнта а. Переріз - зварений.

Товщина пояса: $t_1 = t_f = 2 \text{ см.}$

Ширина пояса: $b_f = b = 45 \text{ см.}$

Відстань між осями поясних листів: $h = h - t_1 = 150 - 2 = 148 \text{ см.}$

Розмір: $a = h/2 = 148/2 = 74 \text{ см.}$

Коефіцієнт:

$$a = 8(l_{ef} \times t_1 / (h \times b_f)) \times 2(1 + a \times t \times 3 / (b_f \times t_1 \times 3)) = \\ = 8 \times (500 \times 2 / (148 \times 45)) \times 2 \times (1 + 74 \times 1,6 \times 3 / (45 \times 2 \times 3)) = 0,33222 > 0,1.$$

(30,1% від граничного значення) – умова виконана.

$a < 400$ (0,083% від граничного значення) - умова виконана.

Оскільки $a < 40$, то коефіцієнт:

$$y = 2,25 + 0,07a = 2,25 + 0,07 \times 0,33222 = 2,27326.$$

Тип балки – прокатний двотавр.

Визначення коефіцієнта f_1 :

$$f_1 = y \times J_y / J_x \times (h / l_{ef}) \times 2 \times (E / R_y) =$$

$$= 2,27326 \times 30424,83 / 1400692 \times (150 / 500) \times 2 \times (2141404 / 3200) = 2,9739.$$

Оскільки $f_1 > 0,85$, то коефіцієнт:

$$f_b = 0,68 + 0,21 \times f_1 = 0,68 + 0,21 \times 2,9739 = 1,30452.$$

Оскільки $f_b > 1$, необхідно прийняти коефіцієнт $f_b = 1$.

Коефіцієнт:

$$c = 1 / (1 + m_x \times f_y / f_b) = 1 / (1 + 10,22896 \times 0,77781 / 1) = 0,11165.$$

Коефіцієнт не повинен перевищувати c_{max} , що визначається залежно від коефіцієнтів:

$$r = (J_x + J_y) / (A \times h \times 2) = (1400692 + 30424,83) / (413,6 \times 150 \times 2) = 0,15378.$$

Коефіцієнт:

$$m = 2 + 0,156 \times J_t / (A \times h \times 2) \times l_y \times 2 = 2 + 0,156 \times 439,3387 / (413,6 \times 150 \times 2) \times$$

$$\times 58,297 \times 2 = 2,02503.$$

Коефіцієнт:

$$d = 4 \times r / m = 4 \times 0,15378 / 2,02503 = 0,30376.$$

Коефіцієнт:

$$c_{max} = 2 / (1 + d + (1 - d) \times 2 + (16 / m) \times (M_x / (N \times h)) \times 2) =$$

$$= 2 / (1 + 0,30376 + (1 - 0,30376) \times 2 + (16 / 2,02503) \times$$

$$\times (42012310 / (90958,69 \times 150)) \times 2) = 0,20026.$$

7) Продовження розрахунку.

$$N / (c \times f_y \times A) = 90958,69 / (0,11165 \times 0,77781 \times 413,6) = 2532,39482 \text{ кгс/см}^2 <$$

$$< R_y \times g_c = 1 \times 3200 \times 0,9 = 2880 \text{ кгс/см}^2$$

(87,9% від граничного значення) – умова виконана.

Коефіцієнт:

$$a = N / (f_y \times A \times R_y \times g_c) = 90958,69 / (0,77781 \times 413,6 \times 3200 \times 0,9) = 0,09817.$$

Приймаємо гнучкість для перевірки граничної гнучкості: $l = l_y = 58,297$.

8) Перевірка за умовою граничної гнучкості стиснутих елементів. Тип елемента – основні колони. Оскільки $a < 0,5$, то коефіцієнт:

$$l = 58,297 < 180 - 60 \times a = 180 - 60 \times 0,5 = 150$$

(38,8% від граничного значення) – умова виконана.

9) Розрахунок на стійкість позациентрово-стиснутих елементів у площині дії моменту. Тип перерізу – суцільний стінчастий стрижень.

10) Визначення гнучкості стрижня. Радіус інерції:

$$i = J_x / A = 1400692/413,6 = 58,19438 \text{ см.}$$

Гнучкість стрижня щодо осі x:

$$l_x = l_{\text{efx}}/i = 500/58,19438 = 8,59189.$$

Умовна гнучкість:

$$l = R_y/E = 3200/2141404 = 0,33213.$$

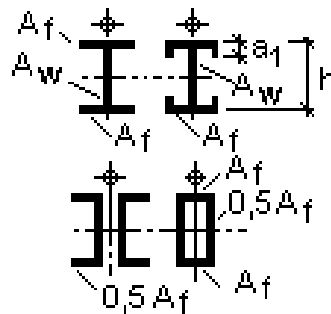
11) Момент опору для стисненого пояса:

$$W_c = \min(W_{x1}; W_{x2}) = \min(18675,89; 18675,89) = 18675,89 \text{ см}^3.$$

Відносний ексцентриситет:

$$m = (M_x/N) \times (A/W_c) = (42012310/90958,69) \times (413,6/18675,89) = 10,2.$$

12) Коефіцієнт впливу форми перерізу. Тип перерізу – 5.



Коефіцієнт впливу форми перерізу $h = 1,22705$.

13) Наведений відносний ексцентриситет:

$$m_{\text{ef}} = h \times m = 1,22705 \times 10,22896 = 12,55145.$$

Оскільки $m_{\text{ef}} < 20$, коефіцієнт приймається в залежності від l і m_{ef} :

$$f_c = 0,11976.$$

$$N/(f_c \times A) = 90958,69/(0,11976 \times 413,6) = 1836,33486 \text{ кгс/см}^2 < R_y \times g_c = 1 \times 3200 \times 0,9 = 2880 \text{ кгс/см}^2$$

(63,76% від граничного значення) – умова виконана.

Коефіцієнт:

$$a = N/(f_c \times A \times R_y \times g_c) = 90958,69/(0,11976 \times 413,6 \times 1 \times 3200 \times 0,9) = 0,63762.$$

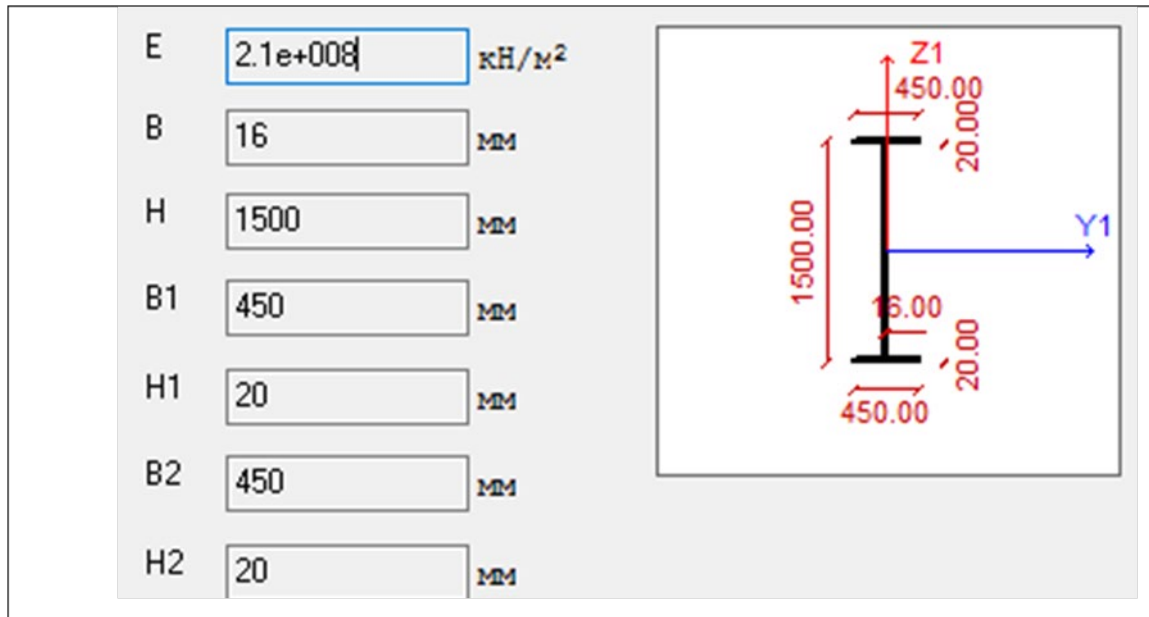
Гнучкість: $l = l_x = 8,59189$.

14) Перевірка за умовою граничної гнучкості стиснених елементів:

$$l = 8,59189 < 180-60a = 180-60 \times 0,63762 = 141,7428$$

(6,06% від граничного значення) – умова виконана.

Таким чином, підібраний переріз колони виглядає наступним чином:



Перевірка конструкції по другій групі граничних станів

Після підбору перерізів отримуємо підсумковий вигляд конструкції, який заводимо в LIRA SAPR (рис. 4.19). Здійснюємо розрахунок з метою отримати картину переміщень вузлів розрахункової схеми. Отримуємо мозаїку переміщень осі Z (рис. 4.20), з якої видно, що максимальне переміщення становить 158 мм, що менше $L/300 = 48000/300 = 160$ мм. Таким чином, розрахована конструкція проходить за другою групою граничних станів.

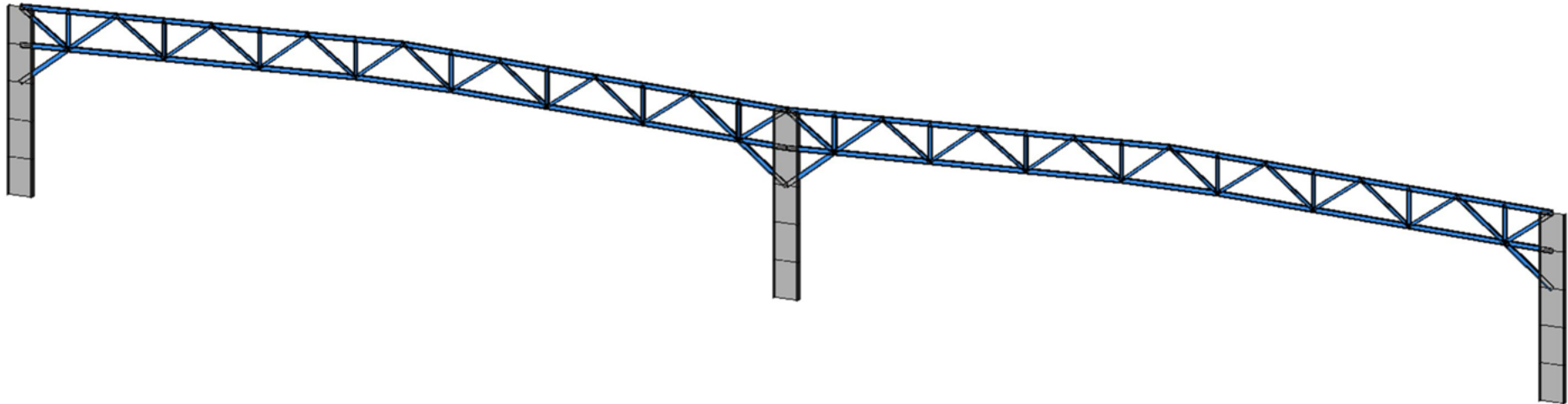


Рис. 4.19. Загальний вигляд конструкції із заданими профілями

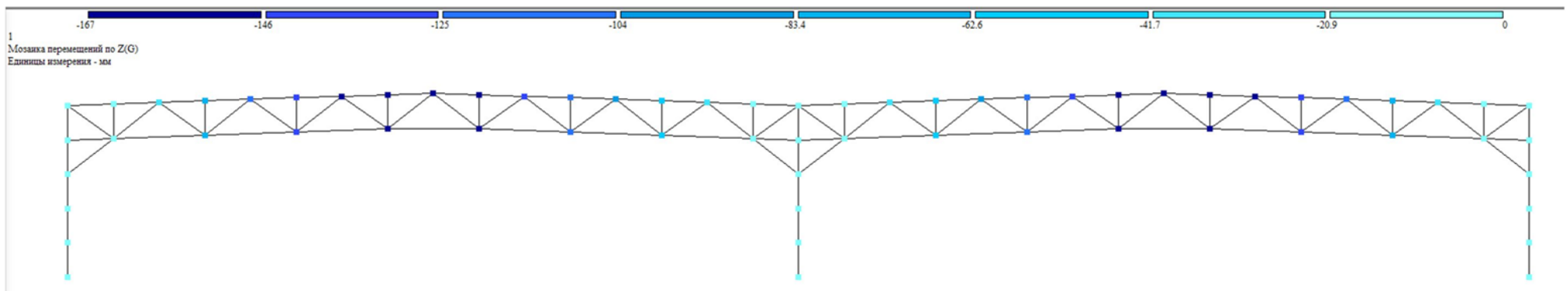


Рис. 4.20. Переміщення по осі Z

Конструювання варіанта з фермою

Конструювання здійснюється з використанням спеціалізованих програм Tekla Structures та Autodesk Robot. З метою економії часу конструюється один проліт типової рами, який є типовою конструктивною одиницею, з яких складена вся конструкція.

Ребра жорсткості встановлені з конструктивних міркувань, щоб уникнути втрати елементами конструкції місцевої стійкості. Відповідальні шви виконані з обробкою кромки та повним проваром з метою забезпечення рівномірності зварного шва та основного металу. Кількість болтів і товщини пластин у фланцевих з'єднаннях приймаються з результатів розрахунку вузла Autodesk Robot. Креслення із зображенням даного типу рами наведено в Додатку В.

За результатами конструювання автоматично формується звіт про витрату матеріалів виробництва одного прольоту однієї рами.

Таблиця 4.2 Вибір металу для закупівлі

Профіль	ДСТУ/ТУ	Чиста вага, кг	Вага заготовлі, кг	Марка сталі
120Ш1	ДСТУ 8768:2018	1620,9	1620,8	С345
125Ш1	ДСТУ 8768:2018	691	690,9	С345
130Ш1	ДСТУ 8768:2018	5376	5376	С345
Лист товщиною 2 мм	ДСТУ 8540:2015	96,2	95,7	С255
Лист товщиною 12 мм	ДСТУ 8540:2015	316	325,8	С345
Лист товщиною 14 мм	ДСТУ 8540:2015	884,8	952,8	С345
Лист товщиною 16 мм	ДСТУ 8540:2015	4592,9	4636,8	С345
Лист товщиною 20 мм	ДСТУ 8540:2015	3352,2	3352,5	С345
Лист товщиною 25 мм	ДСТУ 8540:2015	323,2	323,1	С345
Лист товщиною 36 мм	ДСТУ 8540:2015	1174,5	1195,4	С345
Разом:		18426,7	18569,8	

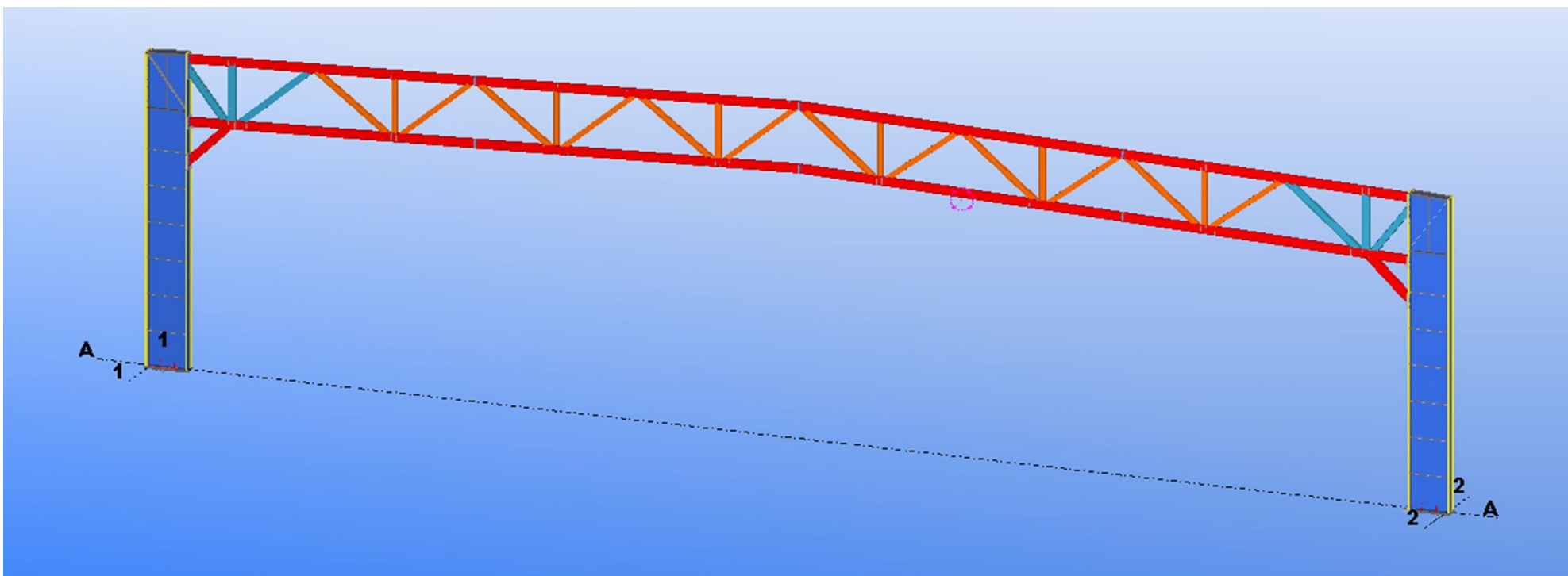


Рис. 4.21. Загальний вигляд конструкції у Tekla Structures

4.4. Розрахунок рами з гофро-балкою, що опирається на колони

Опис гофро-профілів

Sin-профілі (від латинського Sinus - вигин), (далі гофро-профілі), є різновидом зварених двотаврів зі стінкою з хвилястого профільованого листа і полицями зі смугової сталі.

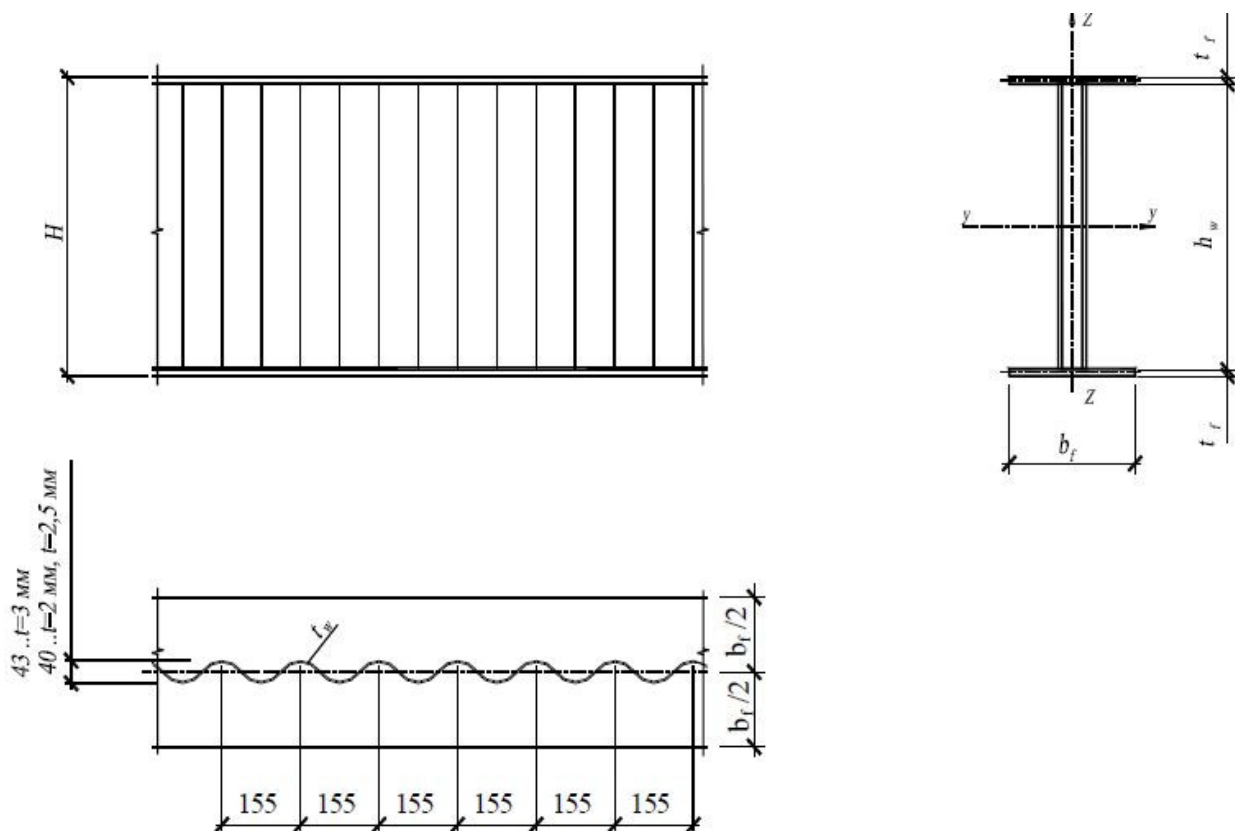


Рис. 4.22. Загальний вигляд гофро-балки

Лист стінки, який є гофрованим, поєднується з полицями за допомогою безперервного одностороннього зварного рівномірного шву. Вибір режиму зварювання за довжиною вибирає пристрій-сканер, який бере до уваги дефекти різання, і потім відправляє задачу на головки для зварювання автоматичного пристрою зварювання. Виконання опорних і стикових вузлів (за допомогою двотаврів-вставок зварних) проводиться дуговим ручним напівавтоматичним зварюванням. Використання листа профільованого перерізу для стінки збільшує жорсткість балки та унеможливує, при досягненні межі пластичності сталі полиць, втрату місцевої стійкості стіни.

Перевагою профілю стінки у вигляді синусоїди, крім технологічності

виготовлення, є ще те, що, на відміну від трапецієподібного профілю, немає місцевого поздовжнього згину в площині елемента. Зварні двотаври з хвилеподібною (гофрованою) стінкою можуть застосовуватися практично без будь-яких обмежень, як балки, що працюють на згин (несучі балки покриттів і перекриттів, ригелі рам), так і елементи, що знаходяться під впливом нормальних сил (колони, стійки рам) .

Маркування гофро-профілів складається з групи літер та цифр, які визначають їх габарити.



Особливості роботи гофро-балок

Для вивчення особливостей роботи балок із гофрованими стінками в СРСР, починаючи з середини 30-х років, а також у зарубіжних країнах були проведені експериментальні дослідження з різними моделями балок. В результаті цих досліджень було встановлено, що нормальні напруження σ_x , які виникають від згину, спостерігаються в стінці тільки в зоні поясів (полиць) та миттєво знижуються майже до нуля, бо стінка впоперек гофра чинити опір не може. Дотичні напруження розповсюджуються за висотою стінки практично однаково.

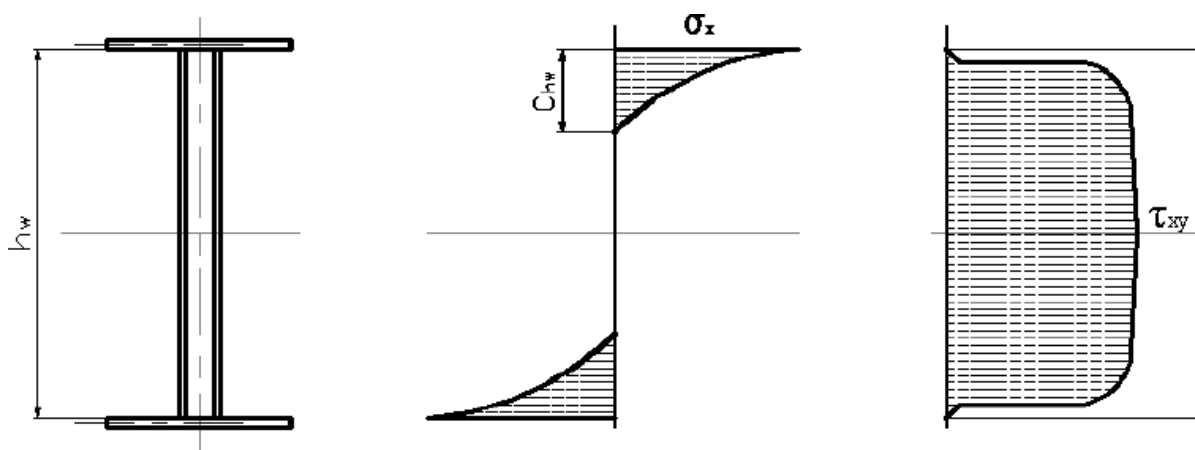


Рис. 4.23. Епюри напружень в гофро-балках

Гофри передають зусилля на пояс, змушуючи його відчувати певний і змінний за напрямками згин у своїй площині. Конструкції таких балок можуть нормально експлуатуватись навіть після втрати місцевої стійкості стінки, якщо остання залишається пружною. Несуча здатність гофрованих балок також підвищується, так як пояс не відчуває згину в площині балки, як це відбувається в звичайних балках з тонкою або гнучкою стінкою, граничний стан яких настає внаслідок втрати місцевої стійкості стінок під дією місцевих впливів зосереджених сил, якщо в цьому місці не встановлені ребра жорсткості.

Характер граничного стану гофро-балки залежить від гнучкості стінки (λ_w), параметрів гофрів, наявності ребер жорсткості в зонах зосереджених сил та на опорах. У звичайних балках товщина стінки визначається з умов її міцності на зріз (R_S) і приблизно в 2-4 рази менше товщини, необхідної за умовами місцевої стійкості. Поперечні ребра жорсткості, що забезпечують місцеву стійкість стінки, є одночасно діафрагмами, що істотно підвищують крутну жорсткість балок. Прагнення задовольнити цим вимогам при одночасному зниженні витрати металу й призвело до ідеї гофрованих стінок.

Алгоритм підбору перерізу гофро-балки

При підборі перерізів гофро-профілів, необхідних для сприйняття розрахункових M , Q і N зусиль, зберігаючи постійні та рекомендовані величини гофро-стінки, маніпулюють висотою стінки балки (h_w), шириною полиці (b_f) та товщиною полиці (t_f).

Спочатку підбирається тип перерізу профілю та товщина гофро-стінки. Перетин балки по довжині може змінюватися відповідно до обрисів епюри згинальних моментів, в основному, це робиться за рахунок зміни ширини та (або) товщини пояса, як і у звичайних зварних балках.

Висота балки з гофрованою стінкою обирається відповідно до загальних правил розрахунку за міцністю, вона не повинна бути меншою, ніж допускається за вимогами жорсткості (h_f) і оптимальною за витратою металу (h_{opt}).

$$h_r \geq \frac{5R_{yf}}{24E} \times \left[\frac{l}{f} \right] \times \frac{1}{\alpha}, \quad (4.1)$$

де α - коефіцієнт, що враховує підвищення деформативності балки за рахунок закритої роботи стінки, $\alpha = 1,2 - 0,003\bar{\lambda}_w$.

Область умовних гнучкостей для балок симетричного двотаврового перерізу рекомендується нормами в межах $6 \leq \bar{\lambda} \leq 13$.

Оптимальною висотою буде висота балки за мінімально можливої товщини стінки $t_{w(\min)}$:

$$h_{opt} \geq \frac{Q_{\max}}{t_w \times R_{sw} \times \gamma_c}, \quad (4.2)$$

При відповідному техніко-економічному обґрунтуванні (урахування впливу експлуатаційних витрат на опалення, захист від корозії, вогнезахист тощо) балка може бути запроектована меншою висоти, ніж h_{opt} (але з урахуванням будівельного підйому, який дорівнює прогину від сумарного експлуатаційного навантаження плюс 1/200 прольоту).

Вибір товщини стінки (t_w) та її гнучкість проводиться відповідно до вимог забезпечення міцності, стійкості та технологічності із запропонованого ряду ($t_w = 2,0$ мм; 2,5 мм; 3,0 мм).

Маючи висоту стінки (h_w) і задаючись її гнучкістю в межах $\lambda = h_w / t_w = 200 \dots 500$, можна визначити її товщину за формулою умовної гнучкості:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \times \sqrt{\frac{R_{yw}}{E}}, \quad (4.3)$$

де $\bar{\lambda}_w$ - гнучкість стінки в межах $7 \leq \bar{\lambda} \leq 10$.

$$t_w = \frac{h_w}{\bar{\lambda}_w} \times \sqrt{\frac{R_{yw}}{E}}. \quad (4.4)$$

Ширина пояса b_f обирається як і в звичайних зварних балках, не більше $h_w/3$, щоб не давалася ознаки нерівномірності розподілу нормальних напружень у поясі. Мінімальна ширина полиці має забезпечувати загальну стійкість балки згідно з ДБН В.2.6-198:2014.

Товщина пояса t_f обирається з тих самих міркувань, що й у звичайних зварних двотаврових балках. Змінюючи t_f , прагнуть задовольнити, насамперед, вимоги міцності та стійкості. Максимальна товщина полиці (пояса), як правило, приймається не більше ніж 30 мм.

Мінімальна товщина полиці визначається за умови:

$$t_f \geq 1,31 \times b_f \times \sqrt{\frac{R_{yw}}{E}}. \quad (4.5)$$

Необхідність постановки ребер жорсткості залежить від величини умовної гнучкості стінки:

$$\bar{\lambda}_s = \frac{S}{2t_w} \times \sqrt{\frac{R_{yw}}{E}}, \quad (4.6)$$

де S - довжина розгортки хвилі.

Стінки балок слід зміцнювати поперечними ребрами жорсткості, якщо $\bar{\lambda}_s \leq 2,3$.

Остаточне рішення щодо розміщення поперечних ребер жорсткості та опорного ребра приймається після перевірки загальної та місцевої стійкості стінки балки.

Коли визначено та призначено всі основні розміри перерізу поясів та гофру, здійснюється перевірка балки на:

- міцність при згині:

$$\frac{M_n}{W_{\min}} \geq R_y \times \gamma_c, \quad (4.7)$$

- міцність стінки на зріз у опори:

$$\tau = \frac{Q \times S}{l \times t_w} \leq R_s \times \gamma_c = 0,58 \times R_y \times \gamma_c \times k_s, \quad (4.8)$$

- міцність стінки балки у зонах прикладення точкового навантаження у верхній пояс, та у зоні опорних перерізів балки (місцеві напруження):

$$\sigma_s = \frac{F}{t_f \times l_{ef}} \leq R_y \times \gamma_c. \quad (4.9)$$

Аналіз теоретичних даних

Дослідивши аналітичну методику розрахунку гофро-балок, далі було розроблено файл у Microsoft Excel, що дозволяє наочно розглянути актуальність використання Sin-балок у тих чи інших випадках.

Користувальне поле цього файлу виглядає так (рис. 4.24). Поля, у яких значення виділені рожевим кольором - це вихідні дані, до яких відносяться модуль пружності (E), розрахункові опори матеріалів для стінки та поясів, коефіцієнт умов роботи, геометричні параметри перерізу гофро-балки, а також проліт балки. Результатом розрахунку є граничне розподілене навантаження, яке може витримати балка заданого перерізу на заданому прольоті. Також для наочності приведені графіки залежності допустимого навантаження від прольоту при інших заданих параметрах.

Для перевірки балки на результуюче зусилля в полі, виділене жовтим кольором вносяться зусилля в розрахунковому перерізі, отримані з розрахункових програм (наприклад, SCAD або LIRA SAPR). Після внесення значень зусиль отримуємо коефіцієнти використання у перевітках за першою та другою групами граничних станів (у відсотках).

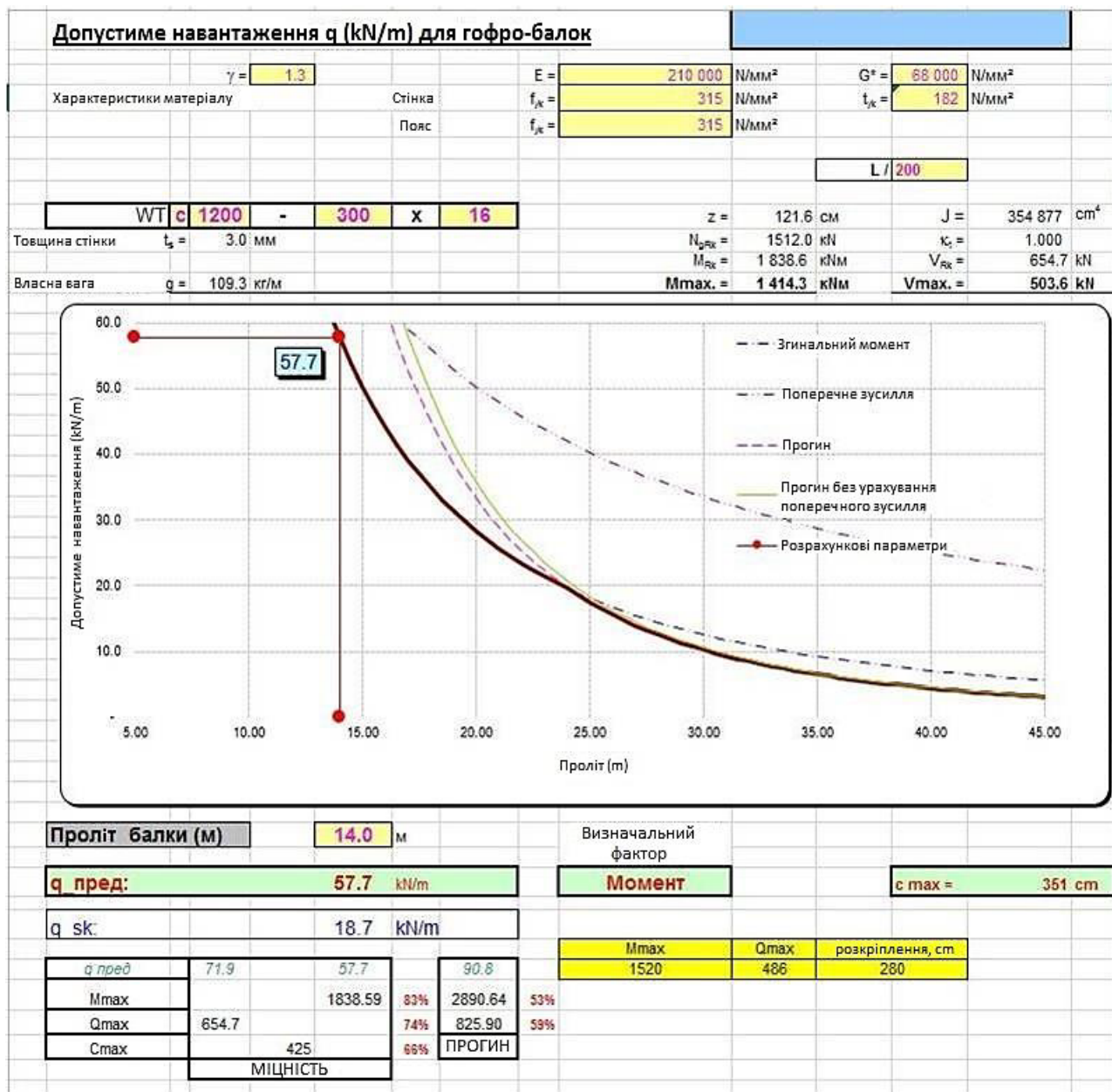


Рис. 4.24. Користувальне поле файлу для аналізу несучої здатності

Ввівши значення вихідних даних зі свого об'єкта, а також значення зусиль, раніше отримані в програмі SCAD, визначено, що при даному прольоті гофро-балка є непридатною. Максимальне розподілене навантаження, яке може сприйняти балка, склало лише 7 кН/м при прольоті в 48 м (рис. 4.25). У той час як розподілене навантаження від ваги покрівлі, обладнання та снігу у нашому варіанті становить 36 кН/м.

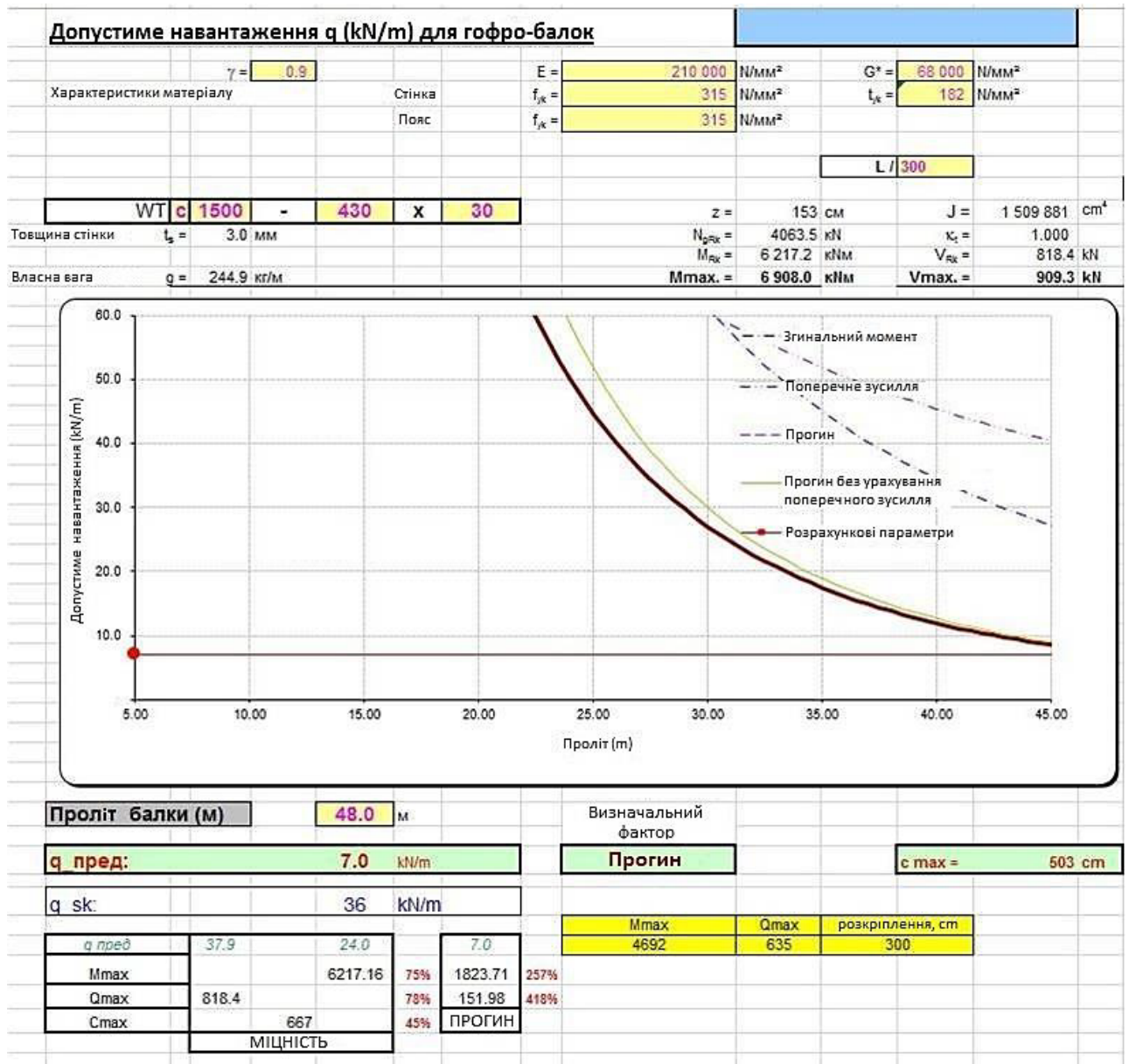


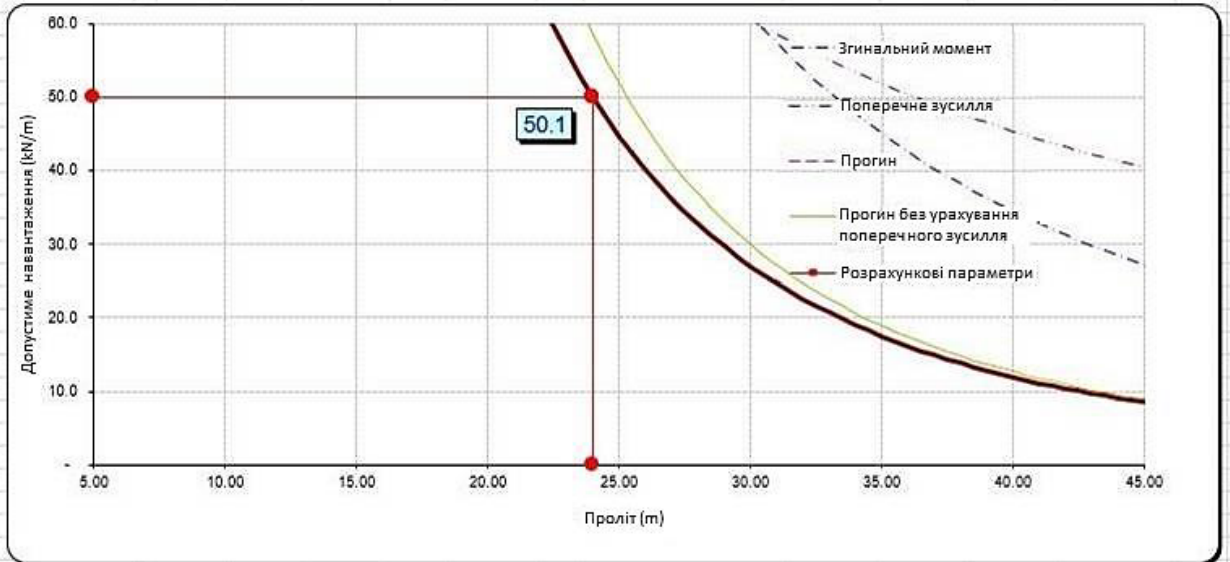
Рис. 4.25. Розрахунок гофро-балки при прольоті 48 м

Проаналізувавши різні варіанти збільшення перерізу, такі як збільшення висоти балки, збільшення товщини полиці і т.д., було зафіксовано, що подальше збільшення перерізу не веде до суттєвого збільшення несучої здатності, тобто є недоцільним.

Далі, аналізуючи розрахунки різних варіантів з іншими прольотами та перерізами, визначено, що гофро-балки починають втрачати свою актуальність при прольотах більше 24 м, оскільки збільшення перерізу при великих прольотах веде до малого збільшення несучої здатності.

Допустиме навантаження q (кН/м) для гофро-балок

Характеристики матеріалу		$\gamma =$ 0.9	Стінка		$E =$ 210 000 N/мм ²	$G^* =$ 68 000 N/мм ²
			Пояс		$f_{yk} =$ 315 N/мм ²	$t_{yk} =$ 182 N/мм ²
					$f_{yk} =$ 315 N/мм ²	
						L / 300
Товщина стінки		WT c 1500 - 430 X 30	$t_s =$ 3.0 мм	$z =$ 153 см	$J =$ 1 509 881 см ⁴	$\kappa_c =$ 1.000
Власна вага		$g =$ 244.9 кг/м	$N_{srx} =$ 4063.5 кН	$M_{srx} =$ 6 217.2 кНм	$V_{srx} =$ 818.4 кН	
			$M_{max} =$ 6 908.0 кНм	$V_{max} =$ 909.3 кН		



Проліт балки (м)	24.0 м	Визначальний фактор	Прогин	$s_{max} =$ 503 см	
$q_{пред}$:	50.1 кН/м				
q_{sk} :	36 кН/м				
$q_{пред}$	75.8	95.9	50.1		
M_{max}		6217.16	3244.57	145%	
Q_{max}	818.4		540.76	117%	
S_{max}		667	ПРОГИН		
	МІЦНІСТЬ				
			M_{max}	Q_{max}	розкріплення, см
			4692	635	300

Рис. 4.26. Розрахунок гофро-балки при прольоті 24 м

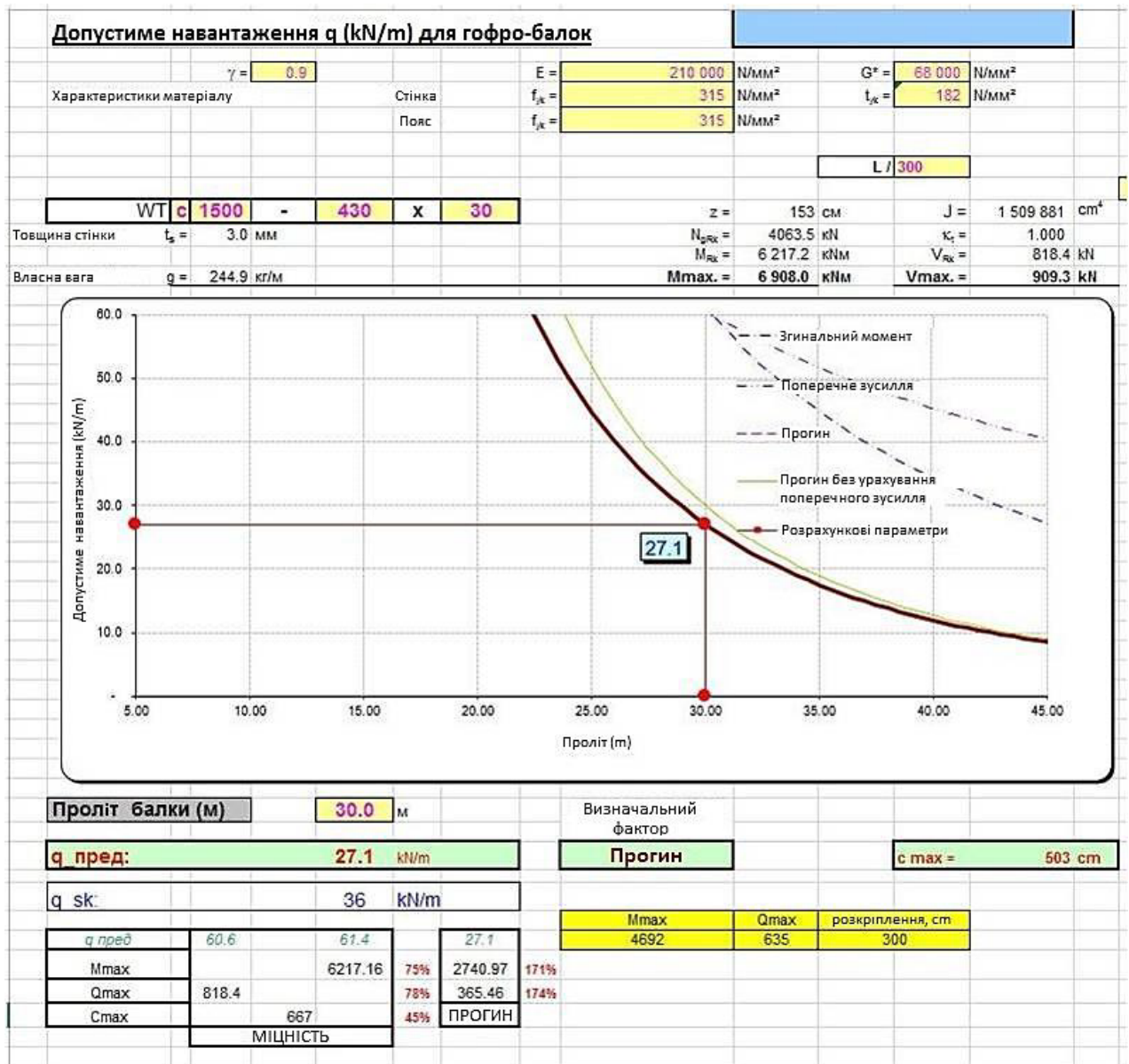


Рис. 4.27. Розрахунок гофро-балки при прольоті 30 м

Висновки по Розділу 4

1. У даному розділі розглянуті різні варіанти конструювання великопролітних рам.
2. З розглянутих варіантів найменш витратним по металоємності виявилася ферма, що виходить з підсумкових вибірок металу.
3. Аналізуючи розрахунки різних варіантів з іншими прольотами та перерізами, визначено, що гофро-балки починають втрачати свою актуальність при прольотах більше 24 м, оскільки збільшення перерізу при великих прольотах веде до малого збільшення несучої здатності.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. В ході дослідження були розглянуті різні варіанти конструювання великопролітних рам, які застосовуються при будівництві виробничих об'єктів. Широко поширені варіанти, такі як рішення з балкою та з фермою, виявилися більш раціональними для прольоту в 48 м, ніж застосування балки з гофро-стінкою.

2. З розглянутих варіантів найменш витратним по металоємності виявилась ферма, що впливає з підсумкових вибірок металу.

Рама з балкою зі зварного двотавра змінного перерізу	
Загальна витрата металу	31627,3 кг
Ферма із жорстким примиканням до колони	
Загальна витрата металу	18569,8 кг

3. Як видно з отриманих вибірок, витрата металу на варіант з фермою нижче приблизно на 35%. Але ферма набагато складніша на стадії виробництва на заводі, транспортування та монтажу. Таким чином, остаточне рішення щодо вибору варіанта конструювання має бути підкріплене детальним техніко-економічним обґрунтуванням, в якому мають бути враховані фактори складності виробництва, транспортування та монтажу конструкцій.

4. Балки з гофрованою стінкою, або *sin*-балки, є дуже перспективним конструктивним рішенням, яке в певних випадках може бути досить вигідним і поєднувати в собі відносно низьку металоємність, простоту транспортування та легкий монтаж. На жаль, у разі нестандартно-великих прольотів вони втрачають свою актуальність, що спричинено великими прогинами. Але при прольотах менше 24 м гофро-балки проявляють себе дуже добре і, при правильному підході до розрахунку та конструюванню, дають вигоду по витратам матеріалу у порівнянні зі звичайними зварними двотаврами приблизно на 15-25%, що може істотно знизити загальну вартість конструкцій.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Клименко Ф.Є., Барабаш В.М., Стороженко Л.І. Металеві конструкції: підручник. – Львів: Світ, 2002. – 312 с.
2. Заборова Д.Д., Дунаевская Ю.П. Переваги та особливості застосування гофро-балки у будівництві // Будівництво унікальних будівель та споруд. – 2014. - № 7. - С. 37-42.
3. Лазнюк М.В. Балки з тонкою поперечно гофрованою стінкою при дії статичного навантаження : дис. ... канд. тех. наук: 05.23.01 / М.В. Лазнюк; наук. керівник О.О. Нілов; Київ. нац. ун-т буд. і арх. – Київ, 2006. - 194 с.
4. Остриков Г.М., Максимов Ю.С., Долинский В.В. Дослідження несучої здатності сталевих двотаврових балок із вертикально гофрованою стінкою // Будівельна механіка та розрахунок споруд. – 1983. – № 1. – С. 66-70.
5. Лазнюк М.В. Численное моделирование балок с тонкими гофрированными стенками // Будівельні конструкції. – Київ: НДІБК, 2003. – Вип. 58. - С. 64-68.
6. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. – Київ: Мінрегіон України, 2014. – 206 с.
7. Нілов О.О., Лазнюк М.В. Балки з гофрованою стінкою //Строительство и техногенная безопасность. – Симферополь, КАПСК. - Вып. 7. - С. 64-66.
8. ДБН В 1.2-14: 2008. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. - К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 32 с.
9. ДБН В.1.1-7:2016. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги. - К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2017. – 39 с.
10. ДБН В.1.2-7:2016. Основні вимоги до будівель і споруд. Пожежна безпека. - К.: Мінрегіонбуд України, 2008. – 31 с.
11. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження та впливи. Норми проектування. – К.: Мінбуд України, 2006. – 75 с.
12. Нілов А.А. К вопросу о нормативном обеспечении проектирования стальных двутавров с гофрированными стенками / А. А. Нілов, М. В. Лазнюк, А. Я.

Мартынюк // Зб. наук. праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій ім. В.М. Шимановського. - 2008. - Вип. 1. - С. 44-53.

13. Руководство для проектировщиков к Еврокоду 3: Проектирование стальных конструкций EN 1993-1-1, EN 1993-1-3, EN 1993-1-8 / Л. Гарднер, Д.А. Нетеркот (перевод с английского языка). - М.: МГСУ, 2012. – 2-е изд. – 225 с.

14. Пічугін С.Ф., Чичулін В.П., Чичуліна К.В. Розвиток конструктивних рішень сталевих балок із гофрованою стінкою // Зб. наук. праць Українського інституту сталевих конструкцій ім. В.М. Шимановського. – Київ: Сталь, 2013. – Вип. 12. - С. 19-25.

15. Кудрявцев С.В. Несуча здатність балок із гофрованою стінкою, ослабленою круговим отвором: автореф. дис. на соискание уч. степ. канд. техн. наук: спец. 05.23.01 / С.В. Кудрявцев, 2011. – 175 с.

16. Степаненко А.Н., Тишков Н.Л. Про додаткові зусилля в поясах сталевих балок із тонкими поперечно гофрованими стінками // Вісник ТОГУ. – 2014. – № 4(35). – С. 49-52.

17. Пічугін С.Ф. Сучасний підхід до розрахунку на дію поперечних сил сталевих легких балок із подвійною профільованою стінкою / С.Ф. Пічугін, В.П. Чичулін, К.В. Чичуліна // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. - 2013. - Вип. 25. - С. 390-398.

18. Стальные конструкции в архитектуре / М. Лоусон, А.С. Билык. – Киев: Украинский центр стального строительства, 2014. – 140 с.

19. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1:2010. Єврокод 3: Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1993-1-1:2005, IDT). – Київ, Мінрегіонбуд України, 2011. – 38 с.

20. Нілов О.О. Чисельне дослідження несучої здатності сталевих балок з поперечно-гофрованою стінкою з урахуванням початкових недосконалостей / О.О. Нілов, Т.О. Нілова // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. - 2015. - Вип. 30. - С. 193-199.

21. Рамы из сварных двутавров с гофрированной стенкой / А.А. Нилов, А.Я. Мартынюк, М.В. Лазнюк, С.С. Рыженко // Зб. наук. праць Українського

науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського. - 2009. - Вип. 4. - С. 71-78.

22. Лазнюк М.В. Нові конструктивні рішення сталевих прогонів двотаврового перерізу з гофрованою стінкою / М.В. Лазнюк // Будівельні конструкції. - 2015. - Вип. 82. - С. 613-618.

23. Нілова Т.О. До розрахунку на місцеву стійкість стиснутих поясів двотаврових елементів з поперечно-гофрованими стінками / Т.О. Нілова, Л.І. Лавріненко, М.В. Лазнюк // Зб. наук. праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського. - 2012. - Вип. 9. - С. 93-102.

24. Нілова Т.О. Аналітичний метод розрахунку на місцеву стійкість поясів елементів із поперечно-гофрованими стінками / Т.О. Нілова // Зб. наук. праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського. - 2014. - Вип. 14. - С. 59-69.

25. Нілова Т.О. До розрахунку ефективних перерізів двотаврових елементів з поперечно-гофрованими стінками / Т.О. Нілова // Строительство. Материаловедение. Машиностроение. - 2013. - Вып. 68. - С. 249-253.

26. Пічугін С.Ф. Європейський досвід проектування металевих балок з гофрованими стінками / С.Ф. Пічугін, В.П. Чичулін, К.В. Чичуліна // Містобудування та територіальне планування. - 2016. - Вип. 61. - С. 374-380.

27. Лавріненко Л.І. Ефективні параметри малоелементних шпренгельних ферм із застосуванням двотаврових елементів з гофрованими стінками / Л. Лавріненко, А. Зотіна // Будівельні конструкції: теорія і практика. - 2019. - Вип. 4. - С. 56-69.

28. Кириленко В.Ф., Окрайнец Г.А. До питання розрахунку балок із гофрованою стінкою // Будівництво та архітектура. - 1969. - № 4. - С. 23-27.

29. Прус А.В., Роговий С.І. Оцінка можливості використання сталевих гофрованих елементів в якості несучих елементів у каркасних будівлях / IX International scientific and practical conference «Scientific Problems and Options for Their Solution» (February 7-9, 2024, Bucharest, Romania) p. 30.

ОЦІНКА МОЖЛИВОСТІ ВИКОРИСТАННЯ СТАЛЕВИХ ГОФРОВАНИХ ЕЛЕМЕНТІВ В ЯКОСТІ НЕСУЧИХ ЕЛЕМЕНТІВ У КАРКАСНИХ БУДІВЛЯХ

Прус А.В.

здобувач вищої освіти

Факультет будівництва та транспорту

aprus1830@gmail.com

Роговий С.І.

д.т.н., професор

sirogov555@gmail.com

Сумський національний аграрний університет

На сьогодні в Україні стало поширеним використання великопролітних конструкцій із металу у виробничих будівлях через їхню відносну легкість, доступність та універсальність. Однак питання вибору конструктивного рішення залишається відкритим, і це часто викликає активні обговорення та дискусії. Розглядаються не лише традиційні рішення, які широко застосовуються в Україні, але й альтернативний варіант із використанням балки із синусоїдальною стінкою [1, 2, 3], який поки не отримав широкого розповсюдження.

Для аналізу різних конструкцій обрано конструкцію складу готової продукції деревообробного заводу. Це одноповерхова будівля прямокутної форми. Покрівля м'яка, двосхила, виготовлена з профільованого листа. Враховуючи конструктивне рішення цієї споруди, у всіх подальших розрахунках розглядатиметься лише одна поперечна рама, оскільки вона є основним конструктивним елементом.

При аналізі рамного каркасу з ригелем, виконаного зі складеного двотаврового перерізу, використовувався розрахунковий комплекс StructureCAD. Після створення загальної розрахункової схеми в SCAD були введені наступні навантаження: власна вага конструкцій; вітрове та снігове навантаження; постійне навантаження, що включає в себе вагу обладнання, вагу покриття та теплоізоляції. Після отримання епюр M , N та Q , був проведений відбір раціональних перерізів для колони та балки. Підбір перерізів виконаний у критичних точках. Задаються жорсткості в розрахунковій програмі SCAD та отримується готовий конструктивний варіант. За результатами аналізу, максимальний прогин складає 124 мм, що знаходиться в межах нормативних вимог. Таким чином, розрахована конструкція відповідає вимогам другої групи граничних станів. Використовуючи універсальну BIM-платформу Tekla Structures, створюється звіт про витрату матеріалів для одного прогону.

При аналізі поперечного перерізу ферми з жорстким з'єднанням до колони використовувався ПК LIRA. Після введення навантажень та встановлення зв'язків були отримані наступні розподіли напружень від дії розрахункового

сполучення навантажень (РСН): М, N та Q. Далі відбувається підбір перерізів, у даному випадку елементам були призначені двотаврові профілі. Після визначення оптимальних перерізів формується остаточний вигляд конструкції, який вводимо в програму LIRA. Аналізуючи мозаїку переміщень осі Z, можна зазначити, що максимальний зсув становить 158 мм, що в межах нормативних вимог. Отже, розрахована конструкція відповідає вимогам другої групи граничних станів. Використовуючи універсальну BIM-платформу Tekla Structures, створюється звіт про витрату матеріалів для одного прогону.

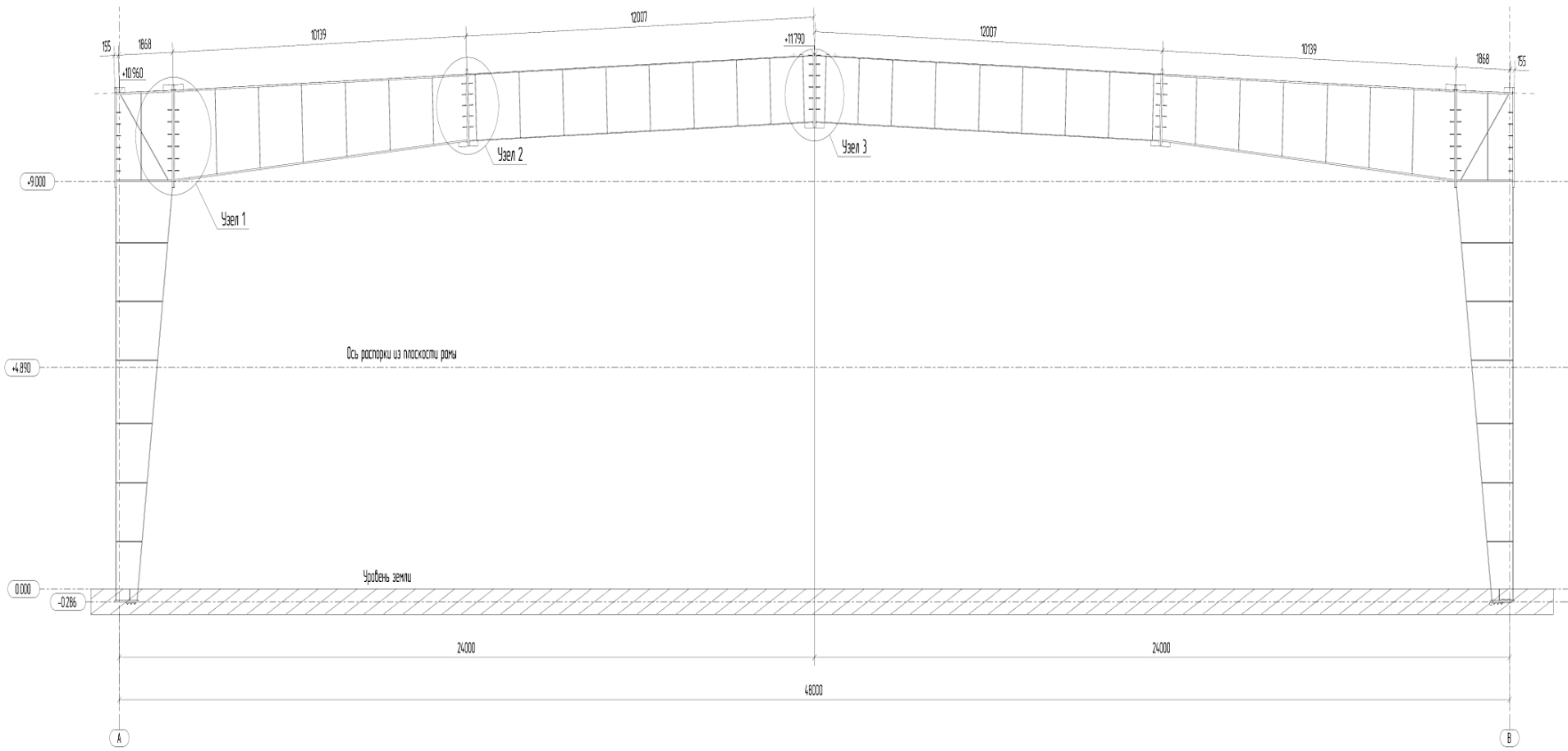
На наступному етапі переходимо до аналізу варіанту рами з гофро-балкою, яка опирається на колони. При підборі перерізів гофро-профілів зазвичай регулюють параметри, такі як висота стінки балки, ширина та товщина полиці. Спочатку визначається тип профілю та товщина гофрованої стінки, при цьому може змінюватися довжина перерізу балки відповідно до форми епюри згинальних моментів. Далі було розроблено файл у Microsoft Excel, що дозволяє наочно розглянути актуальність використання гофро-балок у різних випадках. Результатом розрахунку є максимальне розподілене навантаження. Також для наглядності надані графіки, що відображають залежність допустимого навантаження від прольоту при зазначених параметрах. Після введення значень вихідних даних для конкретного об'єкта та значень зусиль, раніше отриманих у SCAD, встановлено, що при прольоті в 48 м гофро-балка не відповідає вимогам. Максимальне розподілене навантаження, яке може витримати балка, складає всього 7 кН/м у порівнянні із 36 кН/м, яке виникає у конструкції від навантажень.

У випадку занадто великих прольотів, гофро-балки втрачають свою релевантність через значні прогини. Проте було встановлено, що при прольотах менше 24 м гофро-балки ефективно виконують свої функції, і при відповідному підході до розрахунку та конструюванню вони можуть забезпечити економію матеріалу, порівняно із звичайними зварними двотаврами, від 15 до 25%.

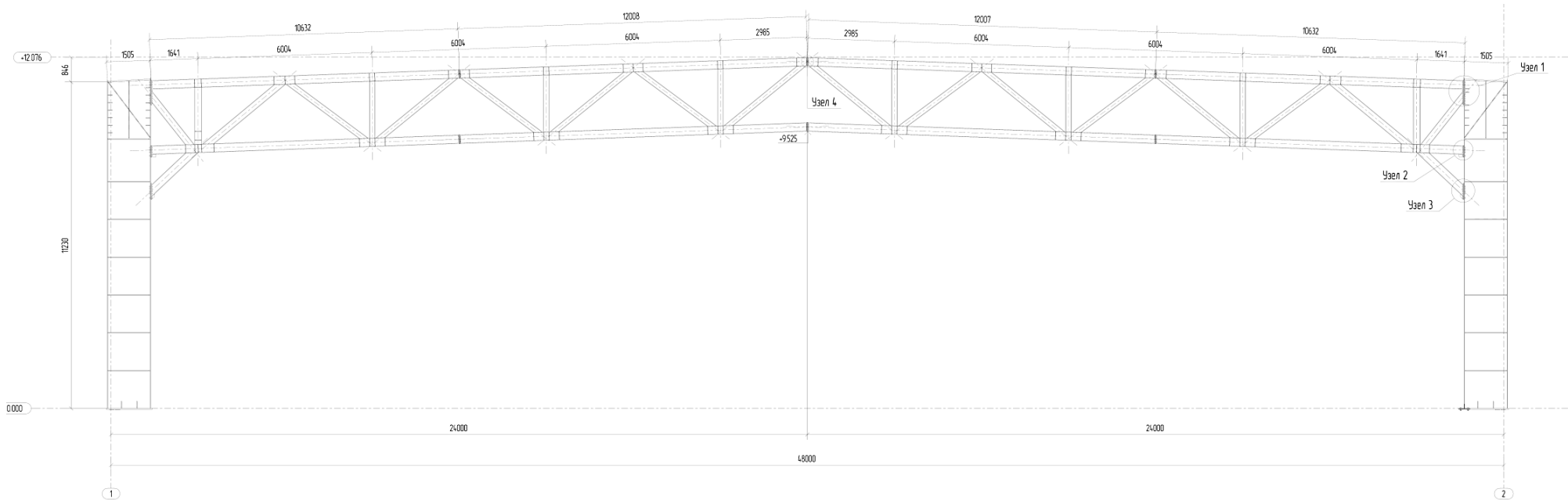
Список використаних джерел

1. Лазнюк М.В. Численное моделирование балок с тонкими гофрированными стенками. Будівельні конструкції. – Київ: НДБК, 2003. – Вип. 58. – С. 64-68.
2. Пічугін С.Ф., Чичулін В.П., Чичуліна К.В. Розвиток конструктивних рішень сталевих балок із гофрованою стінкою. Зб. наук. праць Українського інституту сталевих конструкцій ім. В.М. Шимановського. – Київ: Сталь, 2013. – Вип. 12. – С. 19-25.
3. Лазнюк М.В. Нові конструктивні рішення сталевих прогонів двотаврового перерізу з гофрованою стінкою. Будівельні конструкції, 2015. – Вип. 82. – С. 613-618.

Додаток 2. Графічні матеріали



Рама з балкою зі зварного двотавра змінного перерізу



Рама з фермою з жорстким примиканням до колони

Міністерство освіти і науки України
Сумський національний аграрний університет
Кафедра будівельних конструкцій

Аналіз застосування несучих сталевих гофрованих елементів у будівлях з великопролітним каркасом

Розробив: магістр групи ЗПЦБ 2201м спеціальності 192 “Будівництво та цивільна інженерія”

Артур Прус

Керівник: доктор технічних наук, професор

Роговий С.І.

Об'єкт, предмет, мета і завдання дослідження

Об'єкт дослідження – великопролітні промислові будівлі з різними варіантами конструктивних рішень несучого сталевих каркасу.

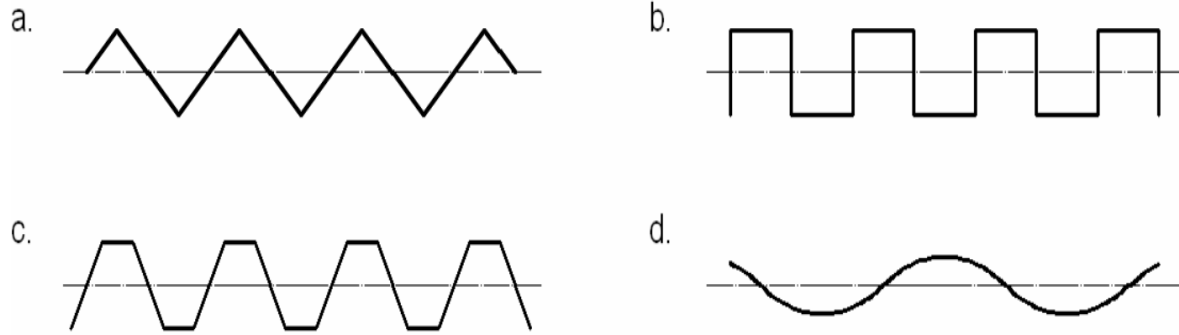
Предмет дослідження – методика розрахунку та моделювання різних варіантів поперечника сталевих каркаса великопролітної промислової будівлі.

Метою даної роботи є порівняння трьох різних варіантів конструктивних рішень поперечника сталевих каркаса великопролітної промислової будівлі (рамний каркас, ферма з жорстким примиканням до колони та гофрована балка, що обпирається на колони).

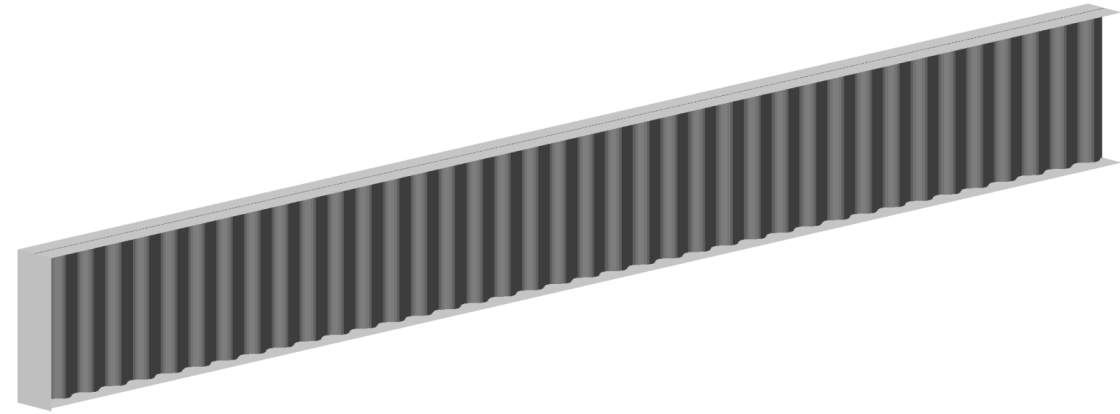
Завданням цього дослідження є визначення найбільш раціонального та економічно доцільного варіанта конструктивного рішення поперечного каркасу розглянутої будівлі виходячи з основних техніко-економічних факторів (витрата матеріалів, рівень складності виробництва конструкцій, рівень складності складання конструкцій).

Поставлене завдання вирішується за допомогою програмних розрахункових комплексів, таких як SCAD та LIRA SAPR, результати розрахунку в яких підкріплені та частково перевірені аналітичними формулами, що відповідають нормативній документації та аналізу розрахунку в MS Excel.

Галузі застосування гофро-балок



Види гофрування стінки: а – трикутна; б – прямокутна;
с – трапецеїдальна; d – синусоїдальна



Балка з гофрованою стінкою
синусоїдального профілю



Гофровані конструкції при проектуванні металевих
каркасів промислових будівель

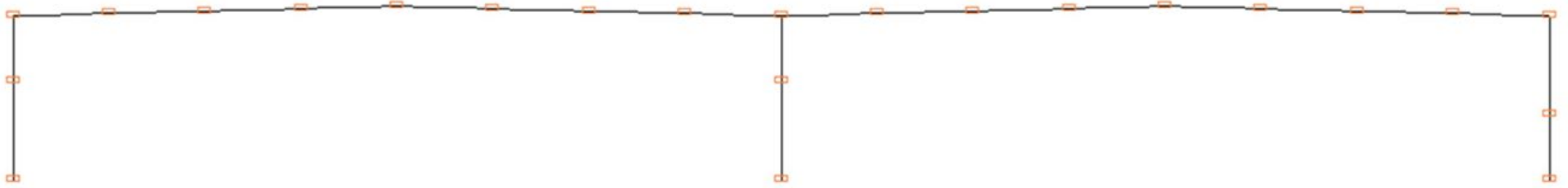


Гофровані конструкції при проектуванні МК
сільськогосподарських будівель

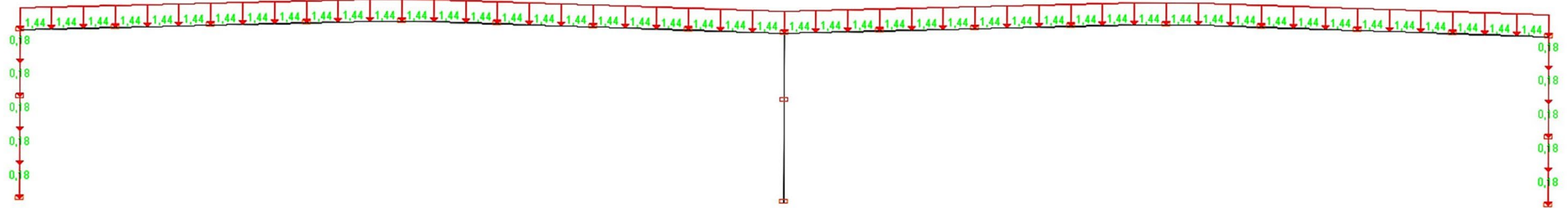
Навантаження, що діють на каркас будівлі

Навантаження на покрівлю					
№	Найменування	q_p , кг/м ²	γ_f	q , кг/м ²	Примітки
1	Власна вага МК	Автоматично враховується розрахунковою програмою			
2	Прогони покриття	10	1,05	12	
3	Профлист покриття Н75-750-0,8	11,2	1,05	12	
4	Теплоізоляція				
	Техноруф Н30 (t = 90 мм)	12	1,3	16	
	Техноруф В60 (t = 40мм)	8	1,3	11	
5	Мембрана LogicRoof V-RP (1,5 мм)	0.2	1,3	1	
6	Ліхтарі димовидалення mcx Prjlight (1400×2000)	400 кг/м	1,05	420 кг/м	
	Разом:	41,2		52	
Навантаження від ваги стін					
1	Власна вага МК	Автоматично враховується розрахунковою програмою			
2	Металокосета товщиною 120 мм	22,5	1,2	27	
Кліматичні навантаження					
1	Снігове навантаження	126	1,429	180	
2	Вітрове навантаження	42	1,4	58,8	
Навантаження від ваги інженерного обладнання					
1	Інженерне обладнання	50	1,2	60	Згідно з ТЗ

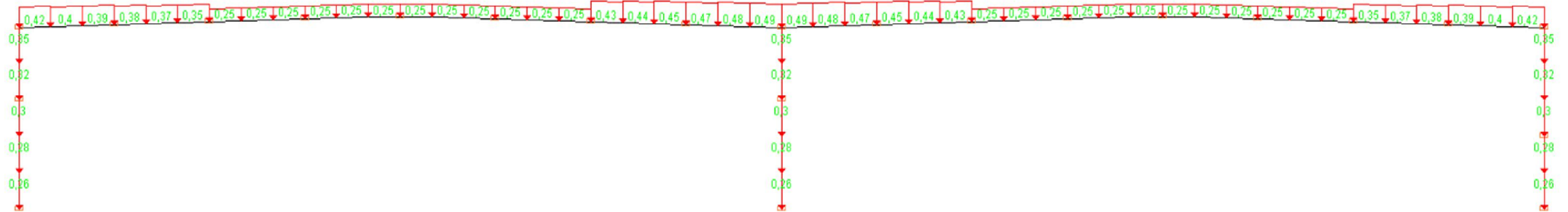
Рамний каркас з ригелем складеного двотаврового перерізу



Розрахункова схема із зазначеними місцями закріплення/розкріплення

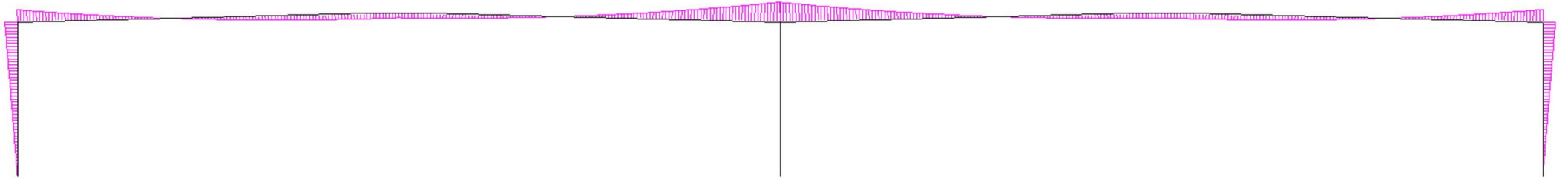


Постійне навантаження, т/м²

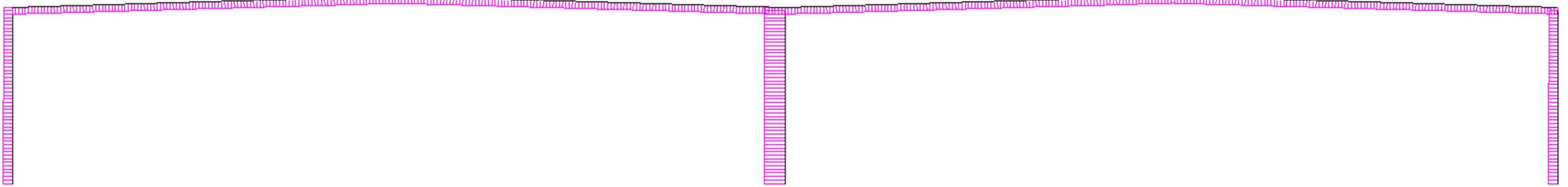


Власна вага, т/м

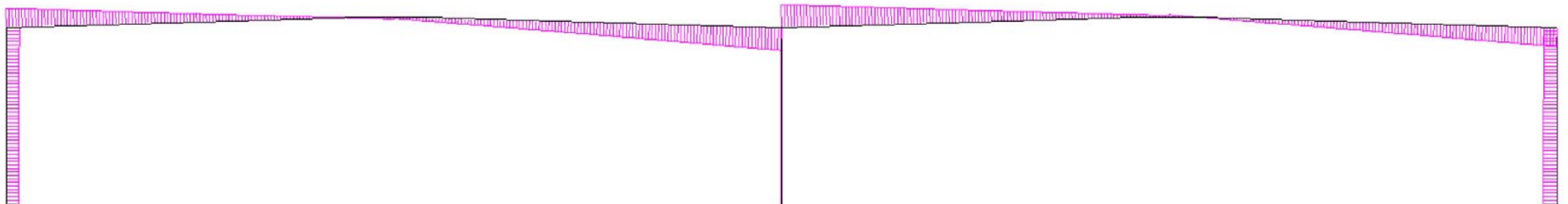
Рамний каркас з ригелем складеного двотаврового перерізу



Загальний вигляд епюри згинальних моментів M

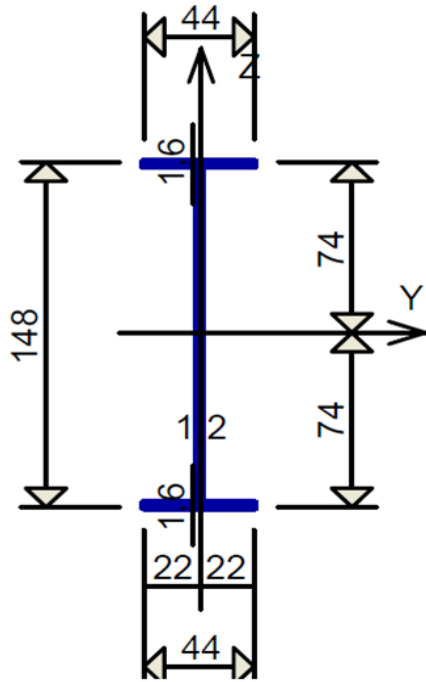


Загальний вигляд епюри поздовжніх зусиль N

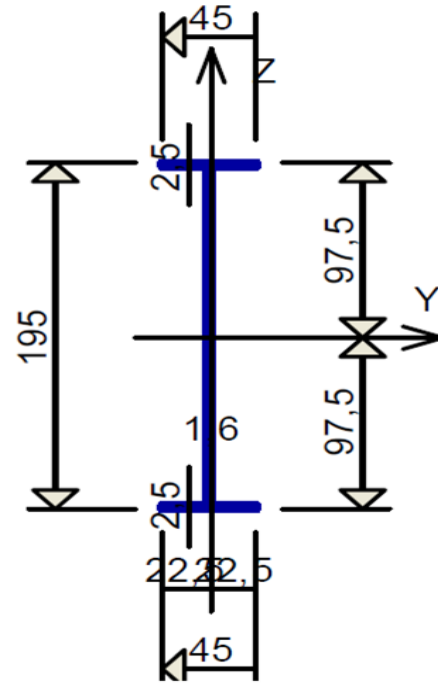


Загальний вигляд згинальних зусиль Q

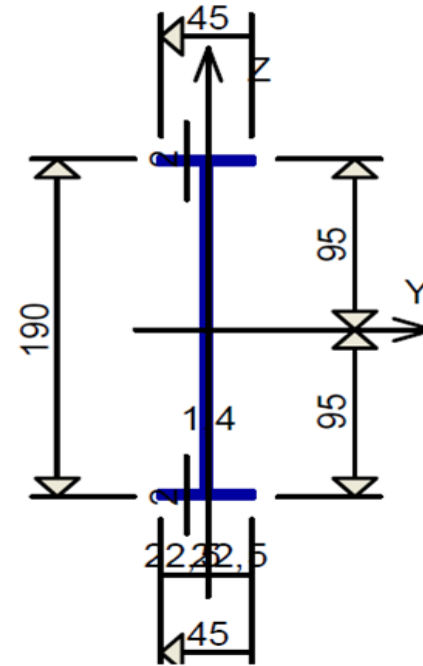
Перевірка конструкцій за другою групою граничних станів



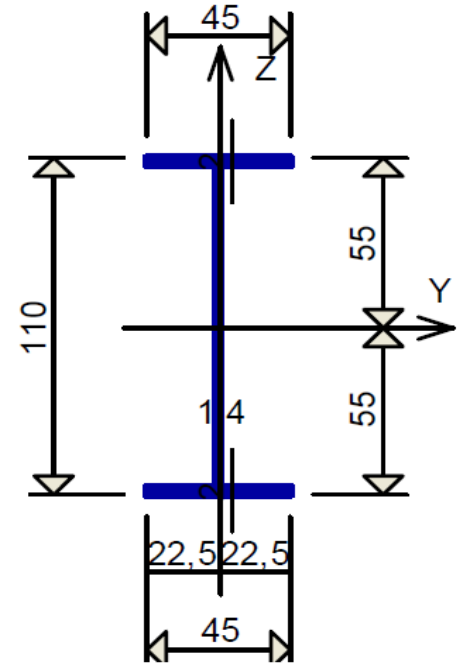
Переріз балки у центрі прольоту



Опорний переріз балки



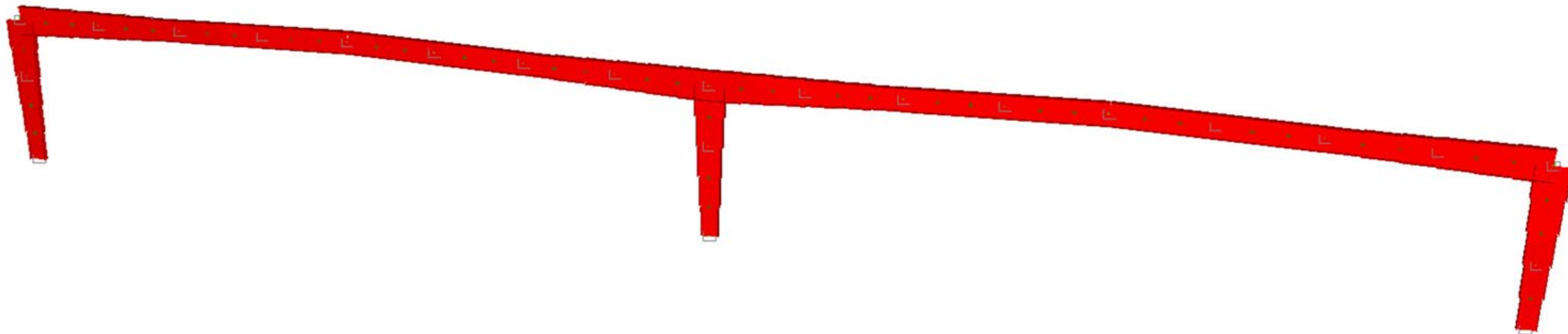
Переріз колони в місці сполучення з балкою



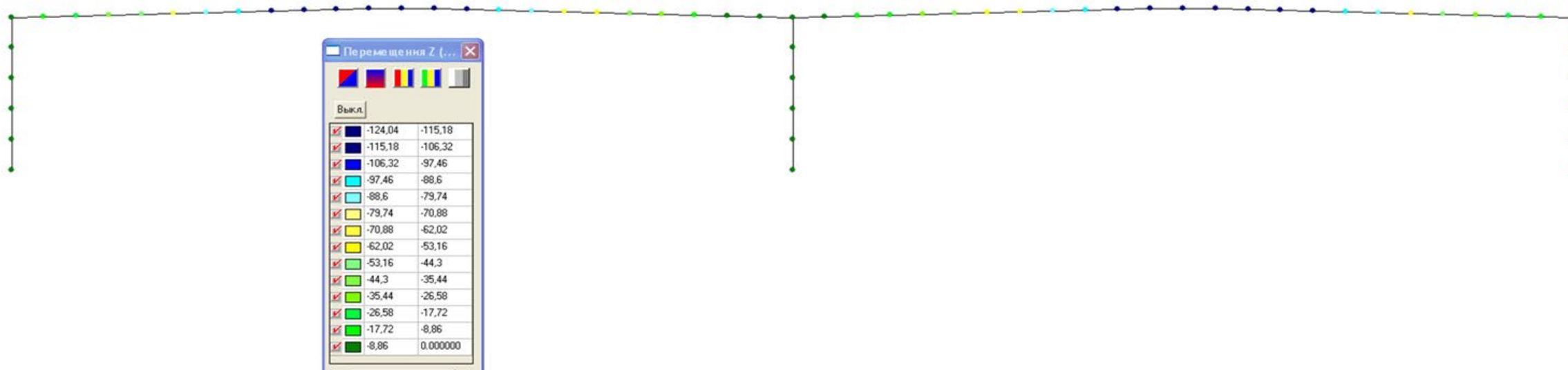
Переріз колони в нижній частині

На підставі цих даних, призначаємо жорсткості в розрахунковій схемі SCAD. Здійснюємо розрахунок на дію РСН ще раз з метою визначити переміщення. Максимальний прогин становить 124 мм, що не перевищує $L/300 = 48000/300 = 160$ мм. Таким чином, розрахована конструкція проходить за другою групою граничних станів.

Перевірка конструкцій за другою групою граничних станів

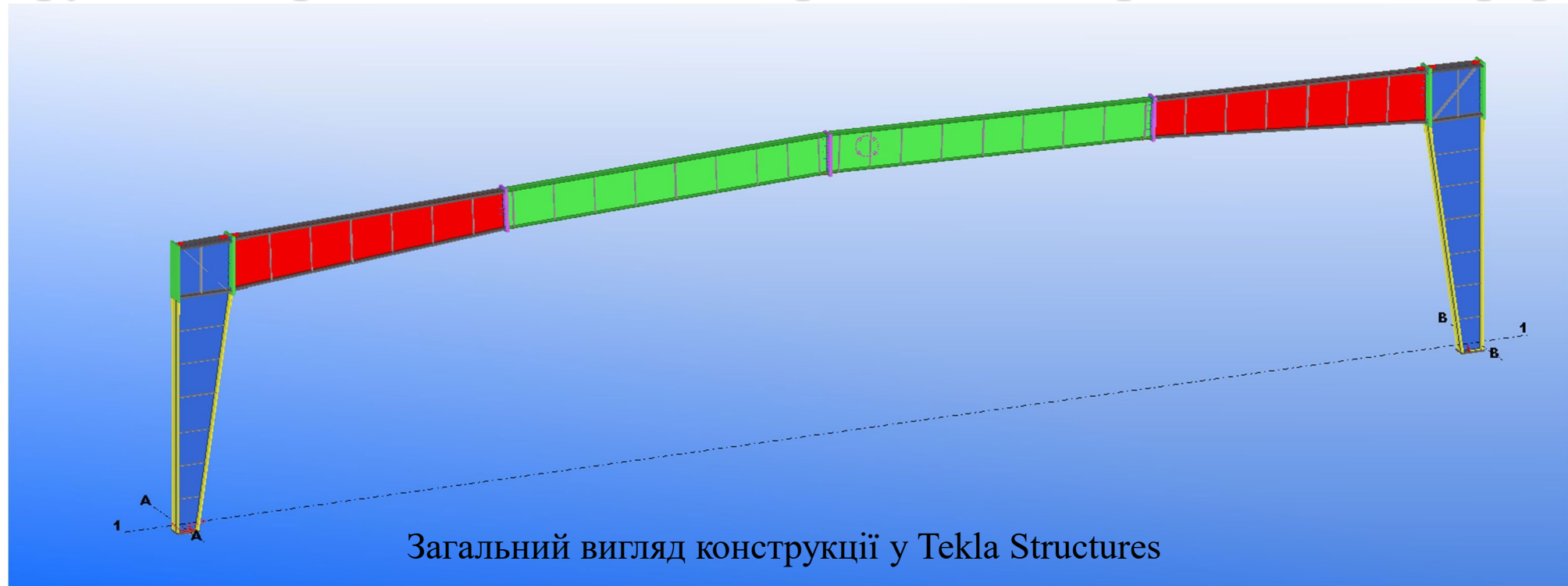


Презентаційна графіка рами у середовищі SCAD



Переміщення по осі Z, м

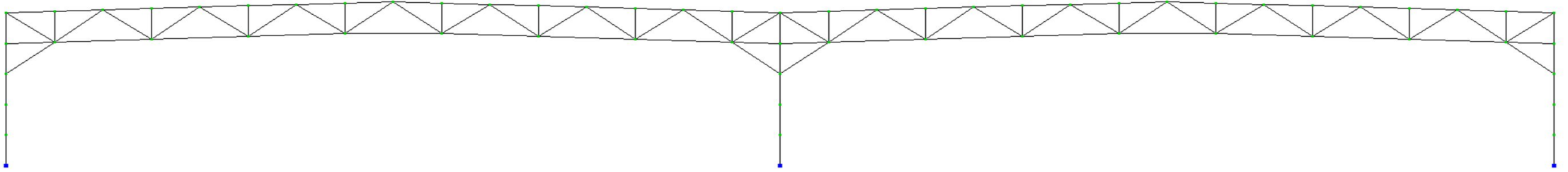
Конструювання рами з балкою зі зварного двотавра змінного перерізу



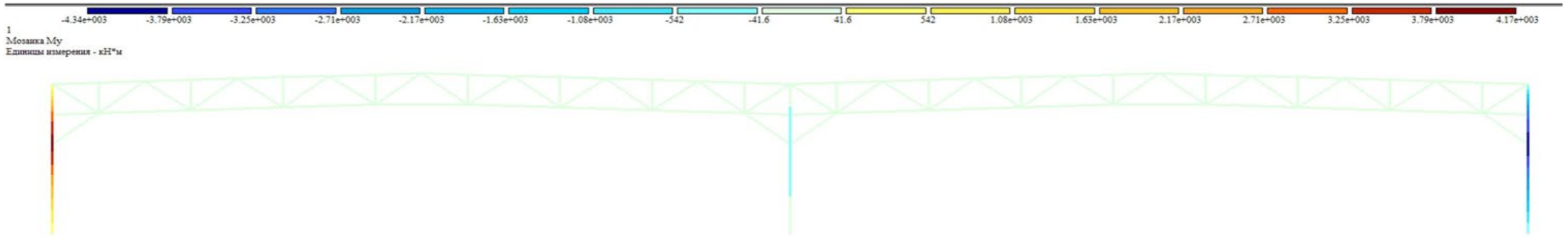
Загальний вигляд конструкції у Tekla Structures

Вибірка металу для закупівлі			
Профіль	ДСТУ/ТУ	Чиста вага, кг	Марка сталі
НІ1482-12-16*440	-	5881,4	С345
Лист товщиною 14 мм	ДСТУ 8540:2015	5423,7	С345
Лист товщиною 16 мм	ДСТУ 8540:2015	5345,3	С345
Лист товщиною 20 мм	ДСТУ 8540:2015	2851,2	С345
Лист товщиною 36 мм	ДСТУ 8540:2015	7281,2	С345
Лист товщиною 40 мм	ДСТУ 8540:2015	1584,7	С345
Лист товщиною 45 мм	ДСТУ 8540:2015	3242,8	С345
Разом:		31627,27	

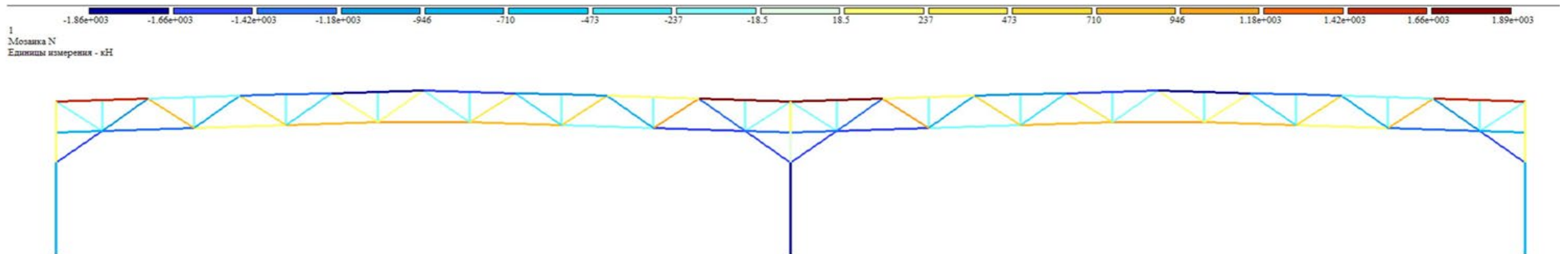
Рамний каркас з фермою з жорстким примиканням до колони



Розрахункова схема варіанта з фермою



Мозаїка згинальних моментів

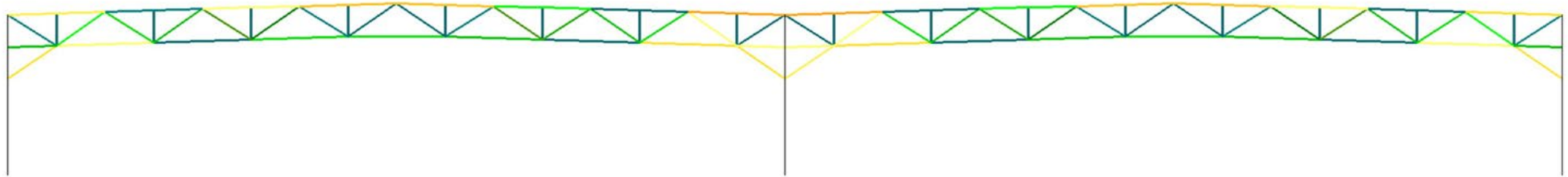


Мозаїка поздовжніх зусиль

Рамний каркас з фермою з жорстким примиканням до колони



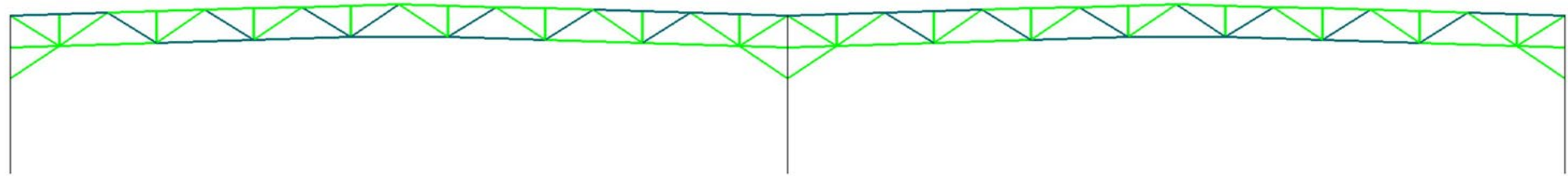
Вариант конструирования: Двутавровая ферма
Расчет по РСН (СП 16.13330.2011)



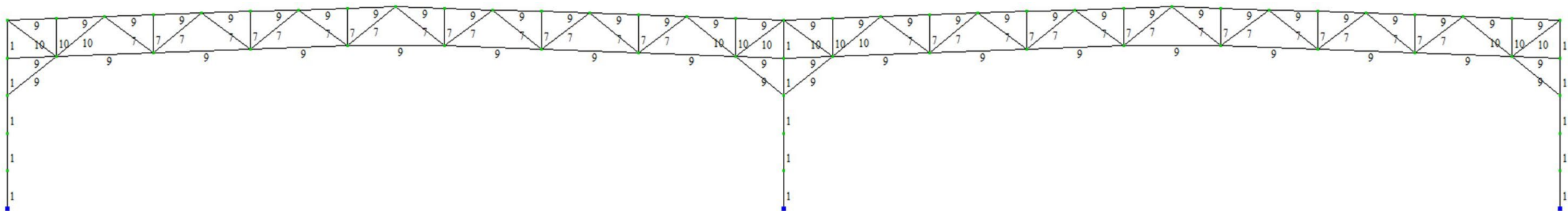
Коефіцієнт використання несучої здатності при перерізах стрижнів 20Ш1



Вариант конструирования: Двутавровая ферма
Расчет по РСН (СП 16.13330.2011)

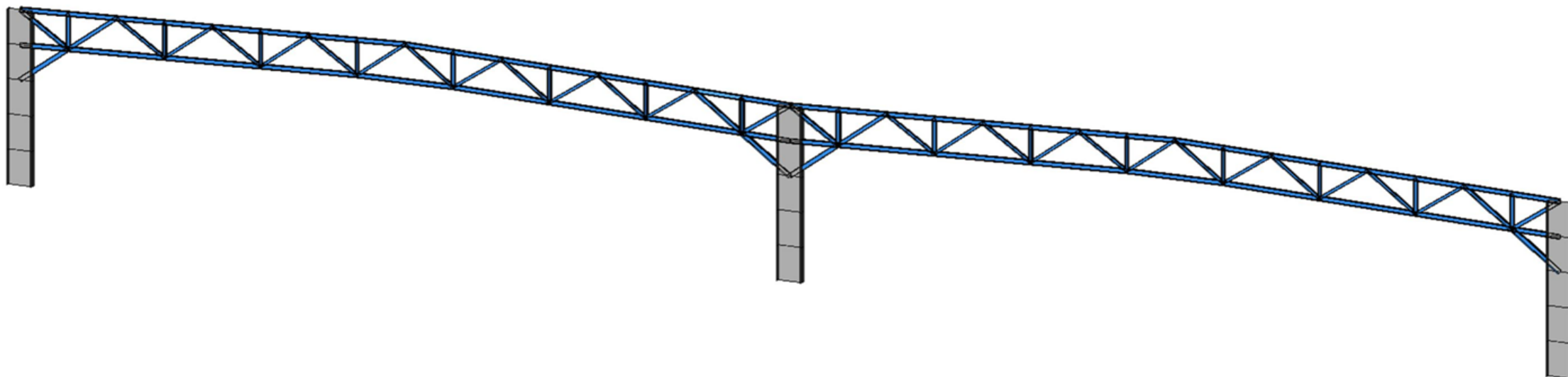


Коефіцієнт використання за місцевою стійкістю

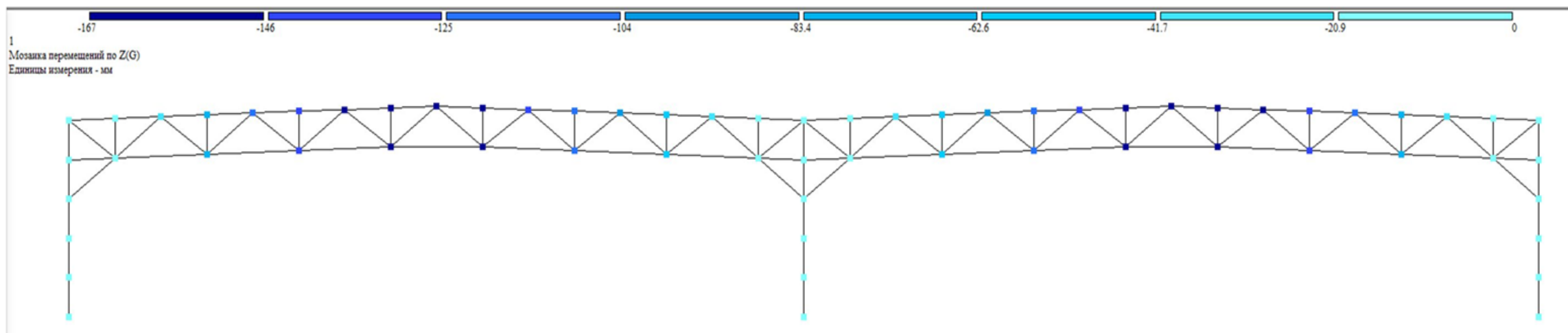


Типи жорсткості елементів ферми після уніфікації: Тип 9 - 30Ш1; Тип 10 - 25Ш1; Тип 7 – 20Ш1

Перевірка конструкцій за другою групою граничних станів

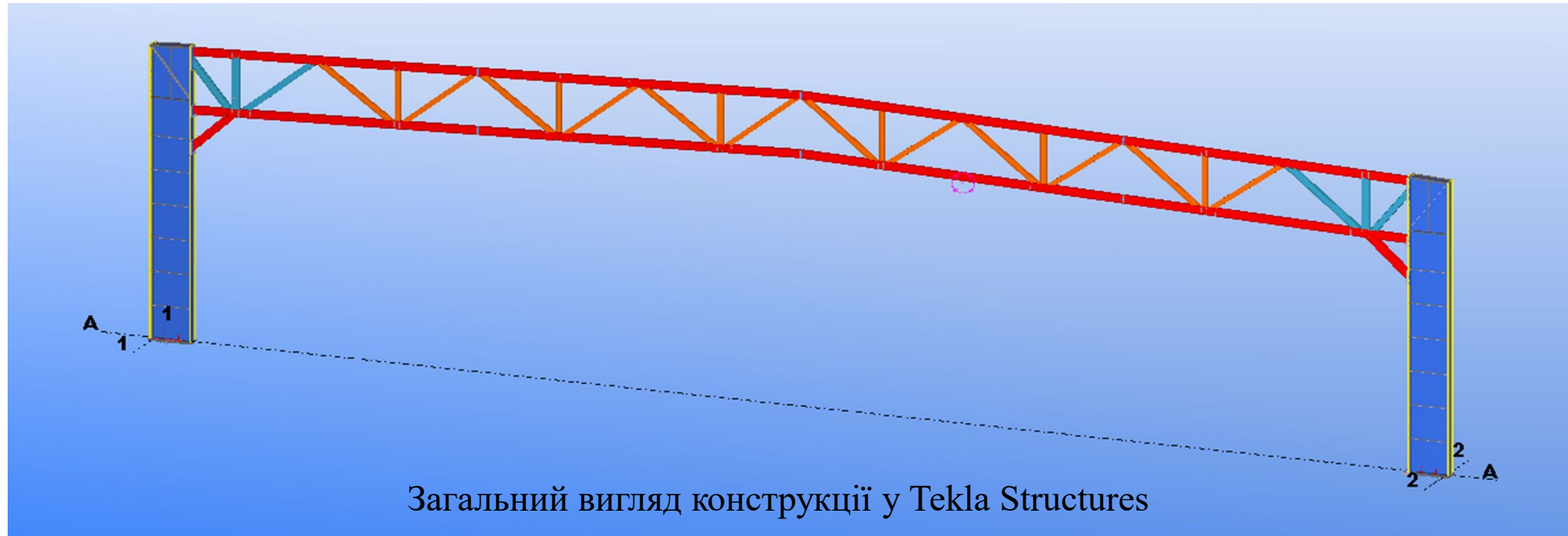


Загальний вигляд конструкції із заданими профілями в середовищі LIRA



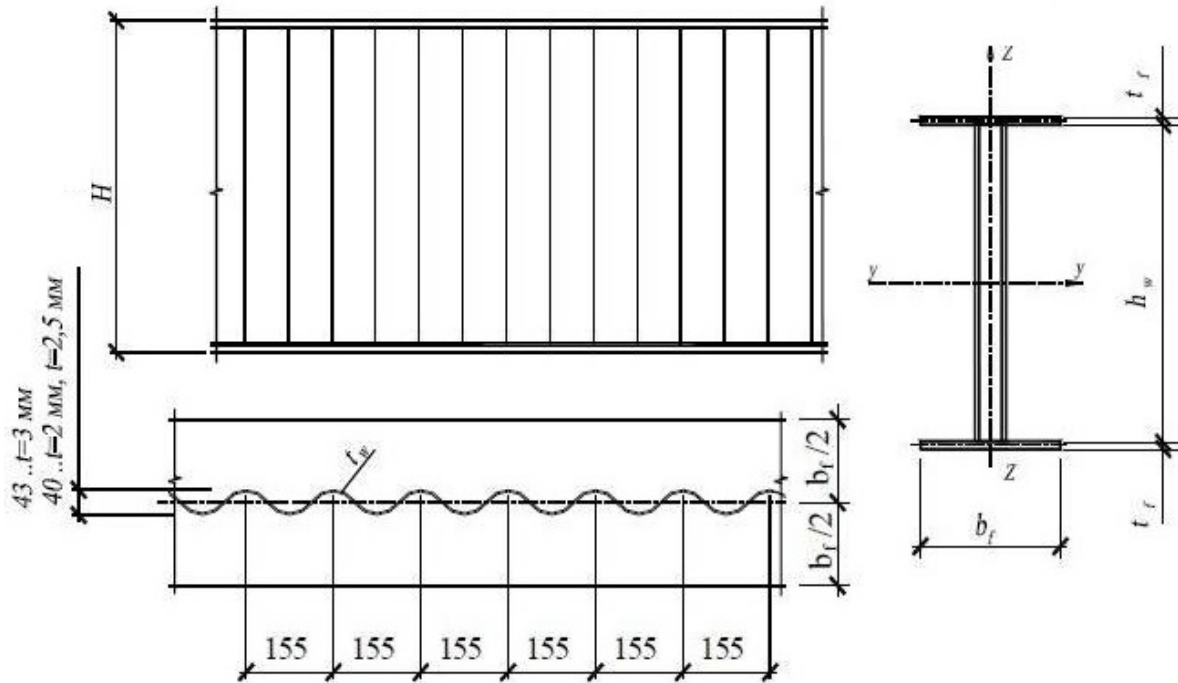
Переміщення по осі Z

Конструювання рами з фермою з жорстким примиканням до колони



Профіль	ДСТУ/ТУ	Чиста вага, кг	Вага заготовлі, кг	Марка сталі
120Ш1	ДСТУ 8768:2018	1620,9	1620,8	C345
125Ш1	ДСТУ 8768:2018	691	690,9	C345
130Ш1	ДСТУ 8768:2018	5376	5376	C345
Лист товщиною 2 мм	ДСТУ 8540:2015	96,2	95,7	C255
Лист товщиною 12 мм	ДСТУ 8540:2015	316	325,8	C345
Лист товщиною 14 мм	ДСТУ 8540:2015	884,8	952,8	C345
Лист товщиною 16 мм	ДСТУ 8540:2015	4592,9	4636,8	C345
Лист товщиною 20 мм	ДСТУ 8540:2015	3352,2	3352,5	C345
Лист товщиною 25 мм	ДСТУ 8540:2015	323,2	323,1	C345
Лист товщиною 36 мм	ДСТУ 8540:2015	1174,5	1195,4	C345
Разом:		18426,7	18569,8	

Розрахунок рами з гофро-балкою, що обпирається на колони



Висота балки з гофрованою стінкою обирається відповідно до загальних правил розрахунку за міцністю, вона не повинна бути меншою, ніж допускається за вимогами жорсткості (h_r) і оптимальною за витратою металу (h_{opt}):

$$h_r \geq \frac{5R_{yf}}{24E} \times \left[\frac{l}{f} \right] \times \frac{1}{\alpha},$$

де α - коефіцієнт, що враховує підвищення деформативності балки за рахунок роботи стінки, $\alpha = 1,2 - 0,003\overline{\lambda}_w$.
Оптимальною висотою буде висота балки за мінімально можливої товщини стінки $t_{w(min)}$:

$$h_{opt} \geq \frac{Q_{max}}{t_w \times R_{sw} \times \gamma_c},$$

Маючи висоту стінки (h_w) і задаючись її гнучкістю в межах $\lambda = h_w / t_w = 200...500$, можна визначити її товщину за формулою умовної гнучкості:

$$\overline{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \times \sqrt{\frac{R_{yw}}{E}},$$

де $\overline{\lambda}_w$ - гнучкість стінки в межах $7 \leq \overline{\lambda} \leq 10$.

Розрахунок рами з гофро-балкою, що обпирається на колони

Тоді, товщина стінки гофро-балки:

$$t_w = \frac{h_w}{\lambda_w} \times \sqrt{\frac{R_{yw}}{E}}.$$

Мінімальна товщина полиці визначається за умови:

$$t_f \geq 1,31 \times b_f \times \sqrt{\frac{R_{yw}}{E}}.$$

Коли визначено та призначено всі основні розміри перерізу поясів та гофру, здійснюється перевірка балки на:

- міцність при згині:

$$\frac{M_n}{W_{\min}} \geq R_y \times \gamma_c,$$

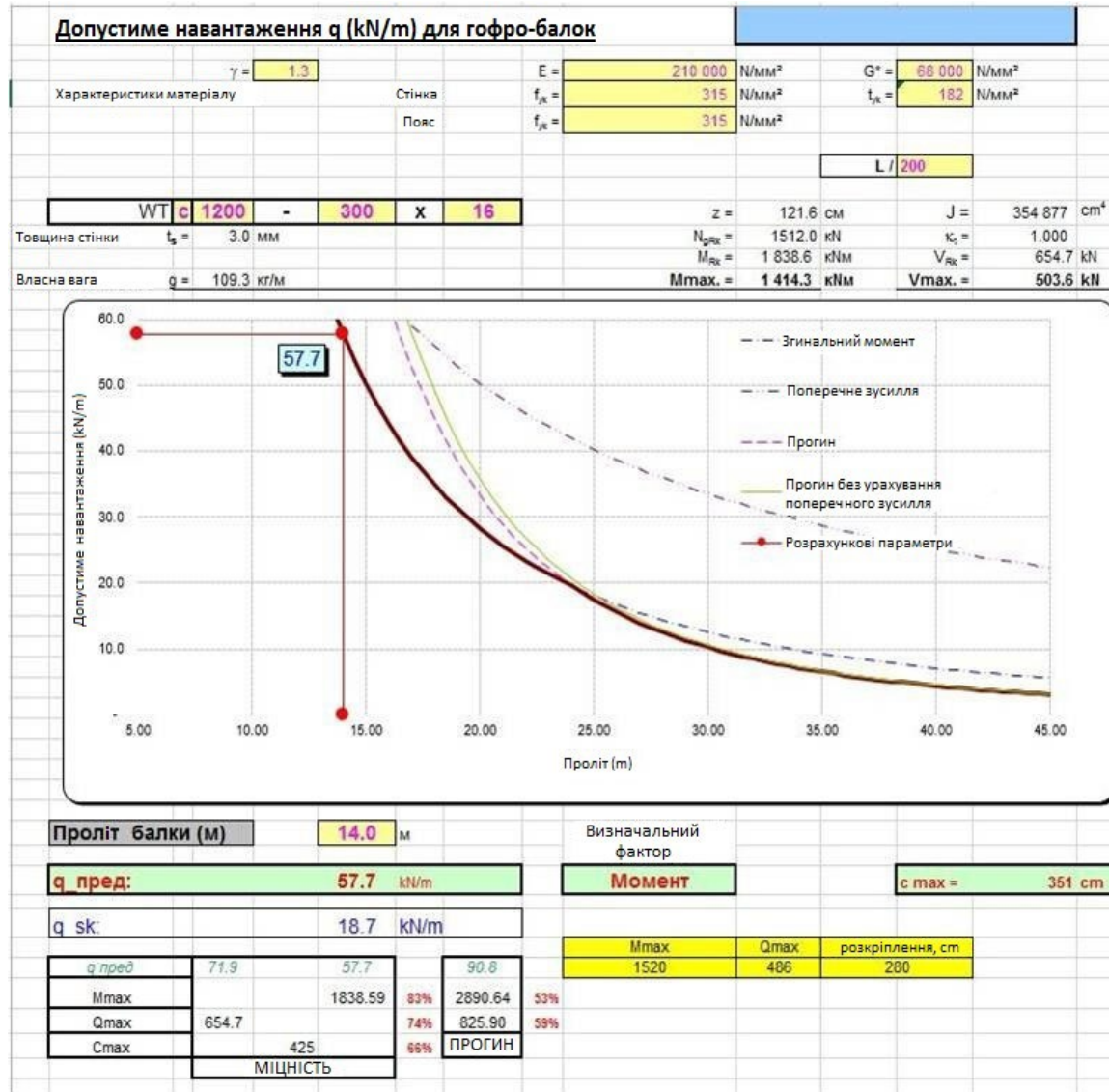
- міцність стінки на зріз у опори:

$$\tau = \frac{Q \times S}{l \times t_w} \leq R_s \times \gamma_c = 0,58 \times R_y \times \gamma_c \times k_s,$$

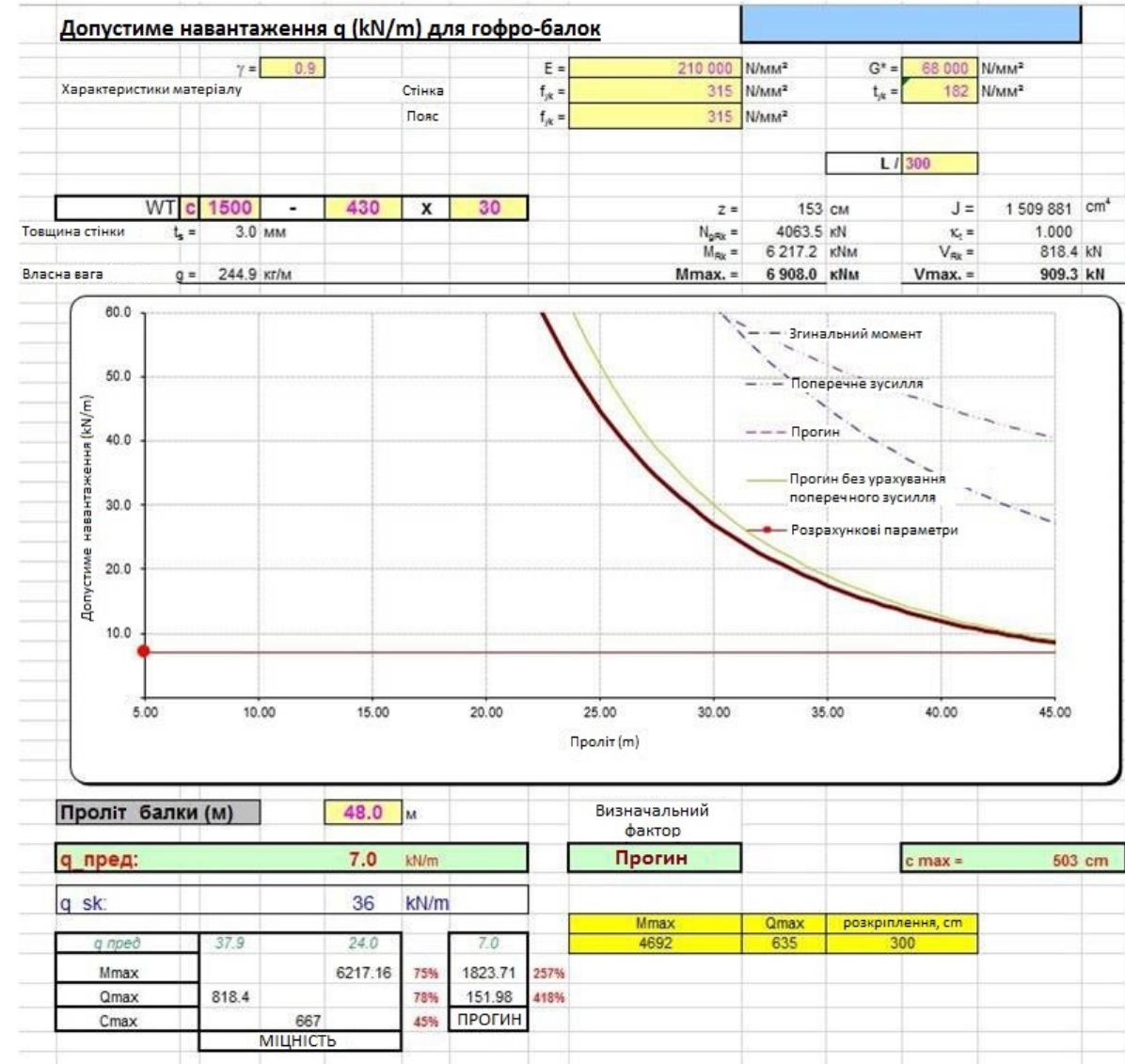
- міцність стінки балки в місцях докладання локального навантаження до верхнього пояса, а також в опорних перерізах балки (місцеві напруження):

$$\sigma_s = \frac{F}{t_f \times l_{ef}} \leq R_y \times \gamma_c.$$

Аналіз теоретичних даних в MS Excel

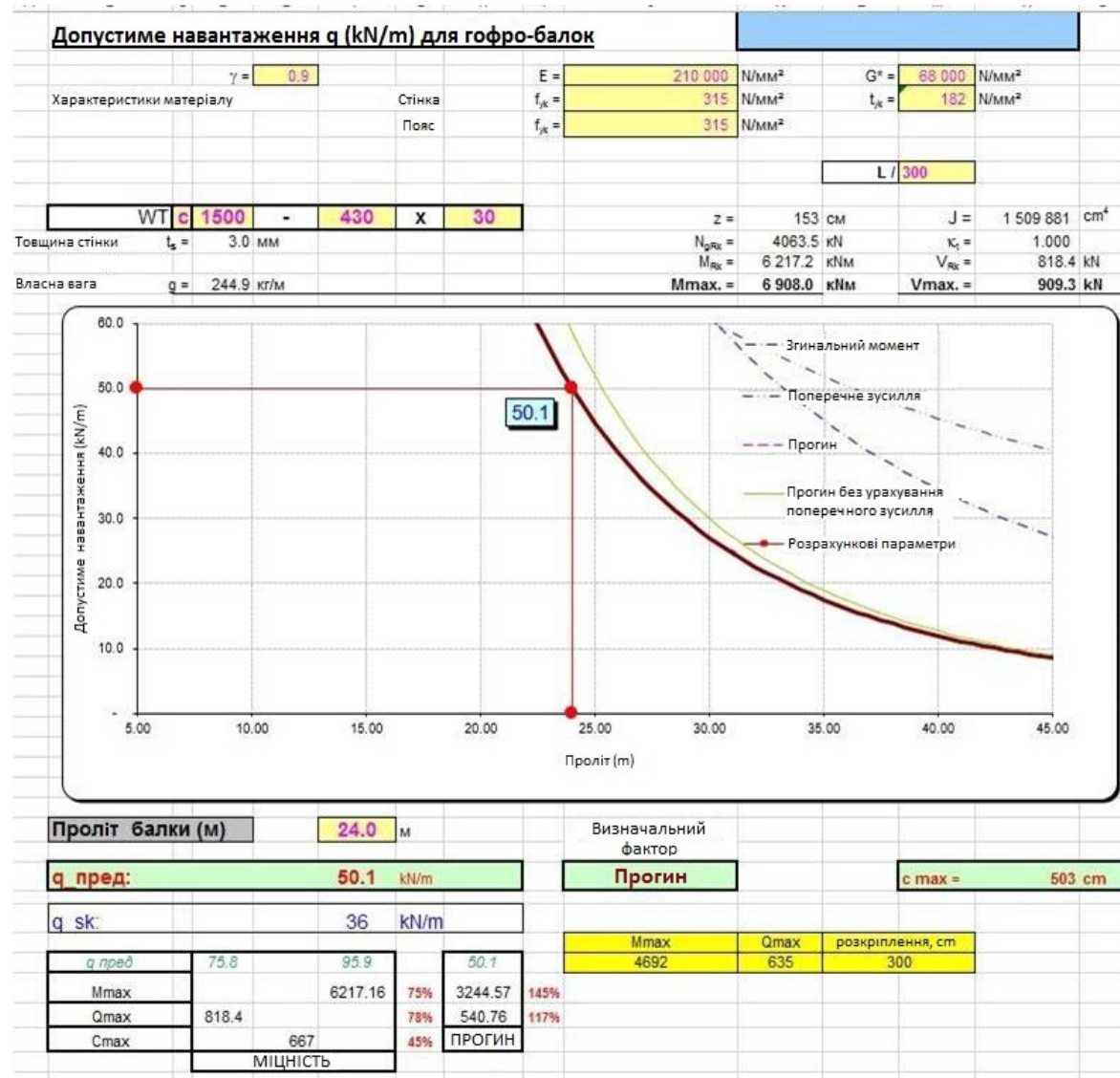


Користувальне поле файлу для аналізу несучої здатності

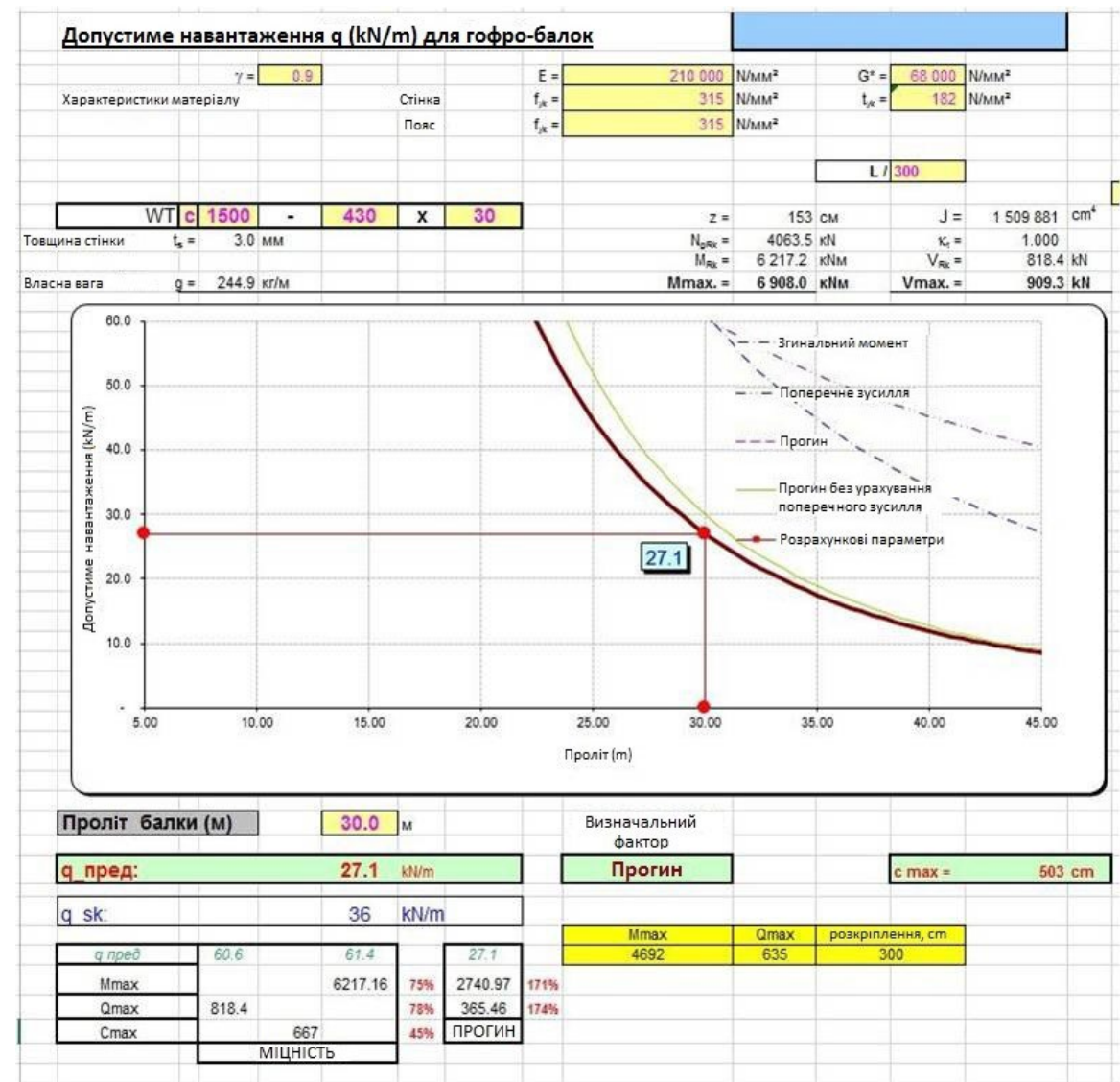


Розрахунок гофро-балки при прольоті 48 м

Аналіз теоретичних даних в MS Excel



Розрахунок гофро-балки при прольоті 24 м



Розрахунок гофро-балки при прольоті 30 м

Загальні висновки

1. В ході дослідження були розглянуті різні варіанти конструювання великопролітних рам, які застосовуються при будівництві виробничих об'єктів. Широко поширені варіанти, такі як рішення з балкою та з фермою, виявилися більш раціональними для прольоту в 48 м, ніж застосування балки з гофро-стінкою.
2. З розглянутих варіантів найменш витратним по металоємності виявилась ферма, що впливає з підсумкових вибірок металу.

Рама з балкою зі зварного двотавра змінного перерізу	
Загальна витрата металу	31627,3 кг
Ферма із жорстким примиканням до колони	
Загальна витрата металу	18569,8 кг

3. Як видно з отриманих вибірок, витрата металу на варіант з фермою нижче приблизно на 35%. Але ферма набагато складніша на стадії виробництва на заводі, транспортування та монтажу. Таким чином, остаточне рішення щодо вибору варіанта конструювання має бути підкріплене детальним техніко-економічним обґрунтуванням, в якому мають бути враховані фактори складності виробництва, транспортування та монтажу конструкцій.
4. У разі нестандартно-великих прольотів гофро-балки втрачають свою актуальність, що спричинено великими прогинами. Але при прольотах менше 24 м гофро-балки проявляють себе дуже добре і, при правильному підході до розрахунку та конструюванню, дають вигоду по витратам матеріалу у порівнянні зі звичайними зварними двотаврами приблизно на 15-25%, що може істотно знизити загальну вартість конструкцій.