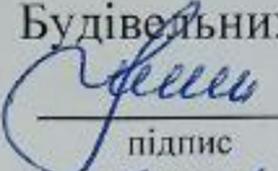
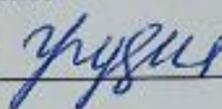


МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
Факультет будівництва та транспорту
Кафедра будівельних конструкцій

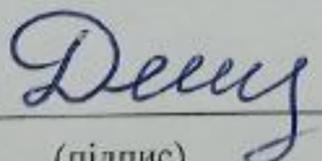
До захисту
Допускається
Завідувач кафедри
Будівельних конструкцій
 /Л.А.Циганенко/
підпис
« 09 »  2024 р.

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

за другим рівнем вищої освіти

На тему: « Дослідження напружено-деформованого стану металевого каркасу будівлі з урахуванням нелінійної роботи матеріалу »

Виконав (ла)

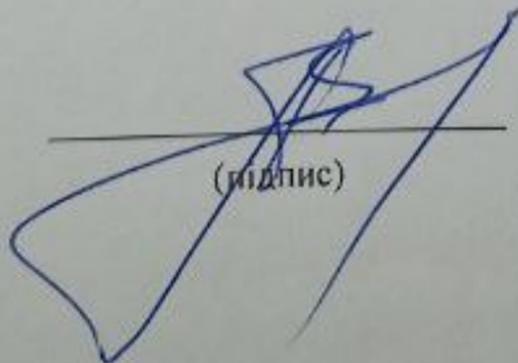

(підпис)

Харченко Д.М.
(Прізвище, ініціали)

Група

ЗПЦБ 2301м

Керівник


(підпис)

к.т.н., Луцьковський В.М.
(Прізвище, ініціали)

Суми – 2024 р.

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Кафедра: Будівельних конструкцій
Спеціальність: 192 "Будівництво та цивільна інженерія"
ОПП Будівництво та цивільна інженерія

ЗАВДАННЯ

НА МАГІСТЕРСЬКУ КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ

Харченко Дмитра Михайловича

1. Тема роботи Дослідження напружено-деформованого стану металевого каркасу будівлі з урахуванням нелінійної роботи матеріалу

Затверджено наказом по університету №2915/ос від "30" серпня 2024 р.

Строк здачі студентом закінченої роботи: "09" грудня 2024 р.

2. Вихідні дані до роботи:

Архітектурна частина робочого проекту будівлі

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

Розділ 1. Загальна характеристика роботи

Розділ 2. Об'ємно-планувальні та архітектурно-конструктивні рішення будівлі

Розділ 3. Дослідження напружено-деформованого стану та конструктивні розрахунки

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

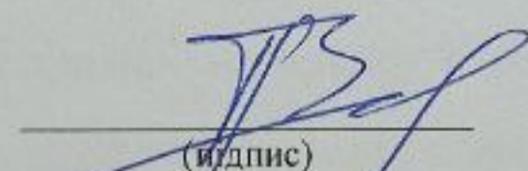
Лист 1. Фасад 1-6. Фасад 6-1. План першого поверху. Фасад А-В.

Лист 2. План першого поверху. Розріз 1-1. Розріз 2-2.

Лист 3. План фундаментів. План колон. Схема розташування балок покриття.

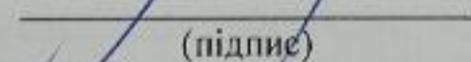
Схема розташування балок перекриття

Керівник:


(підпис)

к.т.н., Луцьковський В.М.
(Прізвище, ініціали)

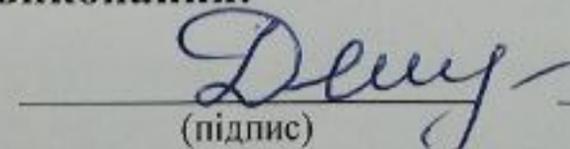
Консультант


(підпис)

(Прізвище, ініціали)

Завдання прийняв до виконання:

Здобувач:


(підпис)

Харченко Д.М.
(Прізвище, ініціали)

АНОТАЦІЯ

Харченко Дмитро Михайлович. Дослідження напружено-деформованого стану металевого каркасу будівлі з урахуванням нелінійної роботи матеріалу – Кваліфікаційна робота магістра на правах рукопису.

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

В основній частині описано архітектурно-конструктивні та об'ємно-планувальні рішення будівлі. Предметом дослідження є напружено-деформований стан елементів каркасу будівлі з урахуванням нелінійної роботи матеріалу. Нелінійність матеріалу викликана різними температурними умовами. Дослідження було проведено шляхом моделювання трьох варіантів.

Результати дослідження показали, що при температурному навантаженні 100°C окремі колони каркасу відповідають вимогам міцності та стійкості. Однак, коли температурне навантаження збільшили до 200°C і 300°C, усі вертикальні елементи каркасу втратили міцність та стійкість. При цьому внутрішні зусилля M та Q зросли, а зусилля N зменшилися.

Аналіз публікацій та досліджень показує що виконують багато досліджень щодо впливу температурних навантажень, динамічних факторів, корозії, а також конструктивних особливостей металевих елементів на їхню міцність і стійкість. Основну увагу приділено розвитку методів чисельного моделювання напружено-деформованого стану, які враховують нелінійні властивості матеріалу, такі як пластичність та втому металу.

У **висновках** підкреслено важливість та актуальність даної теми, наведено аналіз за результатами розрахунку трьох варіантів, за якими було

дослідження напружено-деформованого стану елементів металевго каркасу будівлі складу з урахуванням нелінійності матеріалу. Дослідження показало, що певні елементи каркасу є критично вразливими при пошкодженнях такого характеру.

Ключові слова: нелінійність матеріалу, каркасна будівля, металевий каркас.

Список публікацій

Харченко Д.М. ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ МЕТАЛЕВОГО КАРКАСУ БУДІВЛІ З УРАХУВАННЯМ НЕЛІНІЙНОЇ РОБОТИ МАТЕРІАЛУ// Science and society: modern trends in a changing world. Proceedings of the 12th International scientific and practical conference. MDPC Publishing. Vienna, Austria. 2024. Pp. 177-179. URL: <https://sci-conf.com.ua/xii-mizhnarodna-naukovo-praktichna-konferentsiya-science-and-society-modern-trends-in-a-changing-world-28-30-10-2024-viden-avstriya-arhiv/>.

В додатках наведено: розрахунок снігового навантаження, матеріали конференції, креслення.

Структура роботи

Робота складається з основного тексту на ___ сторінках, у тому числі ___ таблиці, ___ рисунка. Текст роботи містить загальну характеристику роботи, 3 розділи, висновки за результатами роботи, список з 7 використаних джерел, 3 додатків на 14 сторінках. Графічна частина складається з 3 аркушів креслень.

ЗМІСТ

1.ЗАГАЛЬНА ХАРАКТЕРИСТИКА РОБОТИ	7
Актуальність теми	7
Мета і завдання дослідження	8
Об'єкт дослідження	8
Предмет дослідження.....	8
Методи дослідження	8
Практичне значення одержаних результатів.....	9
Апробація та публікація роботи	9
2. ОБ'ЄМНО-ПЛАНУВАЛЬНЕ ТА АРХІТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ БУДІВЛІ	10
Об'ємно-планувальне рішення.....	10
Архітектурно-конструктивні рішення	11
Фундаменти.....	11
Колони	11
Балки перекриття.....	12
Перекриття	12
Сходи	12
Ліфт 13	
Покрівля	13
Стіни	13
Вікна, двері, ворота.....	14
Підлоги	14
3.ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНО ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ТА КОНСТРУКТИВНІ РОЗРАХУНКИ.....	15
Опис предмету дослідження	15
Методика дослідження	21
Результати дослідження	47
ВИСНОВОК.....	51
Список використаної літератури	53
Додаток А. Розрахунок снігового навантаження.....	54
Додаток Б. Матеріали конференції.....	59
Додаток В. Креслення	64

1. ЗАГАЛЬНА ХАРАКТЕРИСТИКА РОБОТИ

Актуальність теми

У сучасному будівництві широко поширені будівлі, де в якості несучих елементів каркасу використовують металеві елементи. Прикладом таких будівель є складські будівлі.

Складські будівлі часто мають великі прольоти та значні навантаження від зберігання товарів, обладнання або техніки, що накладає особливі вимоги до міцності та стійкості конструкцій. Металеві каркаси є ключовим елементом таких будівель завдяки їх здатності витримувати великі навантаження і забезпечувати економічність будівництва, але їх поведінка під навантаженням може бути складнішою, ніж передбачають традиційні методи аналізу.

Нелінійна робота матеріалу, зокрема сталі, є важливим фактором, оскільки реальні навантаження на каркас можуть виходити за межі лінійних моделей. Вона враховує пластичні деформації, залишкові напруження та інші фактори, що можуть суттєво впливати на загальну стійкість і надійність конструкції. Умови експлуатації складів, такі як зміни температур, вологість, динамічні навантаження від роботи вантажопідйомного обладнання, також можуть спричинити нелінійні зміни в структурі матеріалу. Це вимагає детального аналізу і точних прогнозів для забезпечення тривалої експлуатації споруди без ризику деформацій чи руйнувань. Дослідження напружено-деформованого стану з урахуванням нелінійної роботи матеріалів є важливим для проектування сучасних складів, оскільки дозволяє оптимізувати конструкції, зменшити витрати на матеріали, водночас збільшуючи їхню довговічність і стійкість до впливу зовнішніх факторів. В умовах експлуатації складів, коли вони можуть використовуватися для зберігання важких вантажів або великих обсягів товарів, точність прогнозування напружено-деформованого стану каркасу є вирішальним фактором. Врахування нелінійної роботи матеріалу забезпечує

безпеку експлуатації, мінімізуючи ризики деформацій чи обвалів, особливо в умовах непередбачених навантажень або аварійних ситуацій.

Мета і завдання дослідження

Мета даної роботи є дослідження металевого каркасу будівлі складу з урахуванням нелінійної роботи матеріалу. Нелінійність матеріалу викликана різними температурними умовами.

Об'єкт дослідження

Об'єктом дослідження є просторовий несучий металевий каркас.

Предмет дослідження

Предметом даної дослідницької роботи є напружено деформований стан елементів каркасу будівлі.

Методи дослідження

Методи дослідження напружено-деформованого стану металевого каркасу будівлі включають аналітичні, числові підходи.

Аналітичні методи базуються на розв'язанні рівнянь рівноваги та сумісності деформацій, що дозволяє оцінити напруження і деформації у конструкції за допомогою спрощених математичних моделей. Однак вони обмежені у випадках складних конструкцій або нелінійної роботи матеріалу.

Числові методи, зокрема метод скінченних елементів (МСЕ), дозволяють детально моделювати поведінку каркасів під різними навантаженнями. Цей метод розбиває конструкцію на невеликі елементи, для кожного з яких проводиться аналіз напружено-деформованого стану, що забезпечує високу точність і можливість урахування нелінійних ефектів, таких як пластичність і повзучість матеріалу.

Практичне значення одержаних результатів

Практичне значення результатів дослідження полягає в підвищенні надійності та безпеки будівельних конструкцій, а також в оптимізації їхньої експлуатації та проектування. Отримані результати дозволяють краще розуміти поведінку металевих елементів каркасу під впливом різних типів навантажень, зокрема температурних. Це сприяє розробці конструкцій, які більш стійкі до деформацій, зменшує ризики локальних руйнувань та підвищує загальну стійкість споруд до аварійних ситуацій.

Апробація та публікація роботи

Харченко Д.М. Луцьковський В.М. ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ МЕТАЛЕВОГО КАРКАСУ БУДІВЛІ З УРАХУВАННЯМ НЕЛІНІЙНОЇ РОБОТИ МАТЕРІАЛУ// Science and society: modern trends in a changing world. Proceedings of the 12th International scientific and practical conference. MDPC Publishing. Vienna, Austria. 2024. Pp. 177-179. URL: <https://sci-conf.com.ua/xii-mizhnarodna-naukovo-praktichna-konferentsiya-science-and-society-modern-trends-in-a-changing-world-28-30-10-2024-viden-avstriya-arhiv/>.

2. ОБ'ЄМНО-ПЛАНУВАЛЬНЕ ТА АРХІТЕКТУРНО- КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ БУДІВЛІ

Об'ємно-планувальне рішення

Двоповерхова будівля холодного складу склотари, в плані має прямокутну форму, з розмірами по вісях 30х24 м. Загальна висота будівлі – 11,7 м. Висота поверху – 4,7 м.

Конструктивна схема будівлі – каркасна. Каркас складається з вертикальних і горизонтальних елементів, які працюють разом, щоб протистояти горизонтальним і вертикальним навантаженням. Просторова жорсткість забезпечується самим каркасом, тобто жорсткими з'єднаннями металевих елементів каркасу та вертикальними хрестовими в'язями, які влаштовані в рівні другого поверху між колонами внутрішнього та зовнішніх рядів вздовж будівлі.

Будівля відноситься до класу відповідальності СС1, ступінь вогнестійкості – Ша.

Архітектурно-конструктивні рішення

Фундаменти

Фундаменти складу монолітні стаканного типу, низ яких знаходиться на відмітці -2,0м. Монолітні фундаменти ФМ-1...ФМ-7 мають різні розміри підшви: 1,8х2,4м; 2,2х3м та 2,4х3,0м з двома сходинками висотою 0,8 та 0,3м. ФМ-8 та ФМ-9 мають розміри підшви 1,5х1,5м з однією сходинкою висотою 1,1м. Верхня частина фундаментів складає 0,9х0,9м. Загальна висота фундаменту 1,6 м.

Армування підшви виконано з сіток С-1 (Ø16 та Ø14 А400С крок 150х150 мм), С-2 (Ø18 та Ø16 А400С крок 150х150 мм), С-3 (Ø10 А400С крок 150х150 мм) та бетону С12/15. Також в фундаментах влаштовують випуски для кріплення колон. Специфікацію фундаментів див. табл. 3.1.

Таблиця 2.1 – Специфікація стовбчастих монолітних фундаментів

Марка, поз.	Позначення	Найменування	Кільк.	Маса од., кг.	Примітка
ФМ-1		ФМ-1 $V_6=3,97 \text{ м}^3$	1	308,63	308,63
ФМ-2		ФМ-2 $V_6=3,70 \text{ м}^3$	8	308,63	2469,08
ФМ-3		ФМ-3 $V_6=3,97 \text{ м}^3$	2	308,63	617,27
ФМ-4		ФМ-4 $V_6=3,97 \text{ м}^3$	1	308,63	308,63
ФМ-5		ФМ-5 $V_6=5,09 \text{ м}^3$	1	400,43	400,43
ФМ-6		ФМ-6 $V_6=5,27 \text{ м}^3$	4	514,19	2056,78
ФМ-7		ФМ-7 $V_6=5,09 \text{ м}^3$	1	400,43	400,43
ФМ-8		ФМ-8 $V_6=2,10 \text{ м}^3$	2	99,53	199,06
ФМ-9		ФМ-9 $V_6=2,10 \text{ м}^3$	2	99,53	199,06

По периметру будівлі передбачено вимощення з асфальтобетону по щебеневій основі шириною 1 м з ухилом 3% від будівлі.

План фундаментів наведено в додатку В «Креслення».

Колони

Основні несучі конструкції каркасу – металеві колони двотаврового перерізу за номером в сортаменті 25К2 довжиною 8,94м; 10,15м та 11,29м. Колони виготовлені із сталі марки С245.

План колон наведено в додатку В «Креслення».

Балки перекриття

В якості балок перекриття використані металеві балки двотаврового перерізу та швелери, які зазначені в табл. 2.2. З допомогою системи балок колони зв'язані між собою. Балки МБ-3 та МБ-4 між собою зв'язані металевим ригелем Р-1. Балки та ригелі виготовлені із сталі марки С245.

Таблиця 2.2. – Специфікація балок перекриття

Марка, поз.	Позначення	Найменування	Кільк.	Маса од., кг.	Примітка
МБ-1		Балка МБ-1 І55Б2 L=5960 мм	10	596,13	5961,30
МБ-2		Балка МБ-2 І60Б2 L=5960 мм	5	960,44	4802,19
МБ-3		Балка МБ-3 І60Б2 L=12044 мм	19	1925,48	36584,12
МБ-4		Балка МБ-4 І60Б2 L=11690 мм	12	1887,94	22655,28
МБ-5		Балка МБ-5 І60Б2 L=7270 мм	1	995,10	
МБ-6		Балка МБ-6 І60Б2 L=1432 мм	1	226,40	
Р-1		Швелер №16 L=1970 мм	30	27,98	839,4

Перекриття

Перекриття виконане з монолітного залізобетонну на основі важкого бетону С16/20, влаштоване по настилу. Армування складається з Ø8 робочої арматури та Ø6 конструктивної арматури класу А400С з кроком 150x150 мм. Товщина перекриття становить 135 мм.

Сходи

В даної будівлі наявні зовнішні та внутрішні сходи, також наявна зовнішня драбина. Драбина розташована по вісі 6. Вона призначена для підйому на покрівлі для моніторингом технічного стану покрівлі. Зовнішні сходи знаходяться по вісі 1. Зовнішні сходи призначені для доступу персоналу до приміщень другого поверху. Виготовлені за індивідуальним проектом. Косоури виготовлені з прокатного швелера №20У, сходинок з листового металу (t=10мм). До косоурів листовий метал закріплений за допомогою прокатного кутика 50x5мм. Майданчик виконано з прокатних швелерів №16У.

Також для доступу на другий поверх передбачено внутрішні металеві сходи. Для уніфікації елементів внутрішніх сходів використано такого ж перерізу як і для зовнішніх сходів.

Ліфт

Для підйому вантажів з першого поверху на другий проектом передбачено вантажний вижимний ліфт марки ПГ-1005В, вантажопідйомністю 1000кг.

Ліфтова шахта виконана каркасною, з використанням профільованих труб, різного перерізу. Розміри шахти – 2,7х2,8м.

Покрівля

Покрівля двосхила. Ухил скату становить 1:5.

Покриття виконане з профільованих металевих листів Н-75-750-0,8. Профільовані листи влаштовані по металевим прогонам, які виконані з прокатних швелерів №20, як в свою чергу, змонтовані на головні балки, які виконані з прокатного двотавру №40Б2. На головних балках передбачено влаштування кутиків 140х90х8мм, котрі необхідні для монтажу прогонів.

Профільовані листи зкріплені між собою комбінованими заклепками. До балок профлисти кріпляться за допомогою самонарізних болтів.

На покрівлі передбачені вентиляційні блоки, діаметр блоку становить 1020мм, які закріплені до прогонів за допомогою гнутих швелерів №20.

Для безпеки людей при пересуванні по покрівлі і запобігання їх падіння при експлуатації, ремонті і обслуговуванні покрівлі

Стіни

Зовнішні стіни обшиті сталевим профільованими листами товщиною 0,7мм. Профільовані листи змонтовані на стінові прогони, що виготовлені з

профільованої труби прямокутного перерізу – 120x80x6мм, крок встановлення стінових прогонів складає близько 1,20м.

Стіни електрощитової та машинного приміщення виконано з повнотілої цегли КР 100/1700/25 на розчині М50. Цегляна кладка виконана під розшивку швів. Кожен 4 ряд цегляної кладки армовано арм. 2Ø5Вр1, арматурні стержні приварити до металевих стійок з кроком 280мм по висоті.

Вікна, двері, ворота

Доступ в середину приміщення передбачено через металеві двері, розміром 900x1200мм. Загальна кількість дверей становить 3шт. Двері розміщені по периметру.

Доступ автотранспортних засобів здійснюється через ворота розміром 3000x3000мм. Загальна кількість воріт – 3шт. Ворота розміщені по вісі А.

Для освітлення природнім світлом в будівлі передбачено віконні блоки розміром 5400x1200мм. Загальна кількість віконних блоків – 10шт. Віконні блоки розміщені вздовж осей А та В.

Підлоги

У будівлі передбачено бетонну підлогу. Товщина фінішного покриття підлоги першого поверху становить 80мм. Підлога влаштовується на підстиляючий шар, в ролі якого використано монолітну бетонну плиту, товщиною 220мм, яка в свою чергу, влаштована на ущільнений піщаний ґрунт.

Товщина підлоги другого поверху становить 35мм, влаштована на залізобетонне перекриття товщиною 135мм.

3. ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНО ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ТА КОНСТРУКТИВНІ РОЗРАХУНКИ

Опис предмету дослідження

У даному дослідженні виконано дослідження напружено-деформованого стану елементів металевого каркасу будівлі складу з урахуванням нелінійності матеріалу, нелінійність матеріалу викликана дією температури, та розглядається за трьома варіантами.

Варіант *I* – напружено-деформований стан елементів каркасу при нелінійності матеріалу, яка викликана температурою величиною 100°C.

Варіант *II* – напружено-деформований стан елементів каркасу при нелінійності матеріалу, яка викликана температурою величиною 200°C.

Варіант *III* – напружено-деформований стан елементів каркасу при нелінійності матеріалу, яка викликана температурою величиною 300°C.

Такі зміни по температурі викликані реконструкцією складу у цех де відбуваються гарячі процеси.

Розрізняють наступні види нелінійностей:

- фізична нелінійність;
- геометрична нелінійність;
- конструктивна нелінійність;
- генетична (інженерна нелінійність).

Фізична нелінійність обумовлюється застосуванням нелінійних залежностей напруга-деформація

$$\sigma = f(\varepsilon)$$

Пружність характеризується повним зникненням деформацій після розвантаження (рис. 3.3. а). Пластичність характеризується здатністю тіла, що деформується, отримувати залишкові (пластичні) деформації, які не зникають після зняття навантаження (рис. 3.3. б).

Розрізняють активну деформацію, що виникає в процесі навантаження тіла, і пасивну, що розвивається під час розвантаження.

Геометрична нелінійність – лінійні та кутові переміщення конструкції або/та деформації спричиняють значну зміну її геометрії, тож рівняння рівноваги або/та рівняння, що пов'язують переміщення з деформаціями, доводиться складати з урахуванням зміни форми та розмірів конструкції, тобто за деформованою схемою.

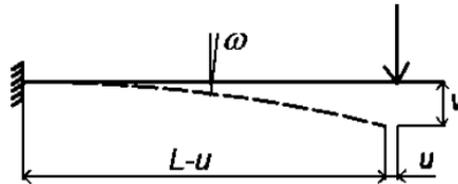


Рис. 3.1. Приклад геометричної лінеаризації задачі: вигин консольної балки

Основні припущення лінеаризації: вертикальні переміщення (прогини) малі порівняно з довжиною балки; кути повороту перерізів малі; горизонтальні переміщення внаслідок зміни геометрії малі та приймаються такими, що дорівнюють нулю; квадрати кутів поворотів малі порівняно з одиницею. У результаті кривизна балки, а отже згинальний момент лінійно пов'язані з функцією прогинів.

Конструктивна нелінійність виникає внаслідок конструктивних особливостей системи, що спричиняють зміну розрахункової схеми в процесі її деформування (змінюються умови закріплення, виключаються з роботи або включаються ті чи інші елементи конструкції тощо). Конструктивна нелінійність притаманна конструкції під час руйнування, коли зв'язки вимикаються з роботи. Приклади розрахункових схем за наявності конструктивної нелінійності наведено на рис. 3.2.

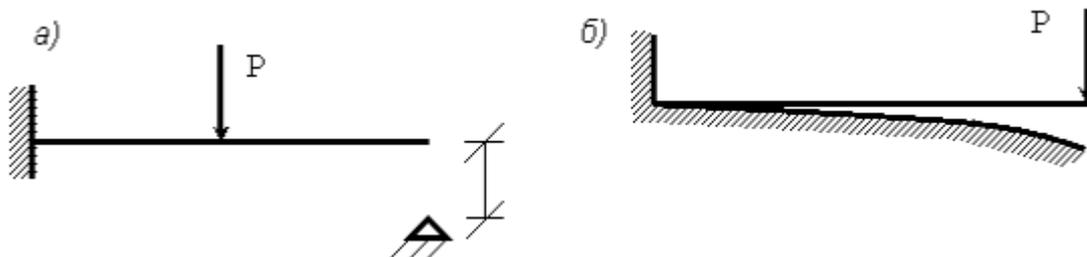


Рис. 3.2. Зміни розрахункової схеми за конструктивної нелінійності
а) - стрибкоподібна; б) – безперервна.

Генетична (інженерна) нелінійність пов'язана з етапами створення конструкції (монтаж), у процесі якого в тому чи іншому порядку можуть

встановлюватися або видалятися окремі елементи системи, прикладатися або видалятися навантаження, тобто перехід з одного етапу монтажу до іншого супроводжується зміною розрахункової схеми.

Напружено-деформований стан металевого каркасу при нелінійній роботі матеріалу характеризується складною взаємодією між зовнішніми навантаженнями і внутрішніми силами, що виникають у елементах конструкції. Нелінійна робота матеріалу пов'язана з тим, що під впливом значних навантажень металеві елементи можуть виходити за межі пружної деформації і починати демонструвати пластичну поведінку. Це означає, що залежність між напруженнями та деформаціями вже не є лінійними, як це відбувається в пружній області, а змінюються залежно від величини та характеру прикладеного навантаження.

На рис. 3.3. наведено діаграми залежності між напруженнями та деформаціями для металів.

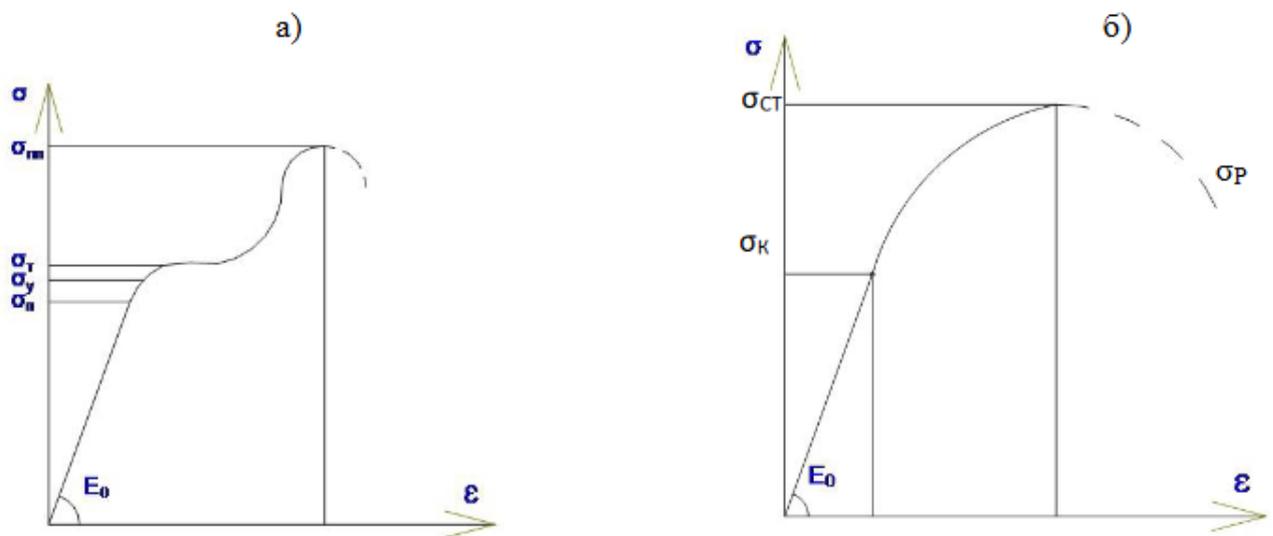


Рис. 3.3. Діаграми залежності напружень та деформацій

Діаграми мають характерні точки:

- межа пропорційності σ_{Π} визначає верхню межу напружень, за яких дотримується закон Гука;

- межа пружності σ_y верхня межа напружень, при яких матеріал при повному розвантаженні не має залишкових деформацій. Різниця між σ_y та $\sigma_{\text{п}}$ невелика, тому інколи ці точки уподібнюють один до одного;
- межа текучості матеріалу σ_T – межа між пружно-пластичними і пластичними деформаціями. Ця точка визначає початок так званого майданчика текучості;
- межа міцності $\sigma_{\text{пп}}$ – відповідає точці максимуму функції $\sigma = \sigma(\varepsilon)$.

На рис. 3.3. пунктиром зображено ділянку руйнування.

Багато матеріалів не мають чітко вираженого майданчика текучості (рис. 3.3. б) ділянка нелінійної пружності плавно переходить у ділянку пружно-пластичних деформацій. На таких діаграмах відзначається точка $\sigma = \sigma_k$ у якій кривизна функції $\sigma(\varepsilon)$ має мінімальне значення.

На початкових стадіях навантаження металеві елементи каркасу працюють у межах пружної деформації, де напруження і деформації перебувають у лінійній залежності. У цьому випадку при знятті навантаження конструкція повністю відновлює свою початкову форму, оскільки не відбувається залишкових деформацій. Проте з підвищенням навантаження, особливо при великих статичних або динамічних впливах, наприклад, вітрових чи сейсмічних навантаженнях, каркас може переходити в область пластичної деформації. У цій області спостерігається порушення лінійної залежності між напруженнями і деформаціями, що веде до накопичення залишкових деформацій навіть після зняття навантаження. Це означає, що конструкція частково втратить здатність повністю відновлюватися і зазнає певних змін у своїй формі або розташуванні окремих елементів.

У металі, коли відбувається пластична деформація, починаються процеси локального накопичення пошкоджень, які можуть призводити до втрати несучої здатності окремих елементів або всієї конструкції в цілому. При нелінійній роботі матеріалу напружено-деформований стан металевого каркасу може бути нерівномірним, залежно від конфігурації каркасу, місць прикладення навантажень та умов експлуатації. Наприклад, у вузлах з'єднань або місцях, де елементи каркасу зазнають найбільших навантажень, може спостерігатися

інтенсивніший розвиток пластичних деформацій порівняно з іншими частинами конструкції. Це може призвести до утворення "пластичних шарнірів", у яких відбуваються значні деформації, і вони можуть стати місцями початку руйнування конструкції.

Нелінійна робота металевих елементів також пов'язана з їх втомою під час циклічних навантажень. Металеві конструкції, що піддаються періодичним навантаженням, можуть зазнавати поступової деградації матеріалу, що проявляється в утворенні тріщин та локальних дефектів. Це особливо характерно для каркасів, які експлуатуються в умовах постійних змін навантажень, наприклад, промислових споруд, де навантаження можуть змінюватися від мінімальних до максимальних значень у короткі проміжки часу. Втома матеріалу у випадку нелінійної роботи може призвести до поступового накопичення пошкоджень, що з часом знижує несучу здатність конструкції та підвищує ризик її руйнування.

Додатково слід враховувати вплив температурних факторів на напружено-деформований стан металевих каркасів. Підвищення або зниження температури може викликати теплові деформації у конструкції, що впливає на загальний розподіл напружень. При високих температурах метал може втрачати свою міцність, і в поєднанні з іншими факторами це може призводити до підвищеної деформації або навіть до втрати стійкості окремих елементів. При низьких температурах металеві елементи можуть ставати більш крихкими, що збільшує ймовірність виникнення тріщин і руйнувань. Нелінійна робота матеріалу в умовах змінних температур є особливо важливою для конструкцій, що експлуатуються в екстремальних кліматичних умовах або на об'єктах, які зазнають значних теплових впливів.

Для більш точного опису напружено-деформованого стану металевих каркасів при нелінійній роботі матеріалів використовуються складні числові методи аналізу, такі як метод скінченних елементів. Цей підхід дозволяє моделювати поведінку конструкції на кожному етапі навантаження, враховуючи пластичну деформацію, утворення тріщин, локальні пошкодження і втомні явища. Числове моделювання дозволяє прогнозувати поведінку

конструкції в умовах реальних навантажень і оцінювати її міцність та стійкість протягом усього терміну експлуатації.

Окрім цього, важливо зазначити вплив динамічних навантажень, таких як вітрові або сейсмічні впливи, на нелінійну роботу металевих каркасів. У випадку таких навантажень, особливо сейсмічних, каркас може зазнавати значних деформацій, що перевищують межі пружної роботи. Під впливом сильних динамічних навантажень виникають додаткові ефекти, як-от резонанс, який може посилювати деформації в певних частинах каркасу. У цих умовах нелінійна робота матеріалу стає вирішальною для забезпечення стійкості конструкції, оскільки вона дозволяє оцінити потенційні зони утворення пластичних шарнірів та локальних руйнувань, а також допомагає визначити шляхи для їхньої мінімізації.

Таким чином, напружено-деформований стан металевого каркасу при нелінійній роботі матеріалу є складним процесом, який вимагає всебічного підходу для його аналізу і прогнозування. Важливими факторами, що впливають на цей процес, є тип і величина навантаження, температурні умови, циклічні впливи та матеріальні властивості металу. Урахування цих факторів дозволяє розробити конструкції, які будуть стійкими та надійними у різних умовах експлуатації, знижуючи ризики аварій та підвищуючи безпеку споруд.

Методика дослідження

Початковим етапом роботи є збір та підрахунок навантажень від складу покрівлі та перекриття.

Таблиця 3.1. – Збір навантажень від ваги покрівлі на 1м²

Навантаження	Характеристичне значення	Експлуатаційне значення кгс/м ²	γ_f	Граничне розрахункове значення кгс/м ²	Примітка
<i>Постійне</i>					
Два шари Поліолефін (ТПО) t=2,7мм	-	5	1,2	6	
Isover OL-VK 140кг/м3 t=80мм	-	11,2	1,2	13,44	
Isover OL-P 140кг/м3 t=70мм	-	9,8	1,2	11,76	
Профнастил Н-75-750-0,8	-	11,2	1,05	11,76	
Всього		37,2		42,96	
<i>Тимчасове</i>					
Корисне навантаження (табл.6.2. ДБН В.1.2-2:2006)		50	1,3	65	
Всього		87,2		107,96	

Таблиця 3.2. – Збір навантажень від ваги перекриття на 1м²

Навантаження	Характеристичне значення	Експлуатаційне значення кгс/м ²	γ_f	Граничне розрахункове значення кгс/м ²	Примітка
<i>Постійне</i>					
Два шари Поліолефін (ТПО) t=2,7мм	-	73,5	1,3	95,55	
Isover OL-VK 140кг/м3 t=80мм	-	337,5	1,1	371,25	
Isover OL-P 140кг/м3 t=70мм	-	11,2	1,05	11,76	
Всього		422,20		478,56	
<i>Тимчасове</i>					
Корисне навантаження (табл.6.2. ДБН В.1.2-2:2006)		200	1,3	260	
Всього		622,20		738,56	

Наступним етапом виконуємо моделювання вихідної схеми та задання жорсткостей елементів:

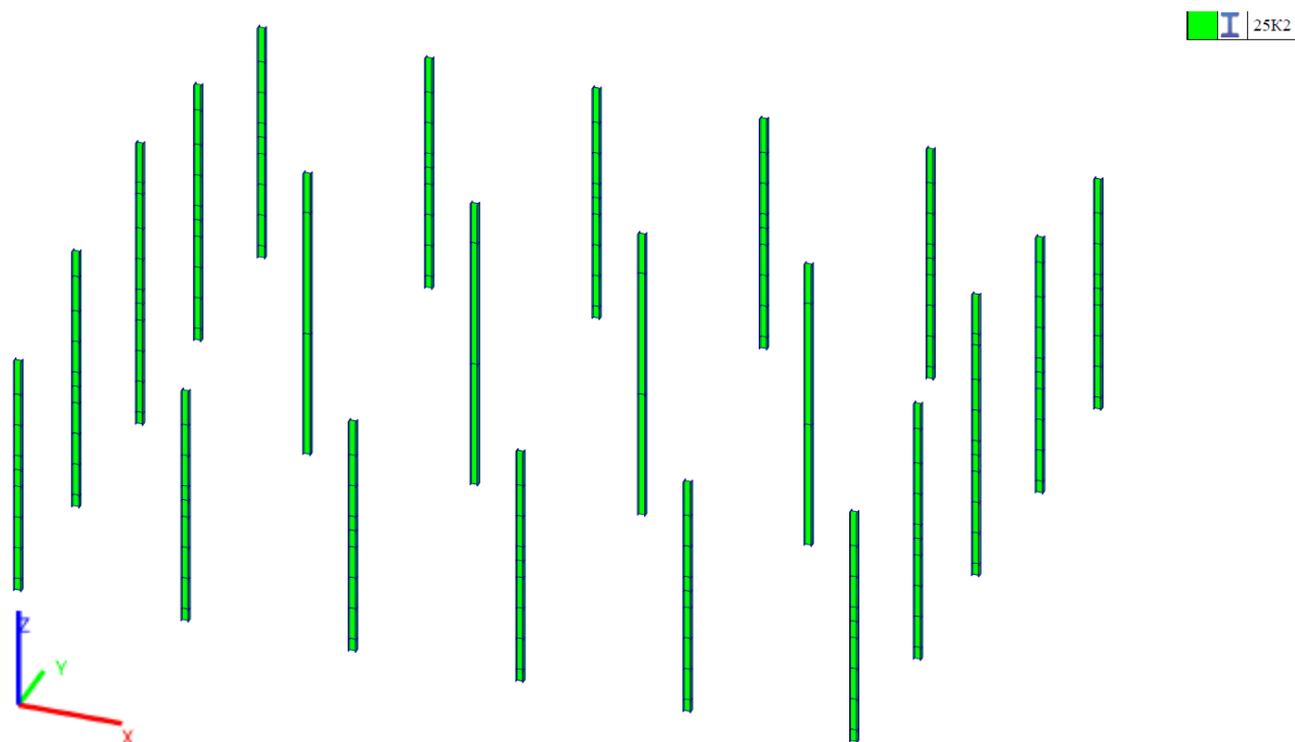


Рис. 4.1. Моделювання колон каркасу

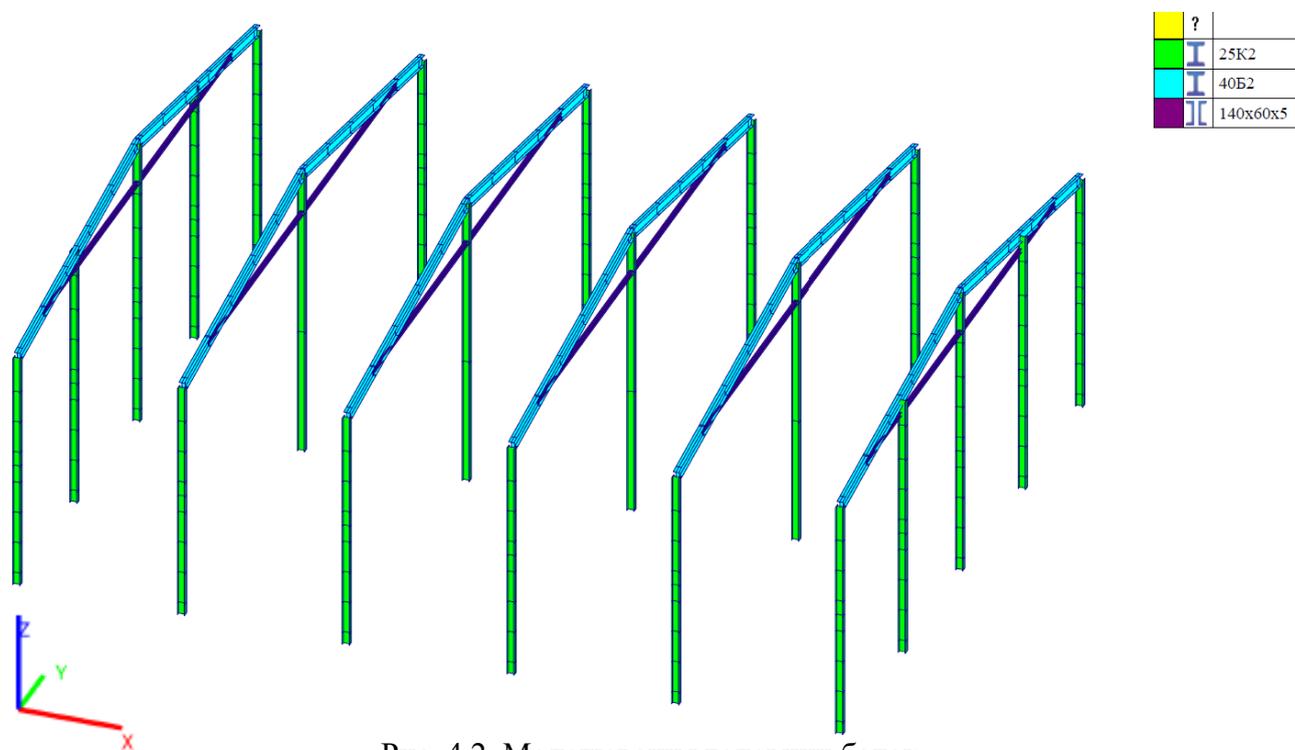


Рис. 4.2. Моделювання головних балок

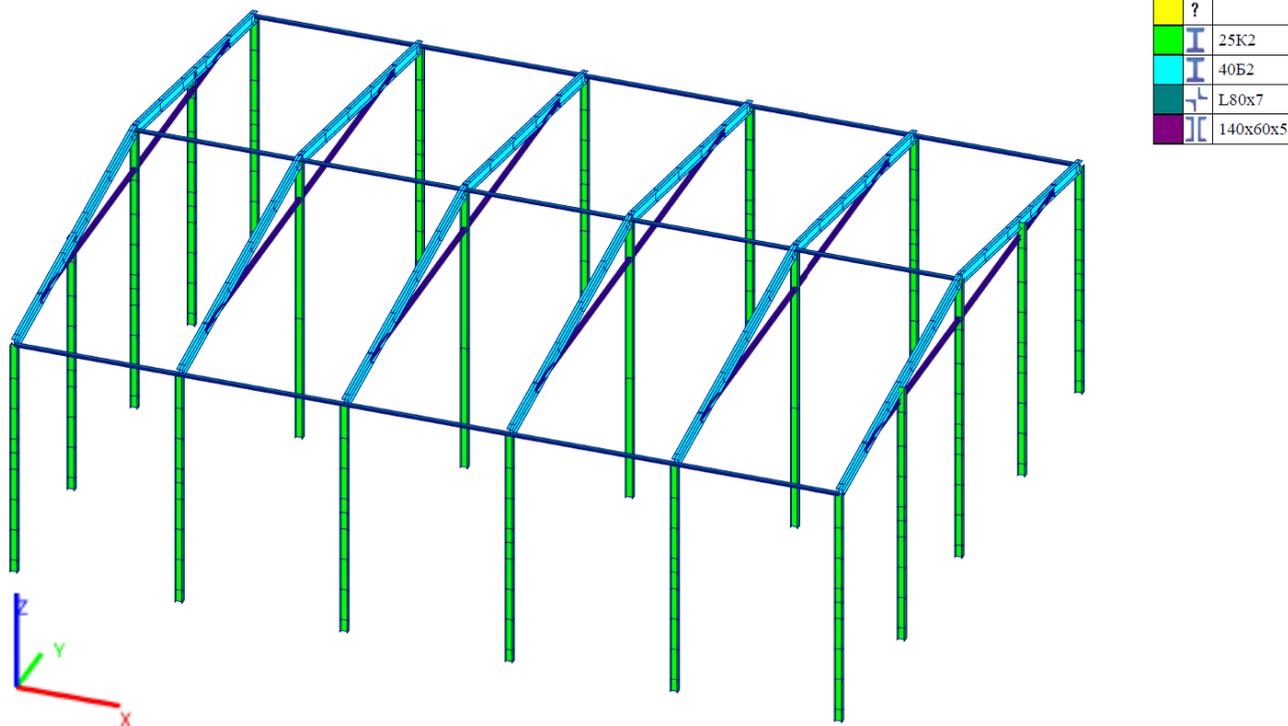


Рис. 4.3. Моделювання ригелів

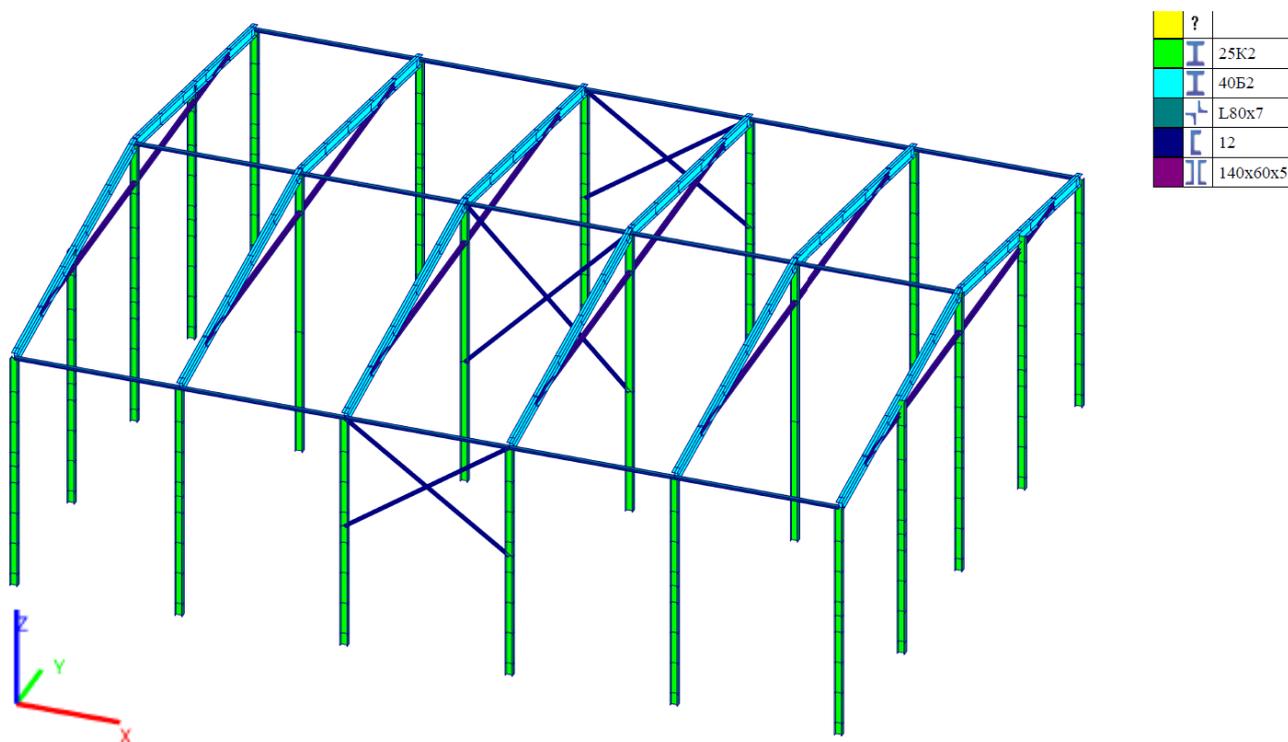


Рис. 4.4. Моделювання зв'язків

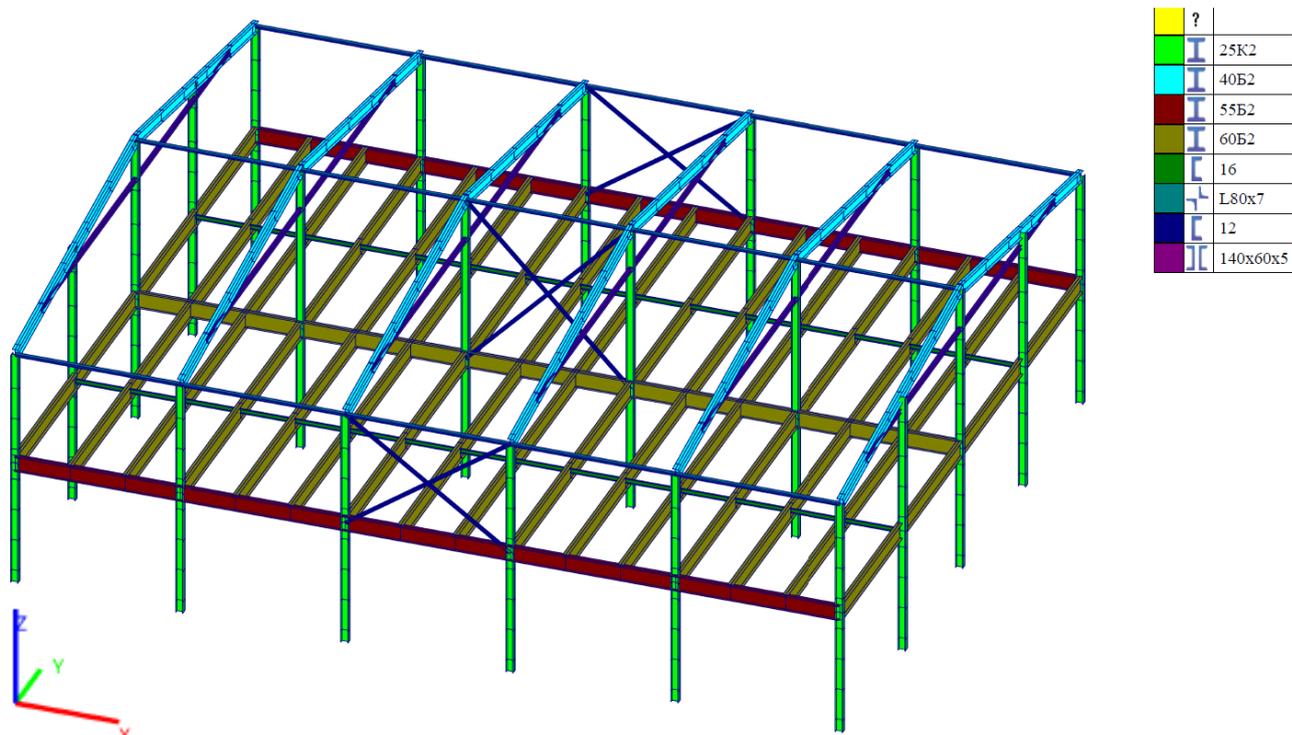


Рис. 4.5. Моделювання балочної клітки перекриття

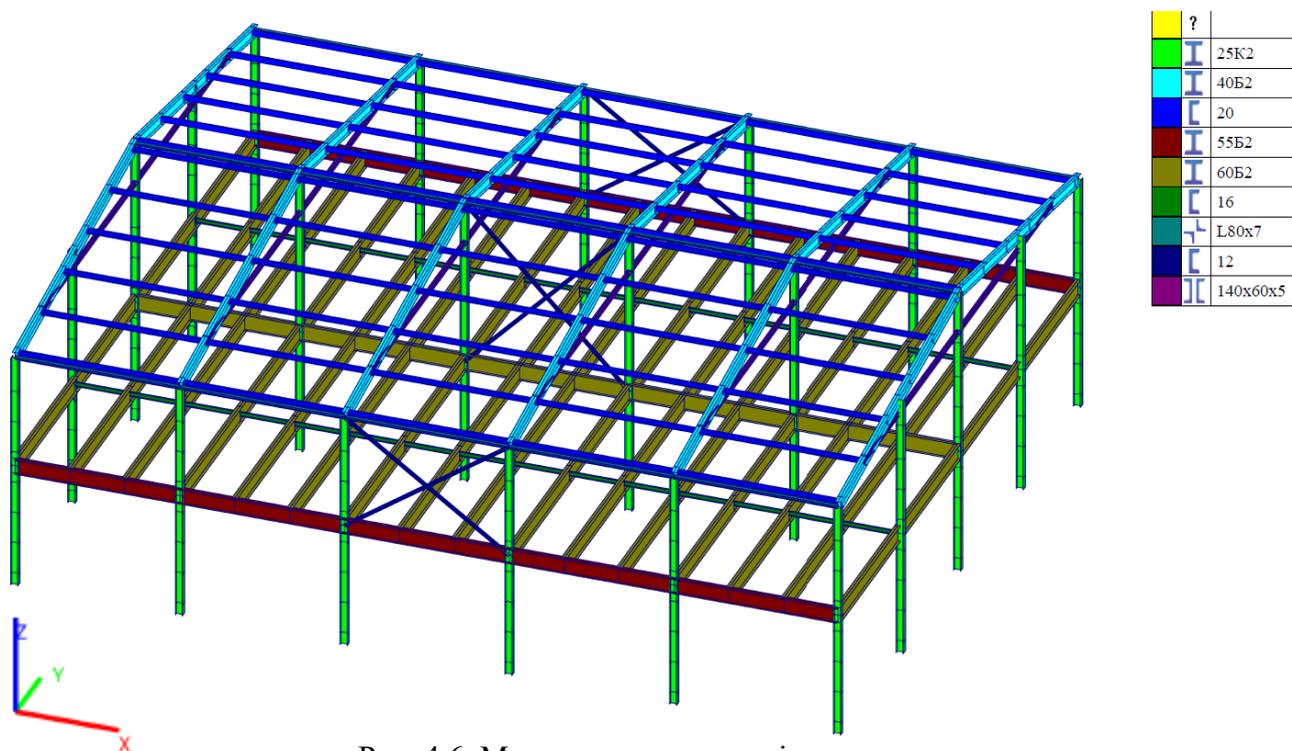


Рис. 4.6. Моделювання прогонів покриття

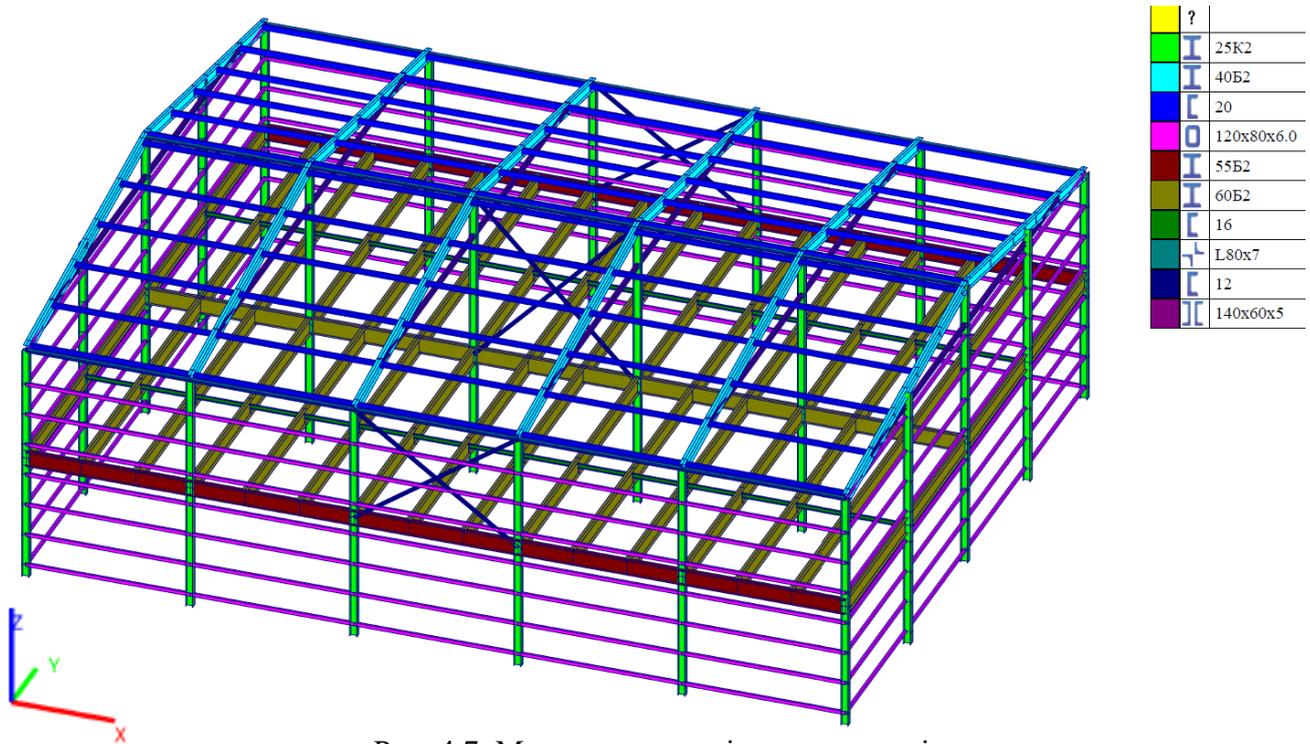
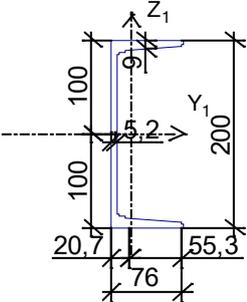
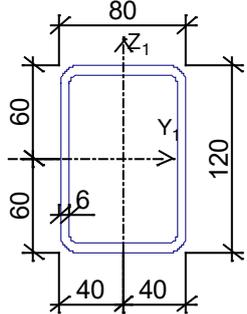
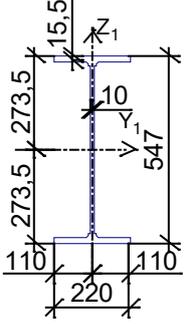
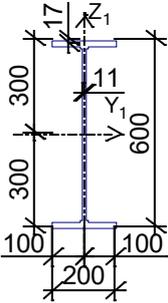
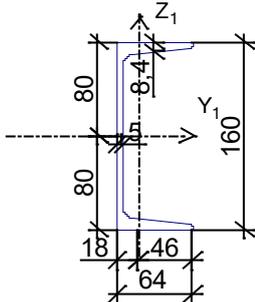
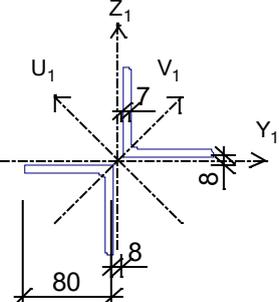


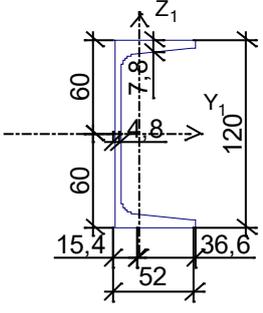
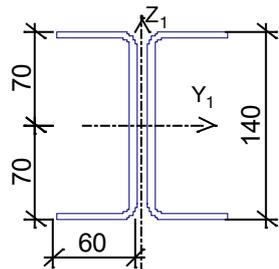
Рис. 4.7. Моделювання стінових прогонів

Таблиця 3.3. – Жорсткісні характеристики елементів

Жорсткість	Зображення
<p>Жорсткість стержневих елементів - профіль металопрокату Сімейство: Двутавр колонний Профіль: 25К2</p> <p>Модуль пружності $E = 21000000,77 \text{ Т/м}^2$ Коефіцієнт Пуассона $\nu = 0,3$ Об'ємна вага $\gamma = 7,85 \text{ Т/м}^3$ Коефіцієнт температурного розширення $\alpha = 1,2\text{e-}005$ Поздовжня жорсткість $EF = 193578,004 \text{ Т}$ Згинна жорсткість (вісь Y) $EI_y = 2274,848 \text{ Т*м}^2$ Згинна жорсткість (вісь Z) $EI_z = 766,25 \text{ Т*м}^2$ Зсувна жорсткість (вісь Y) $GF_y = 39131,829 \text{ Т}$ Зсувна жорсткість (вісь Z) $GF_z = 16554,908 \text{ Т}$ Крутильна жорсткість $GI_{кр} = 4,771 \text{ Т*м}^2$ Ядра відстань вздовж позитивного напрямку осі Y(U) $a_{u+} = 3,167 \text{ см}$ Ядра відстань вздовж негативного напрямку осі Y(U) $a_{u-} = 3,167 \text{ см}$ Ядра відстань вздовж позитивного напрямку осі Z(V) $a_{v+} = 9,401 \text{ см}$ Ядра відстань вздовж негативного напрямку осі Z(V) $a_{v-} = 9,401 \text{ см}$ Параметр загасання (у частках від критичного) $= 0,012$</p>	
<p>Жорсткість стержневих елементів - профіль металопрокату Сімейство: Двутавр балочний нормальний Профіль: 40Б2</p> <p>Модуль пружності $E = 21000000,77 \text{ Т/м}^2$ Коефіцієнт Пуассона $\nu = 0,3$ Об'ємна вага $\gamma = 7,85 \text{ Т/м}^3$ Коефіцієнт температурного розширення $\alpha = 1,2\text{e-}005$ Поздовжня жорсткість $EF = 176652,022 \text{ Т}$ Згинна жорсткість (вісь Y) $EI_y = 4977,93 \text{ Т*м}^2$ Згинна жорсткість (вісь Z) $EI_z = 364,642 \text{ Т*м}^2$ Зсувна жорсткість (вісь Y) $GF_y = 29218,101 \text{ Т}$ Зсувна жорсткість (вісь Z) $GF_z = 23460,615 \text{ Т}$</p>	

Жорсткість	Зображення
<p>Крутильна жорсткість $GI_{кр} = 3,396 \text{ Т*м}^2$ Ядрова відстань вздовж позитивного напрямку осі Y(U) $a_{u+} = 2,064 \text{ см}$ Ядрова відстань вздовж негативного напрямку осі Y(U) $a_{u-} = 2,064 \text{ см}$ Ядрова відстань вздовж позитивного напрямку осі Z(V) $a_{v+} = 14,09 \text{ см}$ Ядрова відстань вздовж негативного напрямку осі Z(V) $a_{v-} = 14,09 \text{ см}$ Параметр загасання (у частках від критичного) = 0,012</p>	
<p>Жорсткість стержневих елементів - профіль металопрокату Сімейство: Швелер з ухилом полок Профіль: 20</p> <p>Модуль пружності $E = 21000000,77 \text{ Т/м}^2$ Коефіцієнт Пуассона $\nu = 0,3$ Об'ємна вага $\gamma = 7,85 \text{ Т/м}^3$ Коефіцієнт температурного розширення $\alpha = 1,2e-005$ Поздовжня жорсткість $EF = 49139,999 \text{ Т}$ Згинна жорсткість (вісь Y) $EI_y = 319,2 \text{ Т*м}^2$ Згинна жорсткість (вісь Z) $EI_z = 23,73 \text{ Т*м}^2$ Зсувна жорсткість (вісь Y) $GF_y = 5969,035 \text{ Т}$ Зсувна жорсткість (вісь Z) $GF_z = 7350,385 \text{ Т}$ Крутильна жорсткість $GI_{кр} = 0,374 \text{ Т*м}^2$ Ядрова відстань вздовж позитивного напрямку осі Y(U) $a_{u+} = 0,873 \text{ см}$ Ядрова відстань вздовж негативного напрямку осі Y(U) $a_{u-} = 2,333 \text{ см}$ Ядрова відстань вздовж позитивного напрямку осі Z(V) $a_{v+} = 6,496 \text{ см}$ Ядрова відстань вздовж негативного напрямку осі Z(V) $a_{v-} = 6,496 \text{ см}$ Параметр загасання (у частках від критичного) = 0,012</p>	
<p>Жорсткість стержневих елементів - профіль металопрокату Сімейство: Прямокутні труби Профіль: 120x80x6.0</p> <p>Модуль пружності $E = 21000000,77 \text{ Т/м}^2$ Коефіцієнт Пуассона $\nu = 0,3$ Об'ємна вага $\gamma = 7,85 \text{ Т/м}^3$ Коефіцієнт температурного розширення $\alpha = 1,2e-005$ Поздовжня жорсткість $EF = 45423 \text{ Т}$ Згинна жорсткість (вісь Y) $EI_y = 85,273 \text{ Т*м}^2$ Згинна жорсткість (вісь Z) $EI_z = 45,156 \text{ Т*м}^2$ Зсувна жорсткість (вісь Y) $GF_y = 6207,222 \text{ Т}$ Зсувна жорсткість (вісь Z) $GF_z = 8773,985 \text{ Т}$ Крутильна жорсткість $GI_{кр} = 36,69 \text{ Т*м}^2$ Ядрова відстань вздовж позитивного напрямку осі Y(U) $a_{u+} = 2,485 \text{ см}$ Ядрова відстань вздовж негативного напрямку осі Y(U) $a_{u-} = 2,485 \text{ см}$ Ядрова відстань вздовж позитивного напрямку осі Z(V) $a_{v+} = 3,129 \text{ см}$ Ядрова відстань вздовж негативного напрямку осі Z(V) $a_{v-} = 3,129 \text{ см}$ Параметр загасання (у частках від критичного) = 0,012</p>	
<p>Жорсткість стержневих елементів - профіль металопрокату Сімейство: Двутавр балочний нормальний Профіль: 55Б2</p> <p>Модуль пружності $E = 21000000,77 \text{ Т/м}^2$ Коефіцієнт Пуассона $\nu = 0,3$ Об'ємна вага $\gamma = 7,85 \text{ Т/м}^3$ Коефіцієнт температурного розширення $\alpha = 1,2e-005$ Поздовжня жорсткість $EF = 261954 \text{ Т}$ Згинна жорсткість (вісь Y) $EI_y = 13184,735 \text{ Т*м}^2$ Згинна жорсткість (вісь Z) $EI_z = 579,881 \text{ Т*м}^2$ Зсувна жорсткість (вісь Y) $GF_y = 38620,142 \text{ Т}$ Зсувна жорсткість (вісь Z) $GF_z = 40268,083 \text{ Т}$ Крутильна жорсткість $GI_{кр} = 7,738 \text{ Т*м}^2$</p>	

Жорсткість	Зображення
<p>Ядрова відстань вздовж позитивного напрямку осі Y(U) $a_{u+} = 2,012$ см Ядрова відстань вздовж негативного напрямку осі Y(U) $a_{u-} = 2,012$ см Ядрова відстань вздовж позитивного напрямку осі Z(V) $a_{v+} = 18,403$ см Ядрова відстань вздовж негативного напрямку осі Z(V) $a_{v-} = 18,403$ см Параметр загасання (у частках від критичного) = 0,012</p>	
<p>Жорсткість стержневих елементів - профіль металопрокату Сімейство: Двутавр балочний нормальний Профіль: 60Б2</p> <p>Модуль пружності $E = 21000000,77$ Т/м² Коефіцієнт Пуассона $\nu = 0,3$ Об'ємна вага $\gamma = 7,85$ Т/м³ Коефіцієнт температурного розширення $\alpha = 1,2e-005$ Поздовжня жорсткість $EF = 282261,013$ Т Згинна жорсткість (вісь Y) $EI_y = 16302,773$ Т*м² Згинна жорсткість (вісь Z) $EI_z = 478,414$ Т*м² Зсувна жорсткість (вісь Y) $GF_y = 38942,906$ Т Зсувна жорсткість (вісь Z) $GF_z = 47292,257$ Т Крутильна жорсткість $GI_{кр} = 9,178$ Т*м²</p> <p>Ядрова відстань вздовж позитивного напрямку осі Y(U) $a_{u+} = 1,695$ см Ядрова відстань вздовж негативного напрямку осі Y(U) $a_{u-} = 1,695$ см Ядрова відстань вздовж позитивного напрямку осі Z(V) $a_{v+} = 19,253$ см Ядрова відстань вздовж негативного напрямку осі Z(V) $a_{v-} = 19,253$ см Параметр загасання (у частках від критичного) = 0,012</p>	
<p>Жорсткість стержневих елементів - профіль металопрокату Сімейство: Швелер з ухилом полиць Профіль: 16</p> <p>Модуль пружності $E = 21000000,77$ Т/м² Коефіцієнт Пуассона $\nu = 0,3$ Об'ємна вага $\gamma = 7,85$ Т/м³ Коефіцієнт температурного розширення $\alpha = 1,2e-005$ Поздовжня жорсткість $EF = 38010,002$ Т Згинна жорсткість (вісь Y) $EI_y = 156,87$ Т*м² Згинна жорсткість (вісь Z) $EI_z = 13,293$ Т*м² Зсувна жорсткість (вісь Y) $GF_y = 4832,412$ Т Зсувна жорсткість (вісь Z) $GF_z = 5631,751$ Т Крутильна жорсткість $GI_{кр} = 0,258$ Т*м²</p> <p>Ядрова відстань вздовж позитивного напрямку осі Y(U) $a_{u+} = 0,76$ см Ядрова відстань вздовж негативного напрямку осі Y(U) $a_{u-} = 1,943$ см Ядрова відстань вздовж позитивного напрямку осі Z(V) $a_{v+} = 5,159$ см Ядрова відстань вздовж негативного напрямку осі Z(V) $a_{v-} = 5,159$ см Параметр загасання (у частках від критичного) = 0,012</p>	
<p>Жорсткість стержневих елементів - профіль металопрокату (складений) Сімейство: Кутик рівнополичний Профіль: L80x7</p> <p>Модуль пружності $E = 21000000,77$ Т/м² Коефіцієнт Пуассона $\nu = 0,3$ Об'ємна вага $\gamma = 7,85$ Т/м³ Коефіцієнт температурного розширення $\alpha = 1,2e-005$ Поздовжня жорсткість $EF = 45570,002$ Т Згинна жорсткість (вісь Y) $EI_y = 43,512$ Т*м² Згинна жорсткість (вісь Z) $EI_z = 74,368$ Т*м² Зсувна жорсткість (вісь Y) $GF_y = 7052,777$ Т Зсувна жорсткість (вісь Z) $GF_z = 7052,777$ Т Крутильна жорсткість $GI_{кр} = 0,279$ Т*м²</p> <p>Ядрова відстань вздовж позитивного напрямку осі Y(U) $a_{u+} = 2,748$ см</p>	

Жорсткість	Зображення
<p>Ядрова відстань вздовж негативного напрямку осі Y(U) $a_{u-} = 2,748$ см Ядрова відстань вздовж позитивного напрямку осі Z(V) $a_{v+} = 2,537$ см Ядрова відстань вздовж негативного напрямку осі Z(V) $a_{v-} = 2,537$ см Параметр загасання (у частках від критичного) = 0,012</p>	
<p>Жорсткість стержневих елементів - профіль металопрокату Сімейство: Швелер з ухилом полиць Профіль: 12</p> <p>Модуль пружності $E = 21000000,77$ Т/м² Коефіцієнт Пуассона $\nu = 0,3$ Об'ємна вага $\gamma = 7,85$ Т/м³ Коефіцієнт температурного розширення $\alpha = 1,2e-005$ Поздовжня жорсткість $EF = 27930,001$ Т Згинна жорсткість (вісь Y) $EI_y = 63,84$ Т*м² Згинна жорсткість (вісь Z) $EI_z = 6,552$ Т*м² Зсувна жорсткість (вісь Y) $GF_y = 3762,429$ Т Зсувна жорсткість (вісь Z) $GF_z = 4023,328$ Т Крутильна жорсткість $GI_{кр} = 0,169$ Т*м²</p> <p>Ядрова відстань вздовж позитивного напрямку осі Y(U) $a_{u+} = 0,641$ см Ядрова відстань вздовж негативного напрямку осі Y(U) $a_{u-} = 1,523$ см Ядрова відстань вздовж позитивного напрямку осі Z(V) $a_{v+} = 3,81$ см Ядрова відстань вздовж негативного напрямку осі Z(V) $a_{v-} = 3,81$ см Параметр загасання (у частках від критичного) = 0,012</p>	
<p>Жорсткість стержневих елементів - профіль металопрокату (складений) Сімейство: Гнутий равнополочный швелер Профіль: 140x60x5</p> <p>Модуль пружності $E = 21000000,77$ Т/м² Коефіцієнт Пуассона $\nu = 0,3$ Об'ємна вага $\gamma = 7,85$ Т/м³ Коефіцієнт температурного розширення $\alpha = 1,2e-005$ Поздовжня жорсткість $EF = 50778,002$ Т Згинна жорсткість (вісь Y) $EI_y = 145,097$ Т*м² Згинна жорсткість (вісь Z) $EI_z = 37,855$ Т*м² Зсувна жорсткість (вісь Y) $GF_y = 9692,307$ Т Зсувна жорсткість (вісь Z) $GF_z = 22615,384$ Т Крутильна жорсткість $GI_{кр} = 0,056$ Т*м²</p> <p>Ядрова відстань вздовж позитивного напрямку осі Y(U) $a_{u+} = 2,193$ см Ядрова відстань вздовж негативного напрямку осі Y(U) $a_{u-} = 2,193$ см Ядрова відстань вздовж позитивного напрямку осі Z(V) $a_{v+} = 4,082$ см Ядрова відстань вздовж негативного напрямку осі Z(V) $a_{v-} = 4,082$ см Параметр загасання (у частках від критичного) = 0,012</p>	

При розрахунку було задано наступні навантаження:

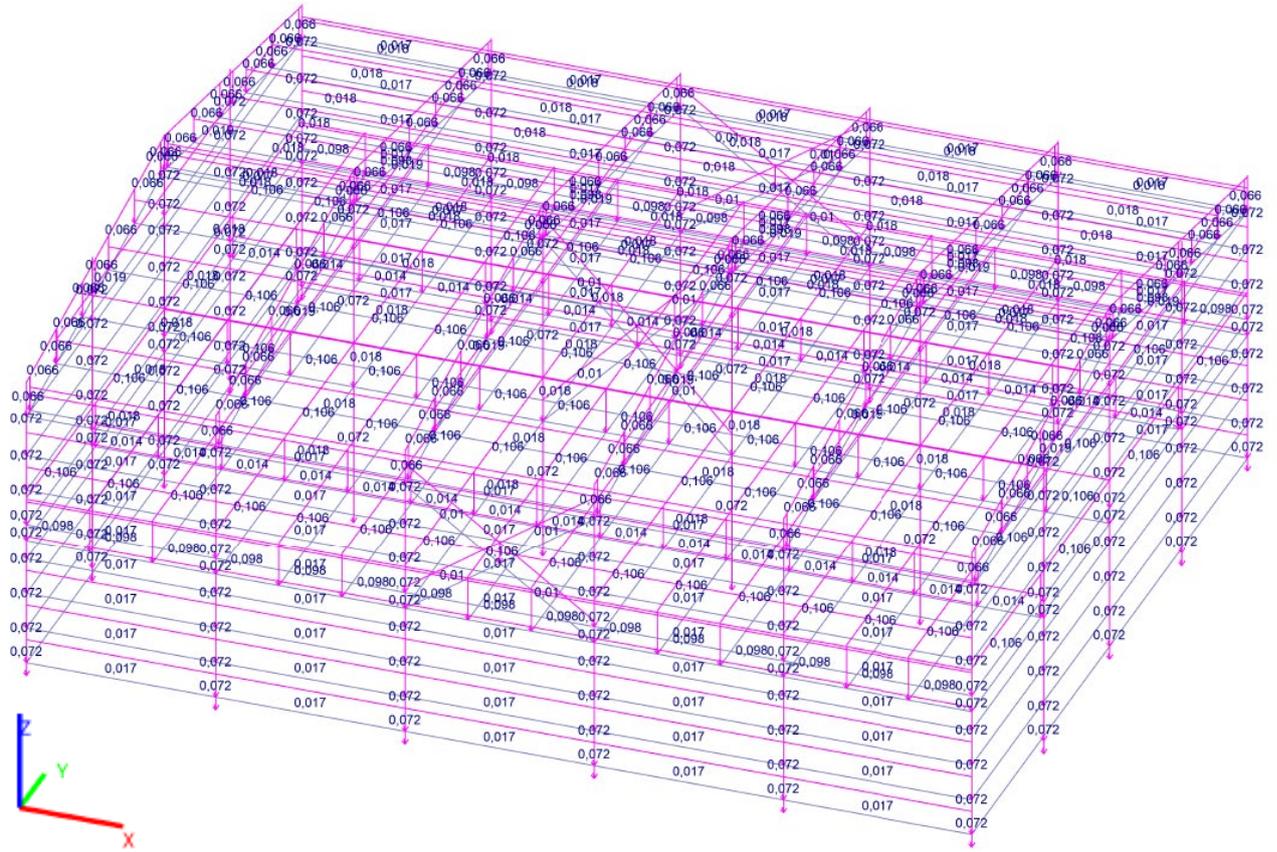


Рис. 4.8. Задання навантаження власної ваги, T/m^2

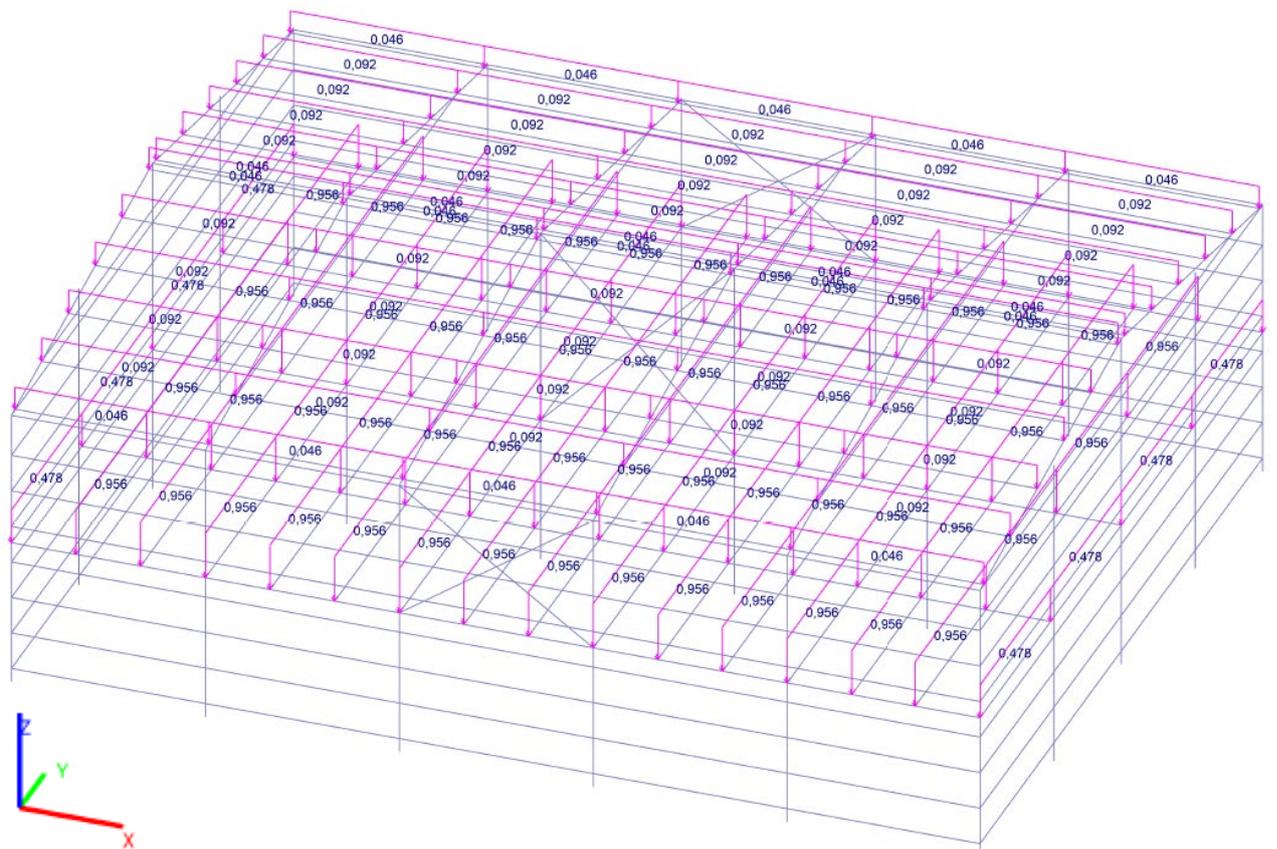


Рис. 4.9. Задання навантаження ваги покриттів, T/m^2

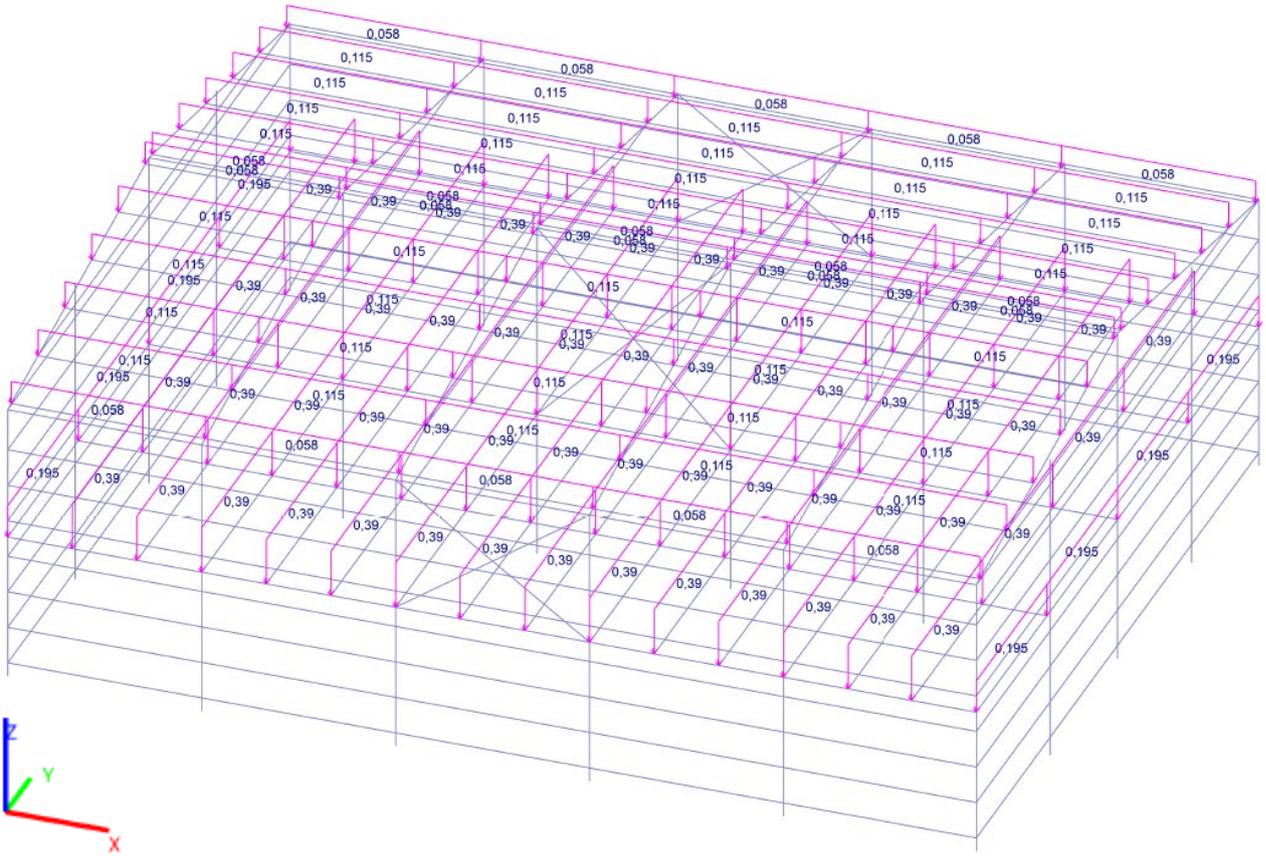


Рис. 4.10. Задання корисного навантаження, T/m^2

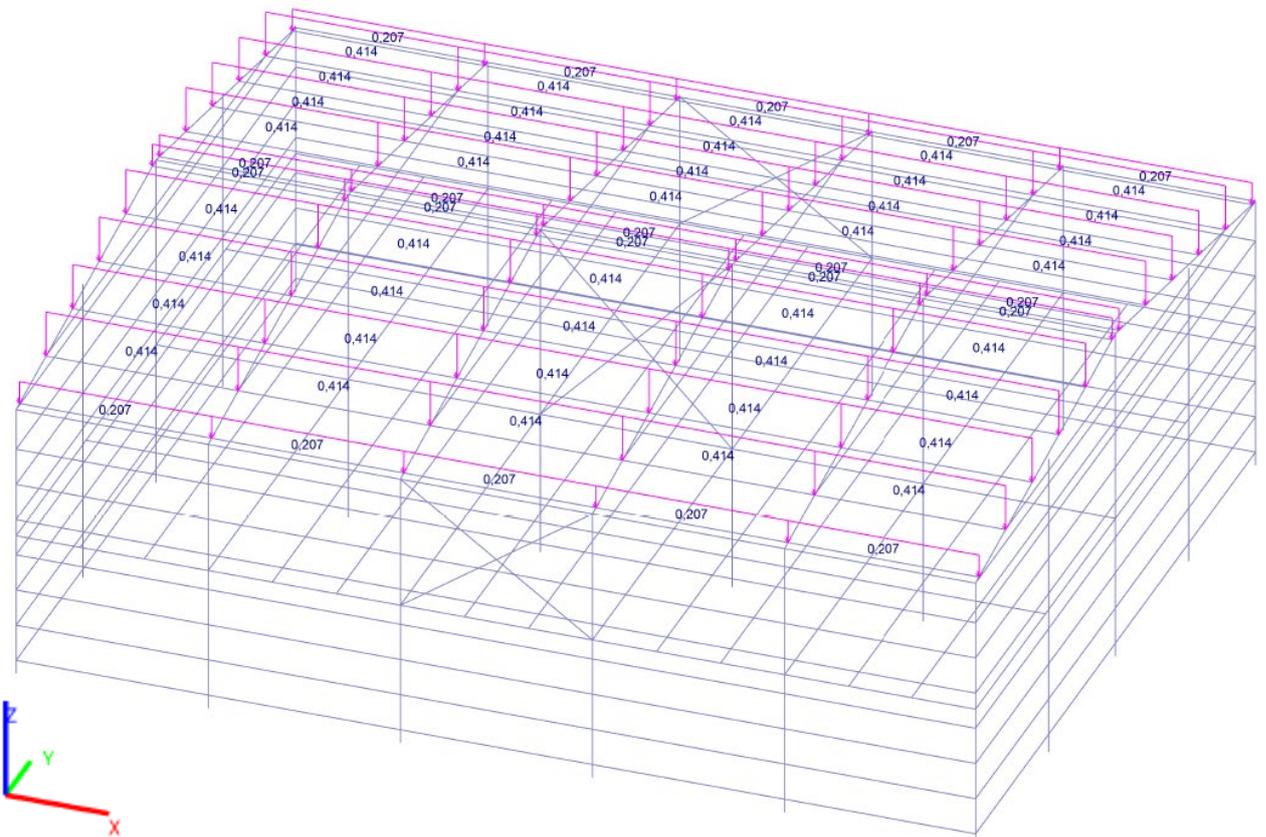


Рис. 4.11. Задання снігового навантаження, T/m^2

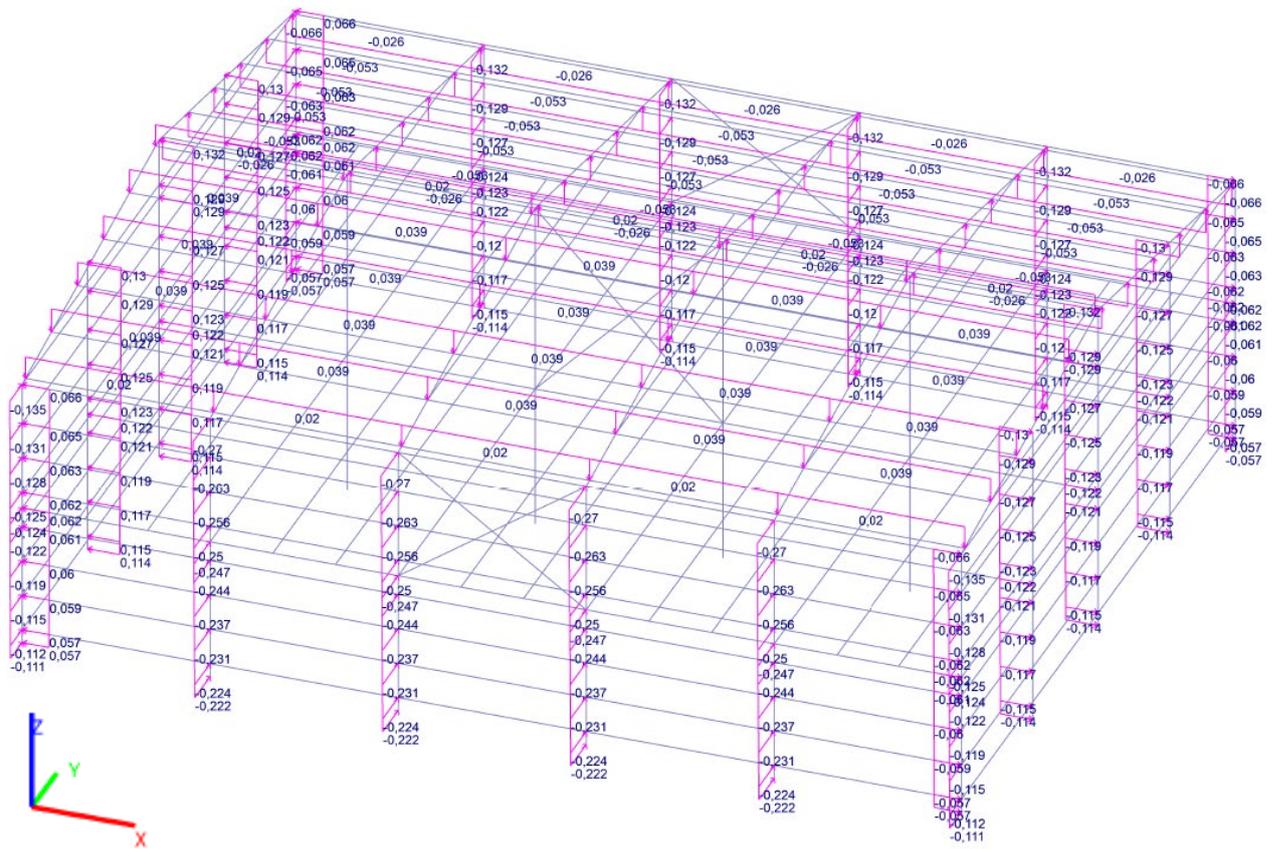


Рис. 4.12. Задання вітрового навантаження, T/m^2

При розрахунку використано наступні види та комбінації навантажень:

Таблиця 3.4. – Види навантажень

Номер	Назва
L1	Власна вага
L2	Вага покриттів
L3	Корисне навантаження
L4	Снігове навантаження
L5	Вітрове навантаження

Таблиця 3.5. – Комбінації навантажень

Номер	Формула
1	$L1+L2+L3+L4+L5$

Після створення розрахункової схеми, задання її елементам жорсткісних характеристик, задання навантажень виконуємо розрахунок.

Результати розрахунку наступні:

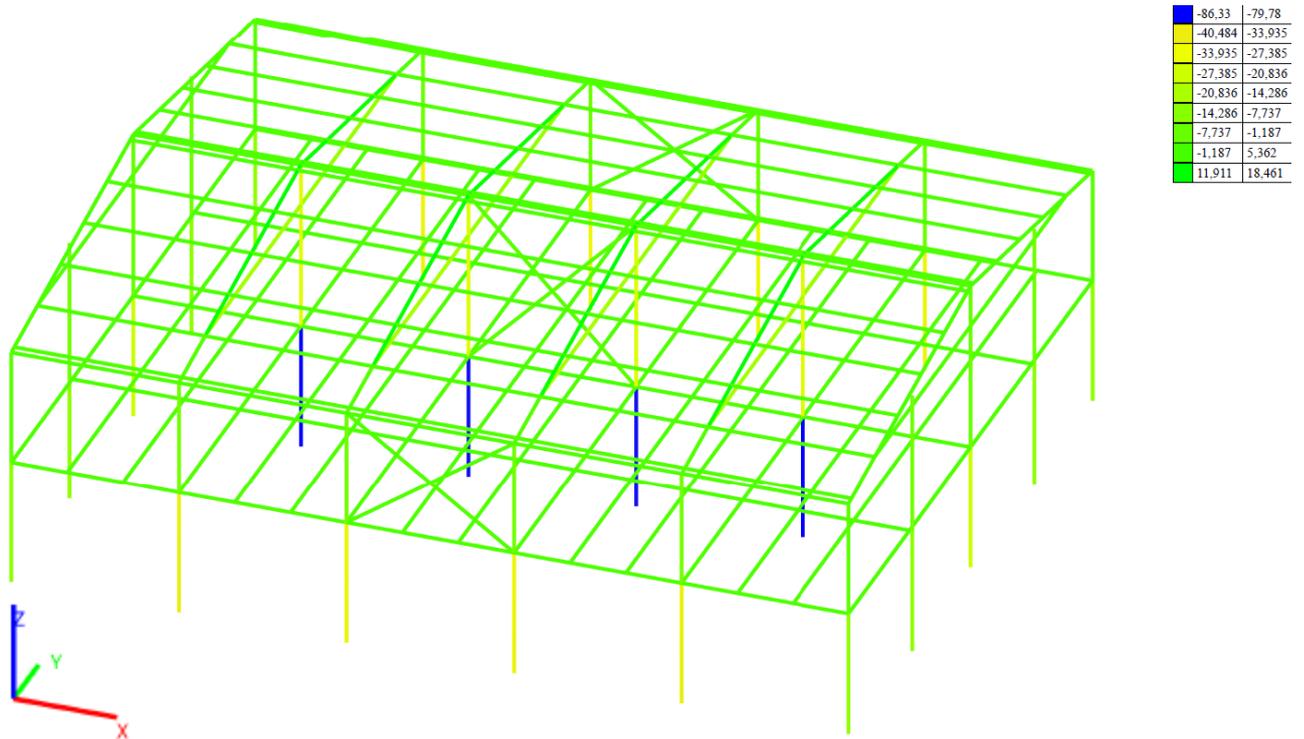


Рис. 4.13. Розрахункова схема із зазначенням зусиль N в елементах каркасу (Т)

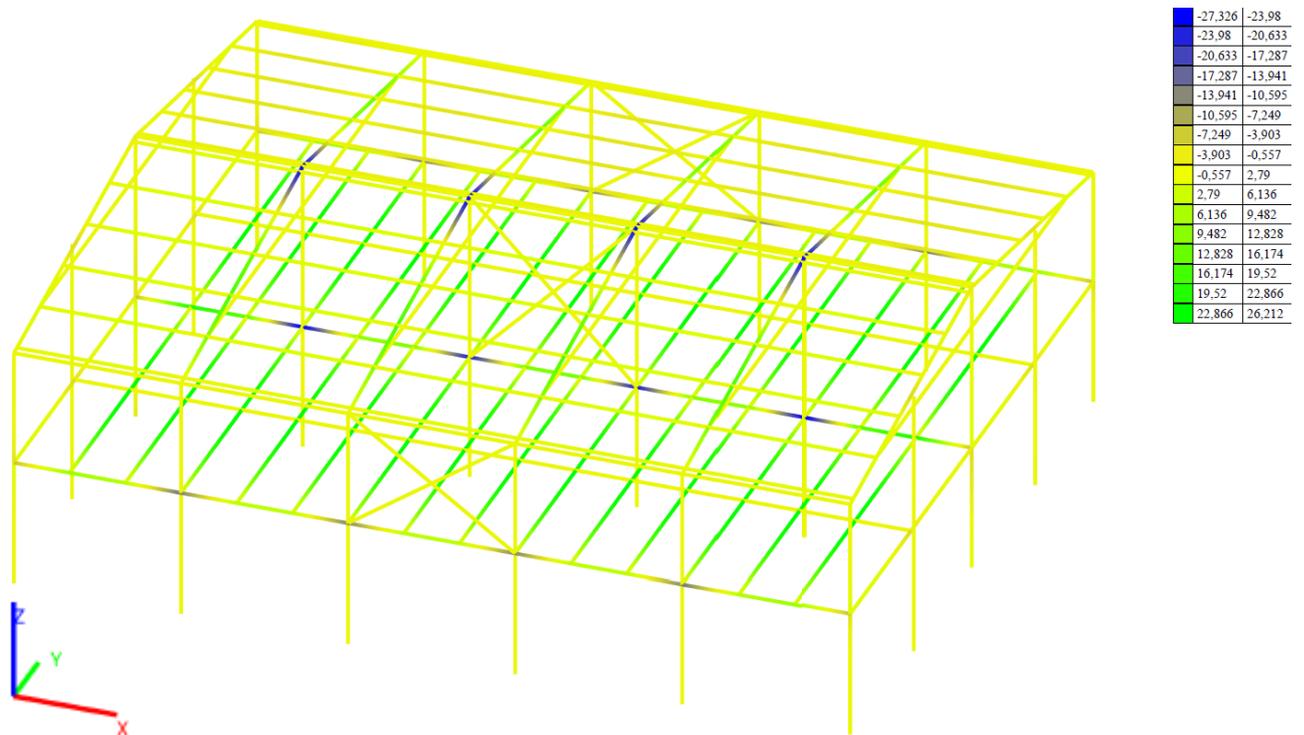


Рис. 4.14. Розрахункова схема із зазначенням зусиль M_y в елементах каркасу (Т*м)

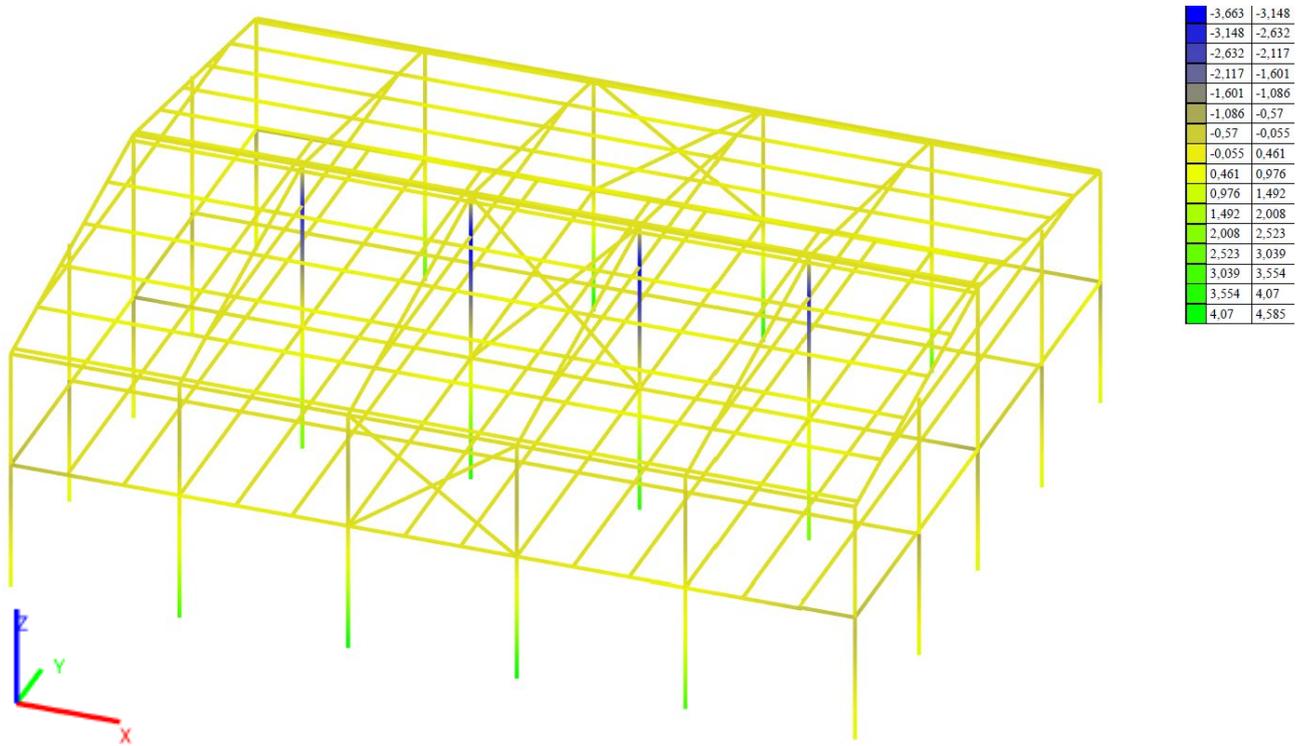


Рис. 4.15. Розрахункова схема із зазначенням зусиль M_z в елементах каркасу (T^*M)

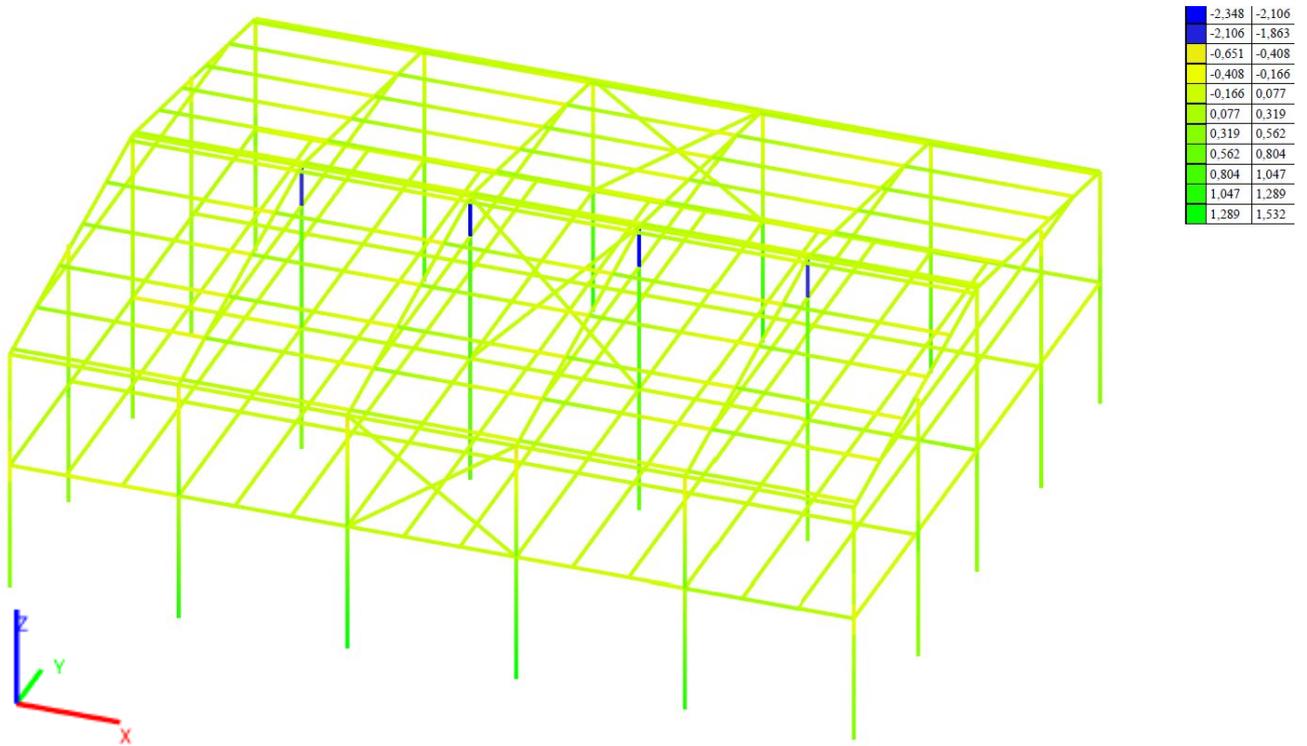


Рис. 4.16. Розрахункова схема із зазначенням зусиль Q_y в елементах каркасу (T)

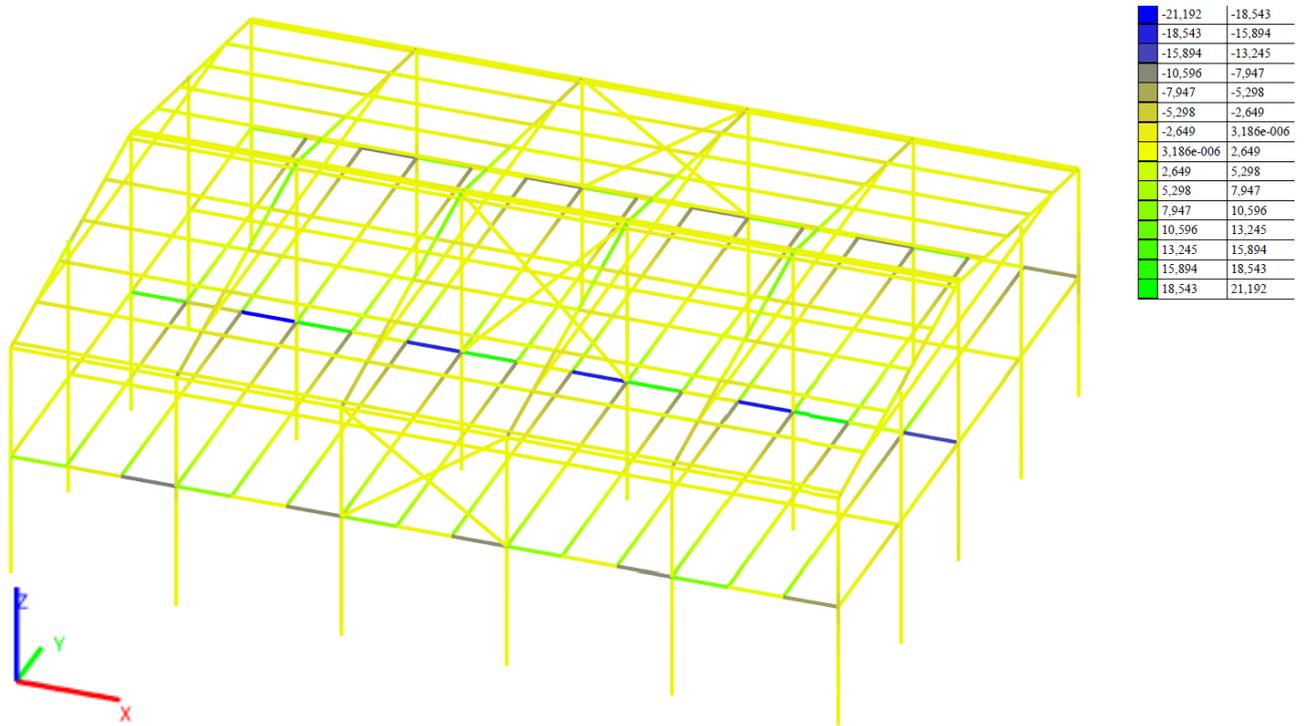


Рис. 4.17. Розрахункова схема із зазначенням зусиль Q_z в елементах каркасу (Т)

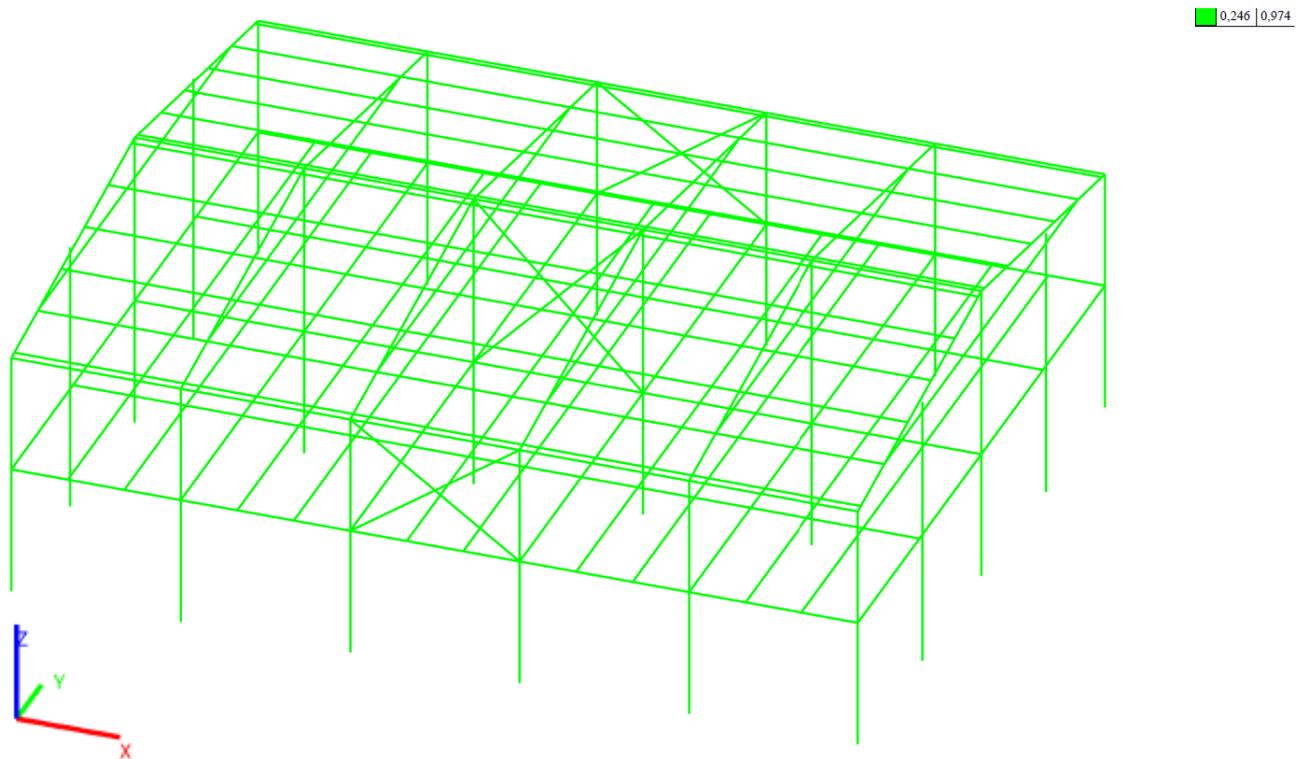


Рис. 4.18. Експертиза каркасу

Наступним етапом дослідження є копіювання вихідної схеми та додавання температурного навантаження. Види навантаження відображено в таблиці 3.6.

Таблиця 3.6. – Види навантажень

Номер	Назва
L1	Власна вага
L2	Вага покриттів
L3	Корисне навантаження
L4	Снігове навантаження
L5	Вітрове навантаження
L6	Температурне навантаження 100°C

Таблиця 3.7. – Комбінації навантажень

Номер	Формула
1	$L1+L2+L3+L4+L5+L6$

Виконуємо розрахунок. Результати розрахунку схеми *варіанту I* наступні:

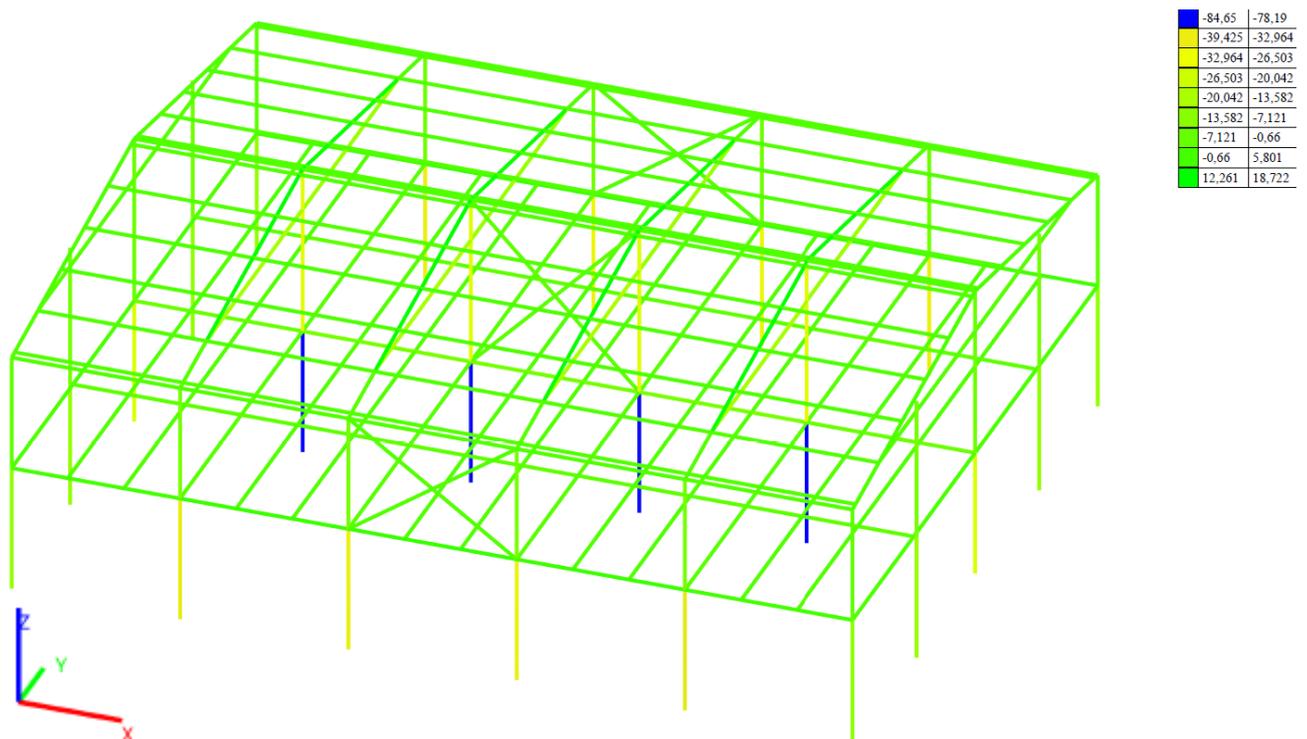


Рис. 4.19. Розрахункова схема із зазначенням зусиль N в елементах каркасу (Т)

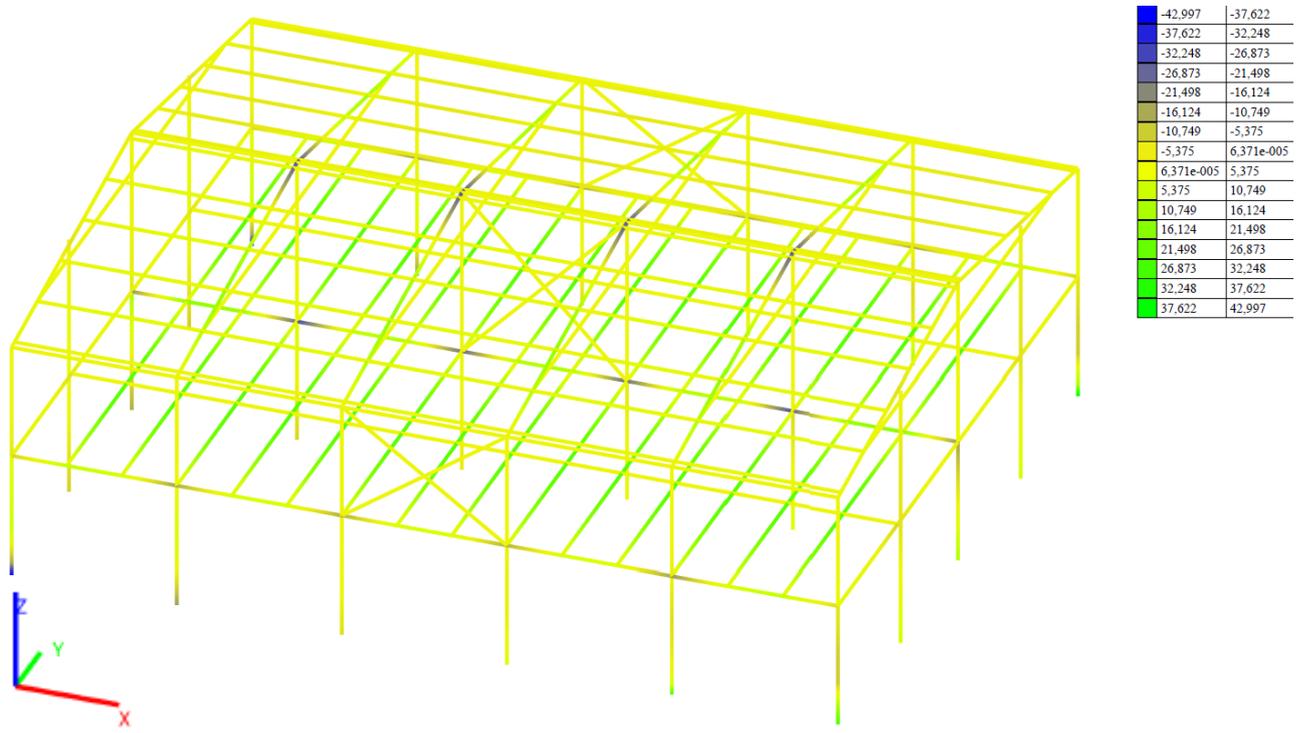


Рис. 4.20. Розрахункова схема із зазначенням зусиль M_y в елементах каркасу (Т*м)

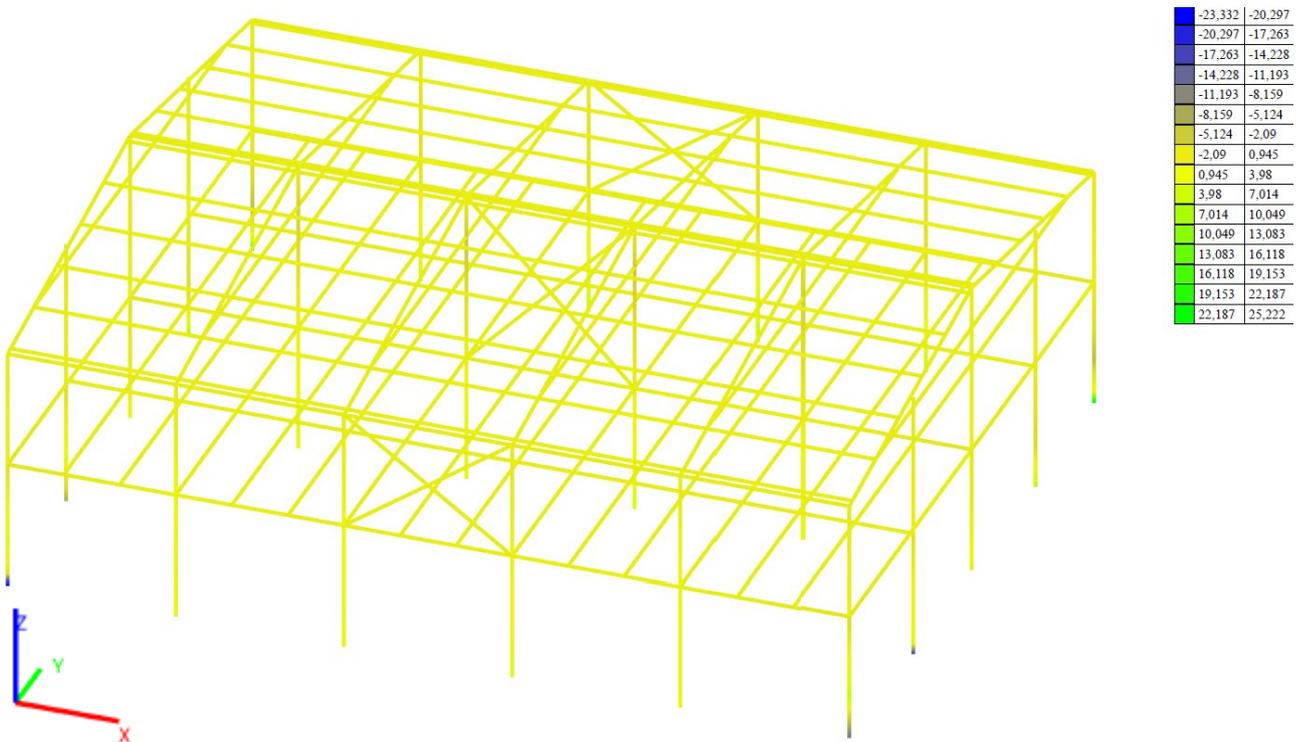


Рис. 4.21. Розрахункова схема із зазначенням зусиль M_z в елементах каркасу (Т*м)

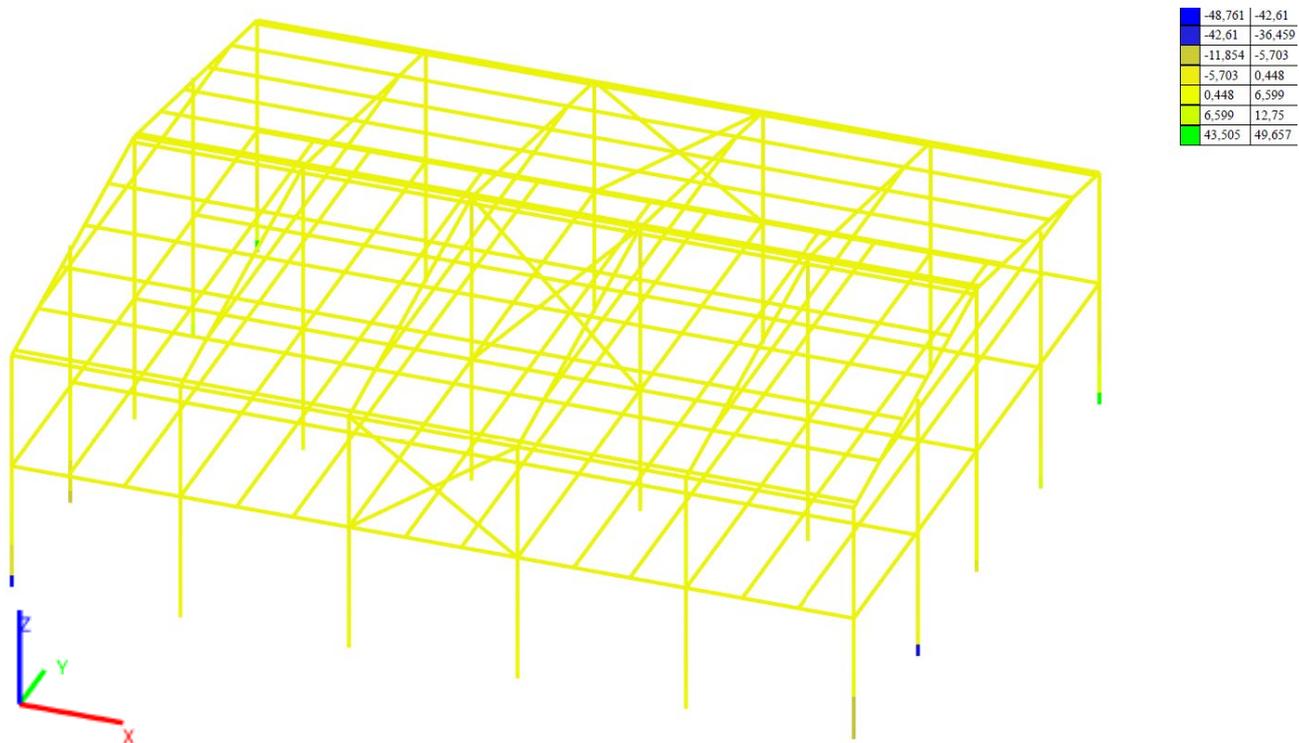


Рис. 4.22. Розрахункова схема із зазначенням зусиль Q_y в елементах каркасу (Т)

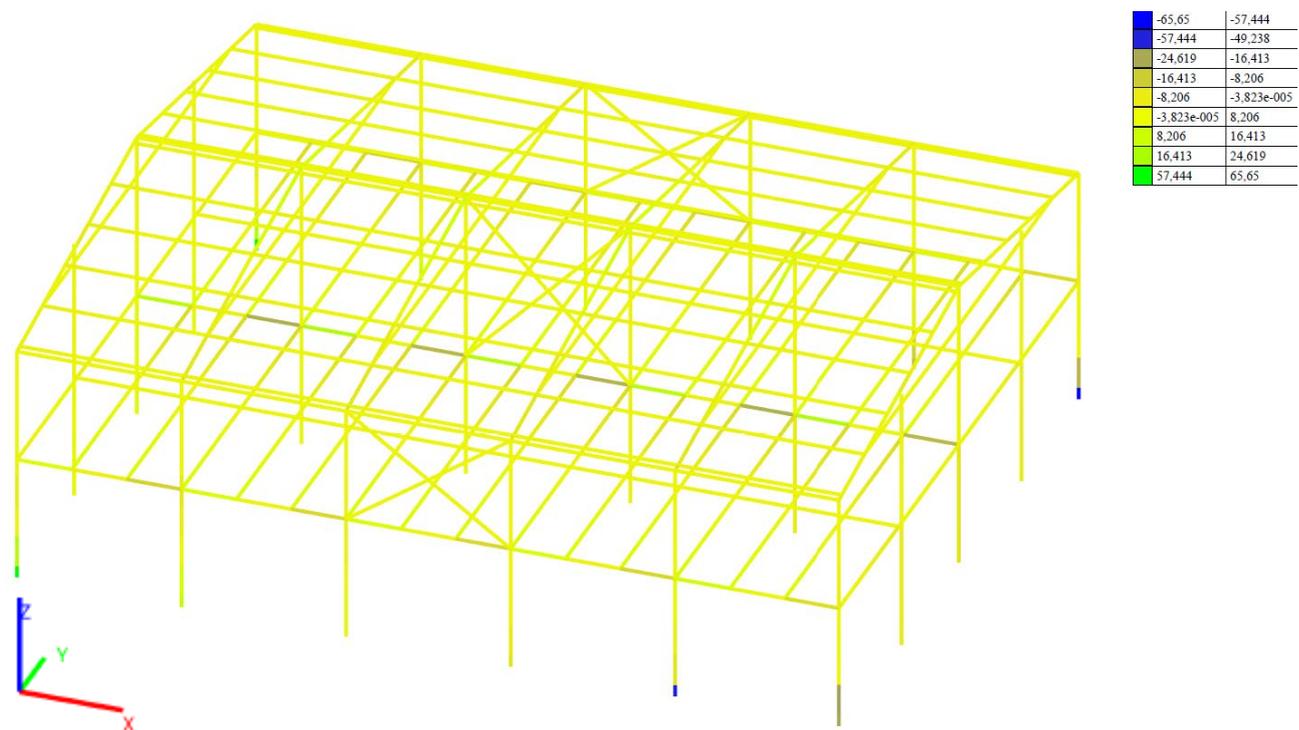


Рис. 4.23. Розрахункова схема із зазначенням зусиль Q_z в елементах каркасу (Т)

0,246	0,99
0,99	1,01
1,01	5,615

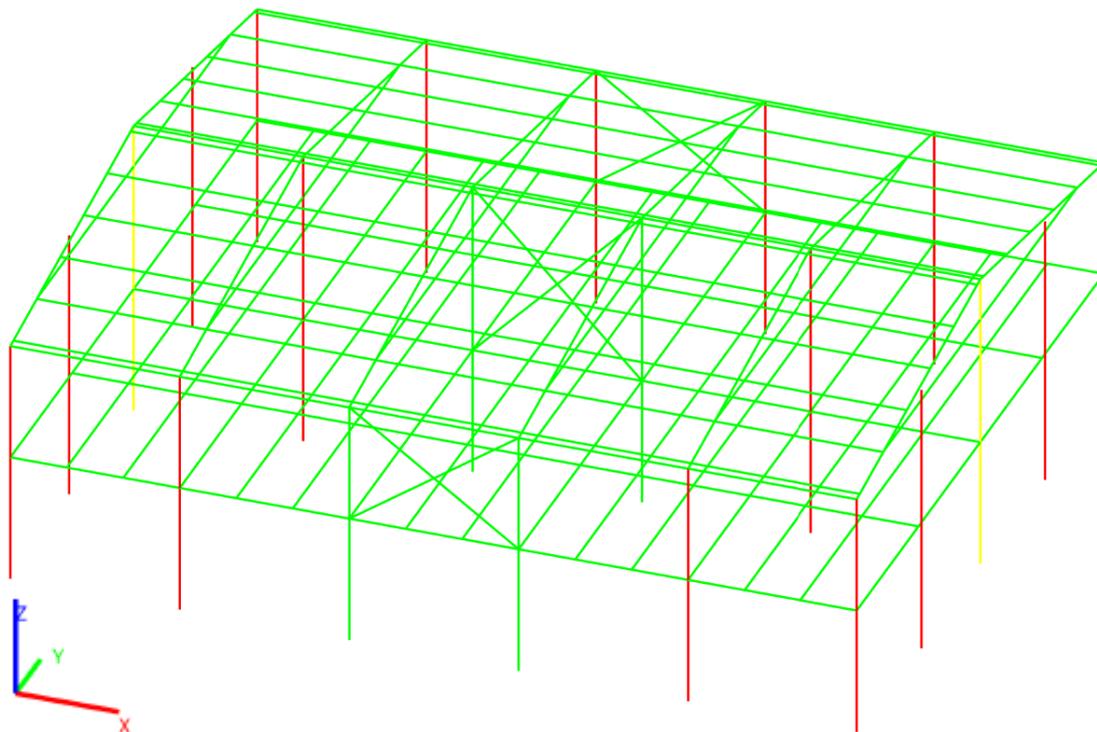


Рис. 4.24. Экспертиза каркасу

Розрахунок схеми варіант II. Види навантаження відображено в таблиці 3.8.

Таблиця 3.8. – Види навантажень

Номер	Назва
L1	Власна вага
L2	Вага покриттів
L3	Корисне навантаження
L4	Снігове навантаження
L5	Вітрове навантаження
L6	Температурне навантаження 200°C

Таблиця 3.9. – Комбінації навантажень

Номер	Формула
1	$L1+L2+L3+L4+L5+L6$

Виконуємо розрахунок. Результати розрахунку наступні:

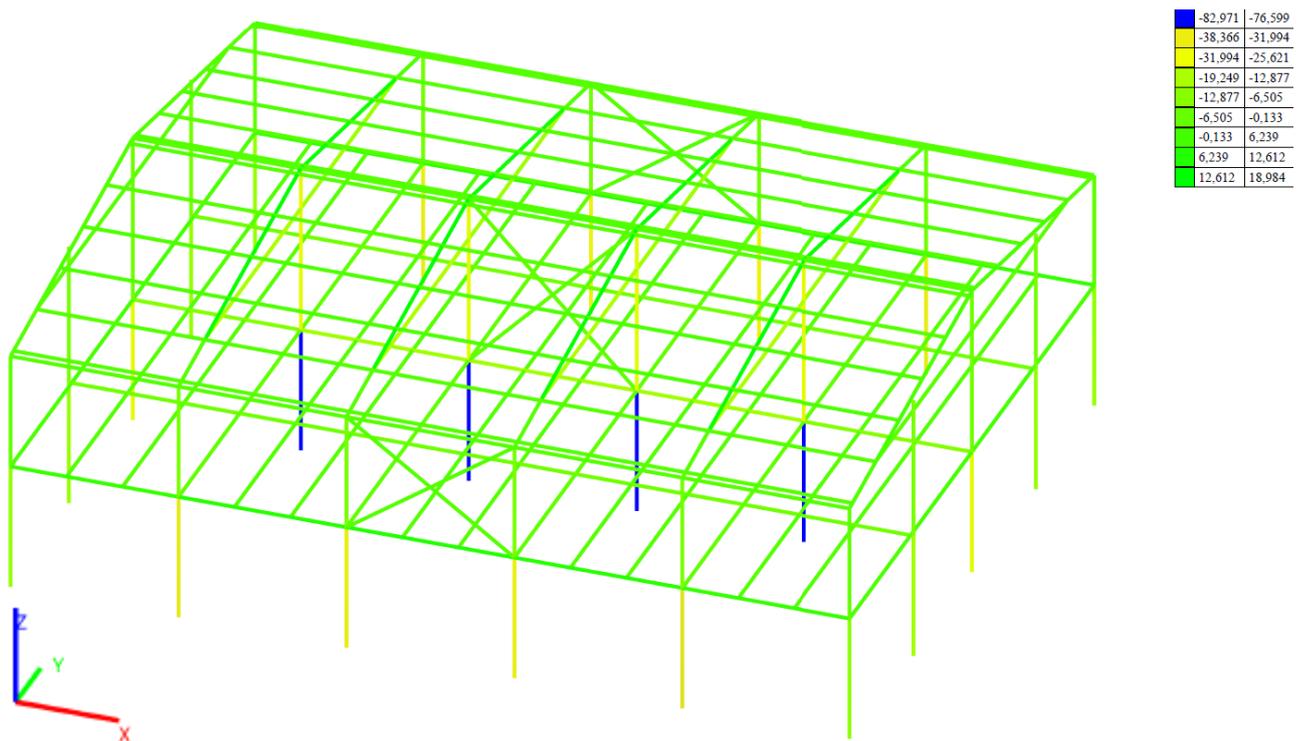


Рис. 4.25. Розрахункова схема із зазначенням зусиль N в елементах каркасу (Т)

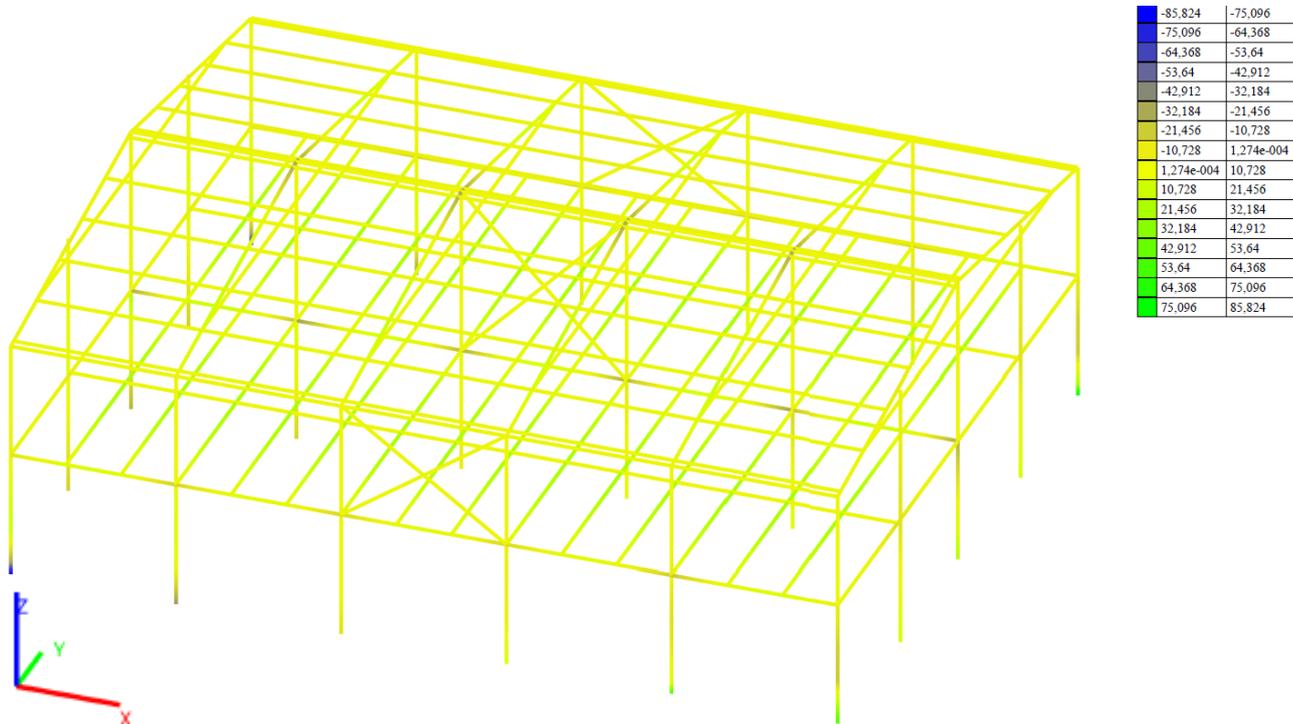


Рис. 4.26. Розрахункова схема із зазначенням зусиль M_y в елементах каркасу (Т*М)

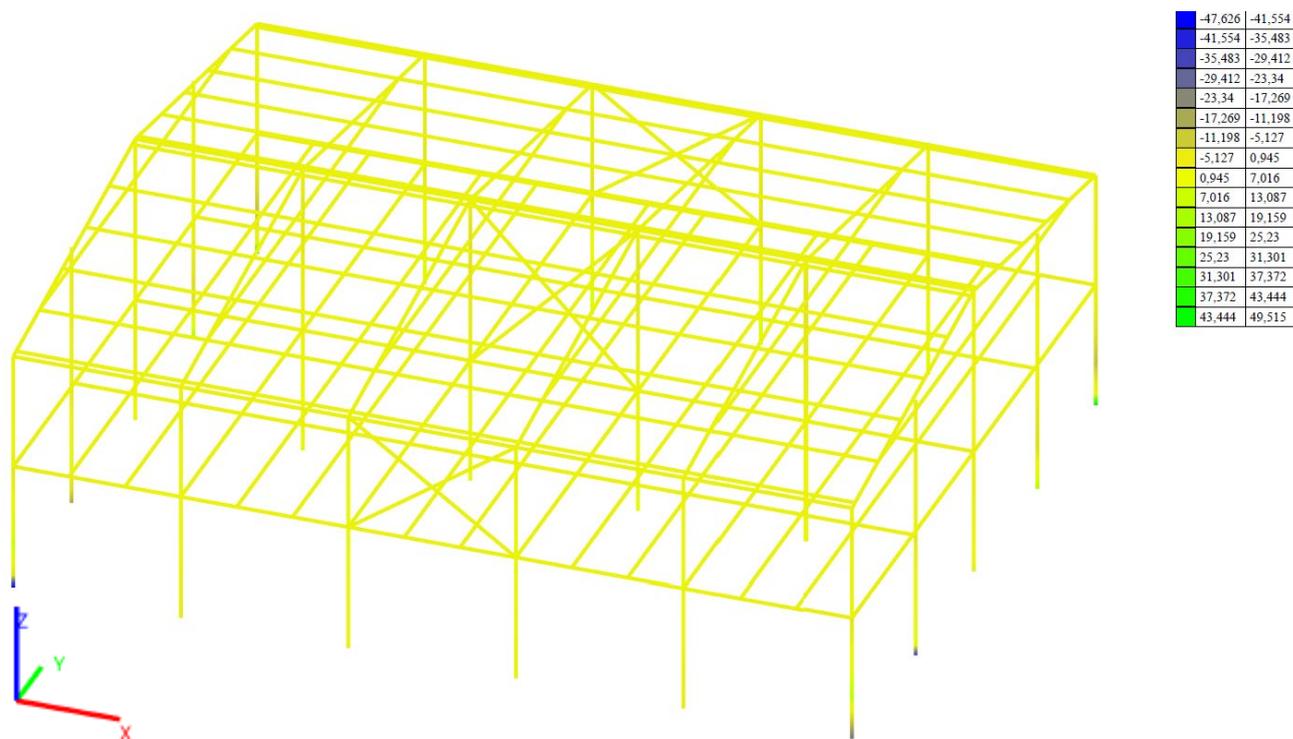


Рис. 4.27. Розрахункова схема із зазначенням зусиль M_z в елементах каркасу (Т*М)

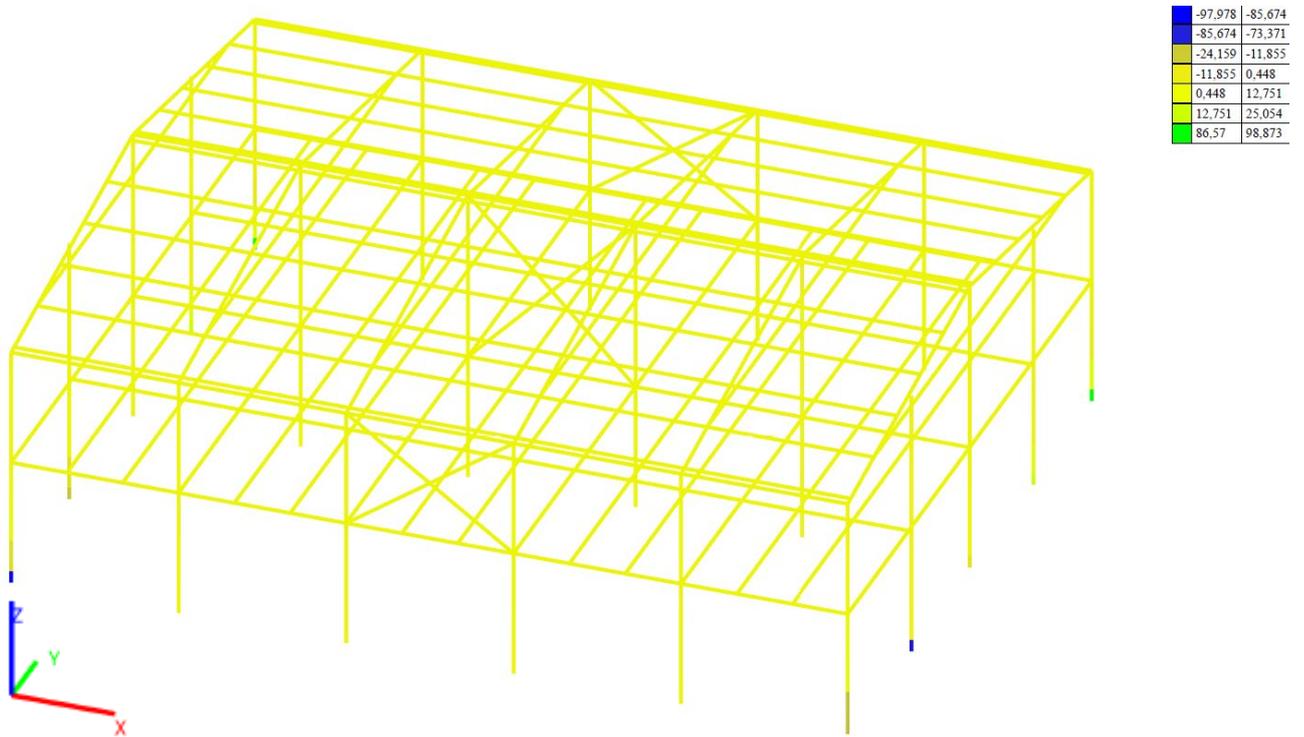


Рис. 4.28. Розрахункова схема із зазначенням зусиль Q_y в елементах каркасу (Т)

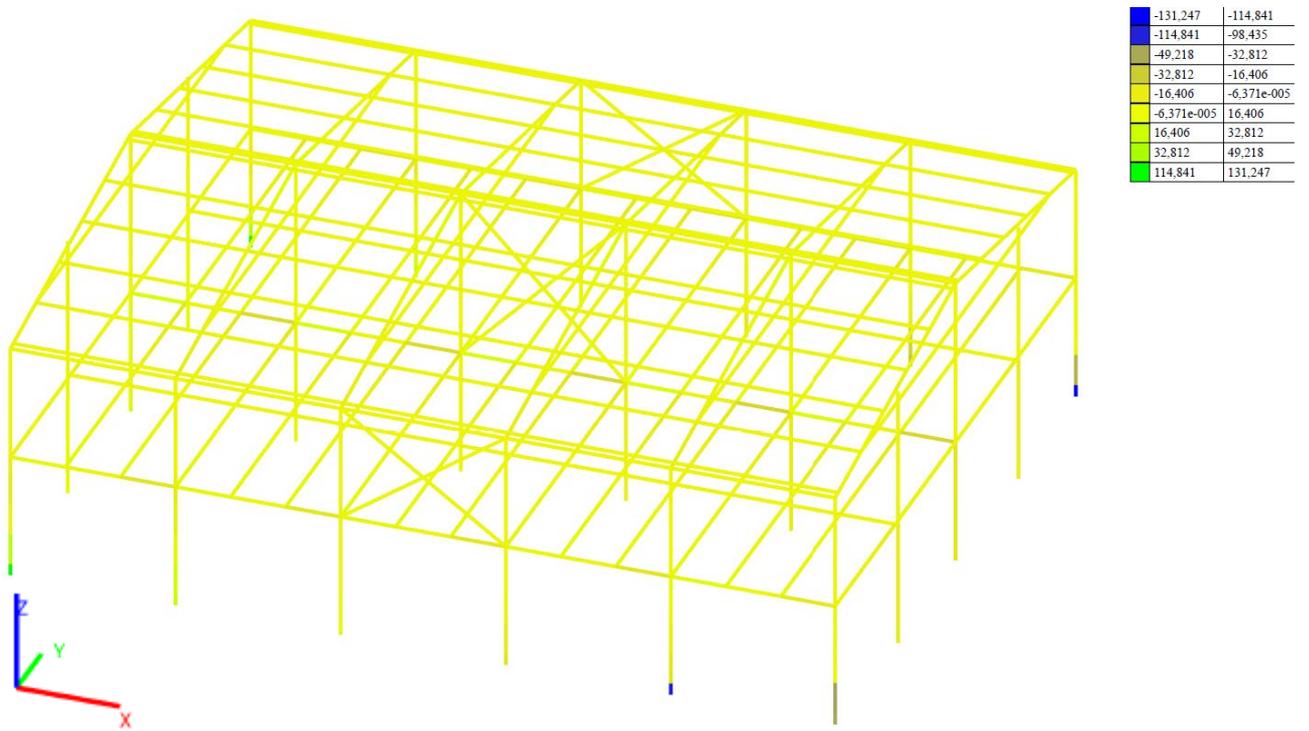


Рис. 4.29. Розрахункова схема із зазначенням зусиль Q_z в елементах каркасу (Т)

0.246	0.99
1.01	11.036

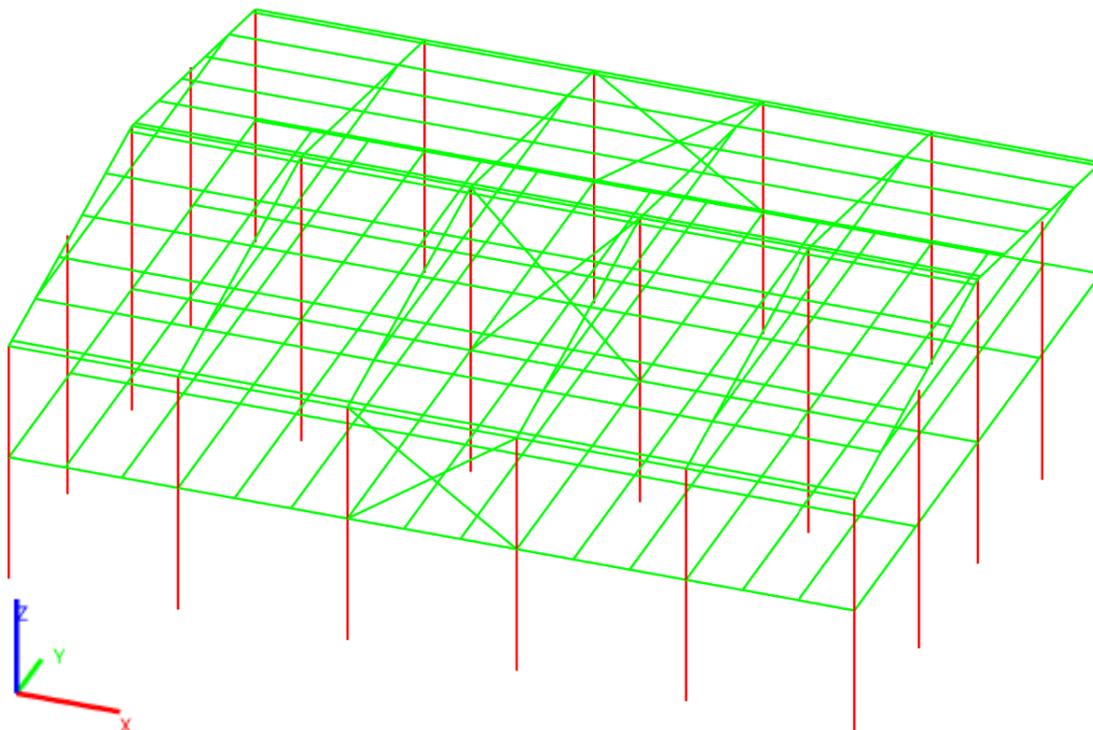


Рис. 4.30. Экспертиза каркасу

Розрахунок схеми варіант III. Види навантаження відображено в таблиці 3.10.

Таблиця 3.10. – Види навантажень

Номер	Назва
L1	Власна вага
L2	Вага покриттів
L3	Корисне навантаження
L4	Снігове навантаження
L5	Вітрове навантаження
L6	Температурне навантаження 300°C

Таблиця 3.11. – Комбінації навантажень

Номер	Формула
1	$L1+L2+L3+L4+L5+L6$

Виконуємо розрахунок. Результати розрахунку наступні:

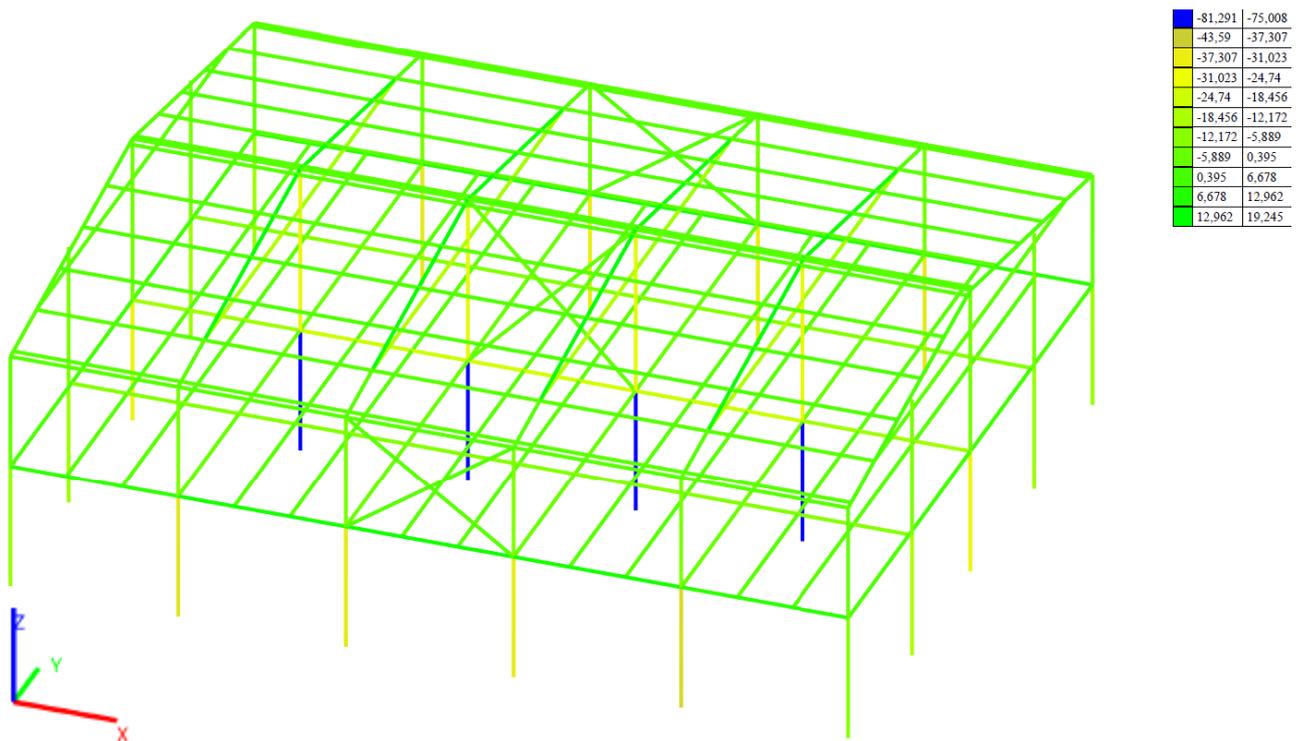


Рис. 4.31. Розрахункова схема із зазначенням зусиль N в елементах каркасу (T)

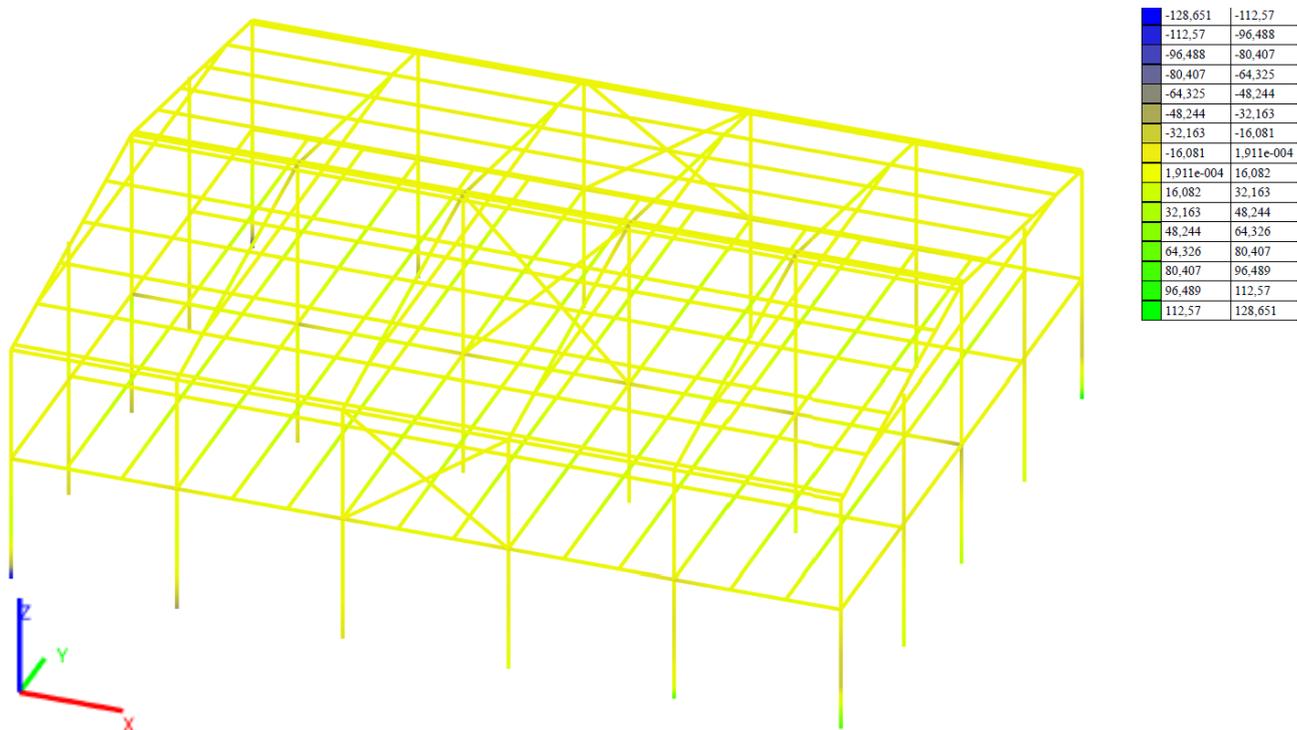


Рис. 4.32. Розрахункова схема із зазначенням зусиль M_y в елементах каркасу (T^*M)

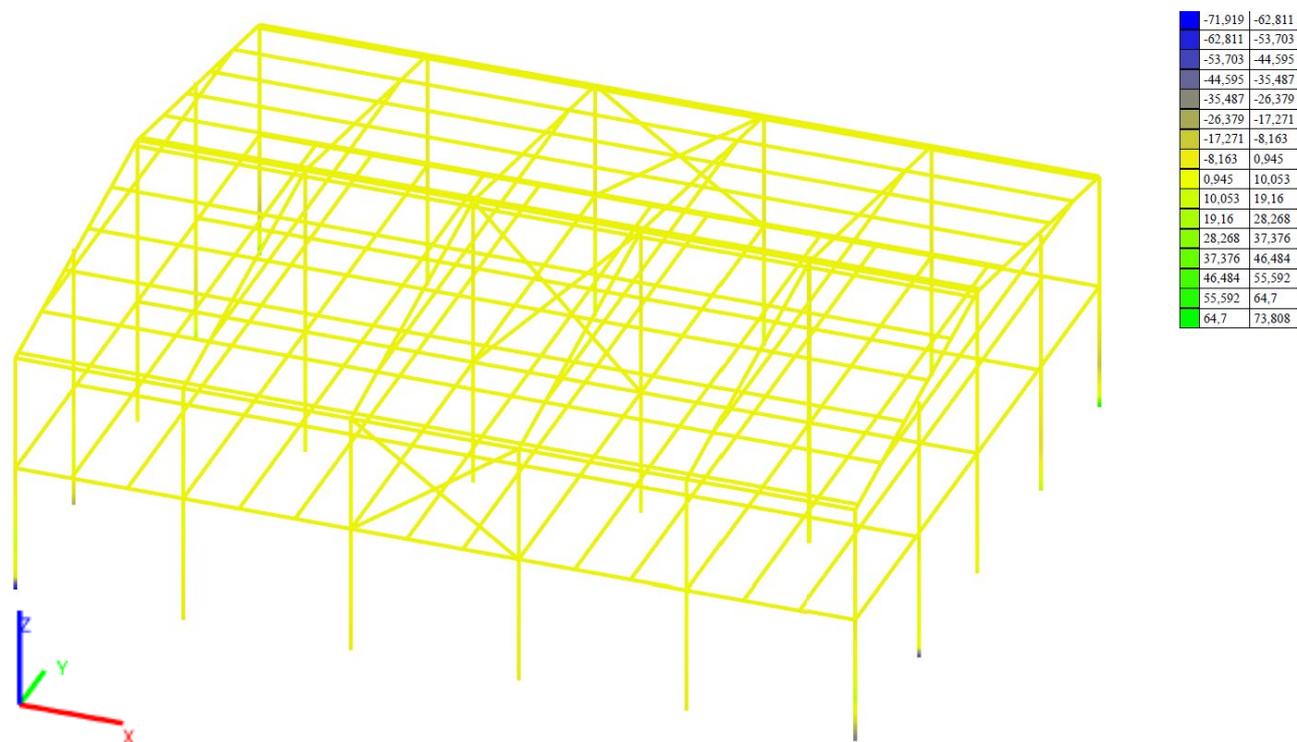


Рис. 4.33. Розрахункова схема із зазначенням зусиль M_z в елементах каркасу (T^*M)

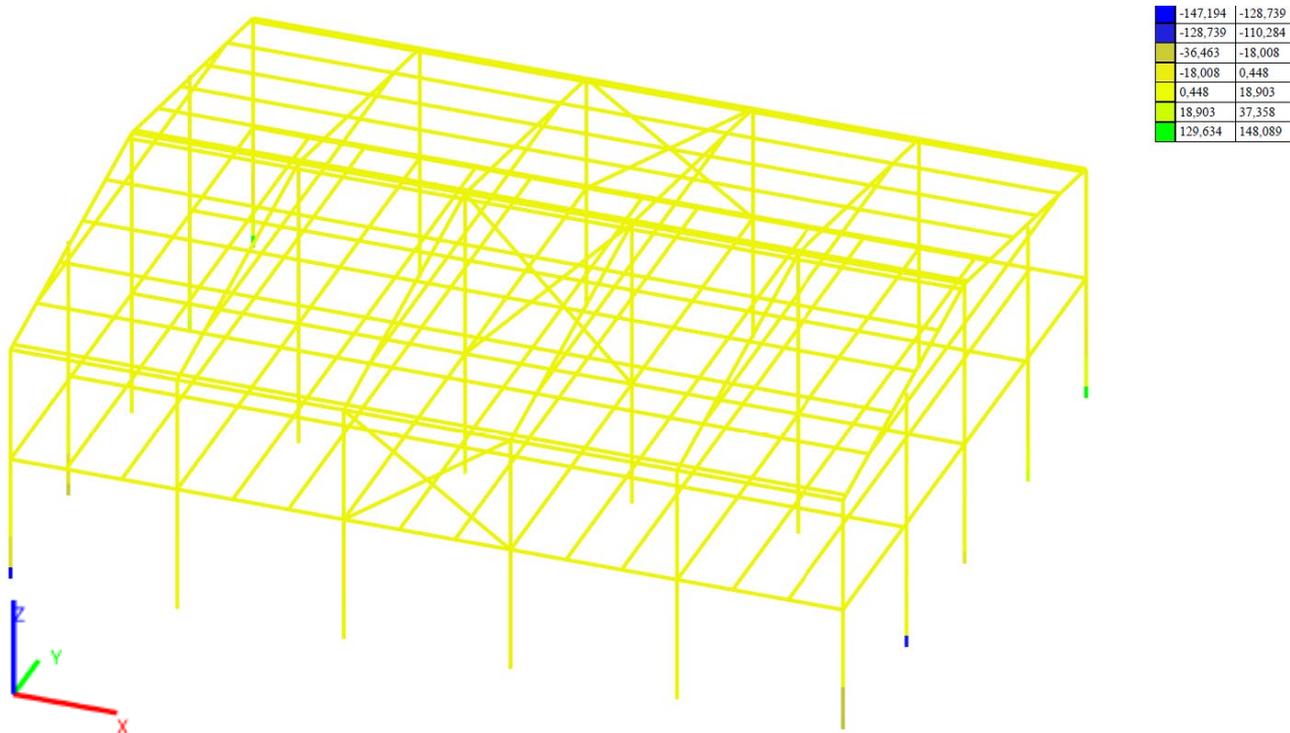


Рис. 4.34. Розрахункова схема із зазначенням зусиль Q_y в елементах каркасу (Т)

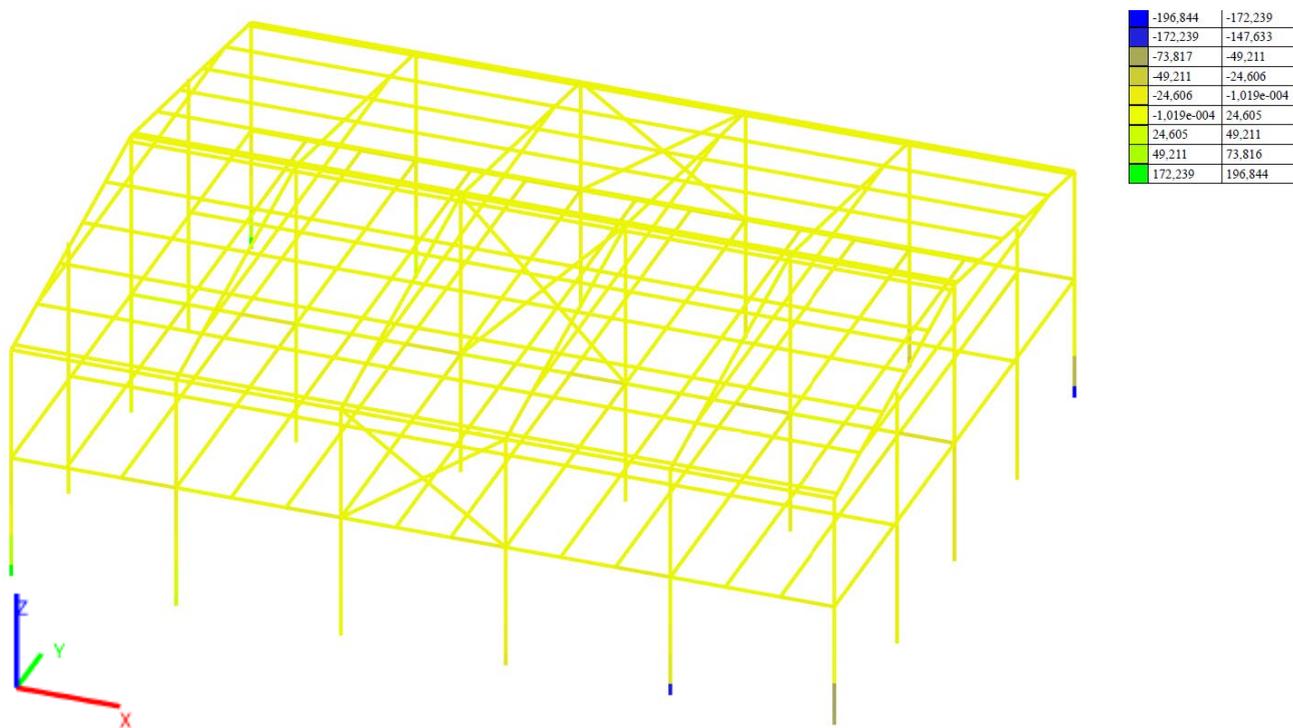


Рис. 4.35. Розрахункова схема із зазначенням зусиль Q_z в елементах каркасу (Т)

0.246	0.99
1.01	16,457

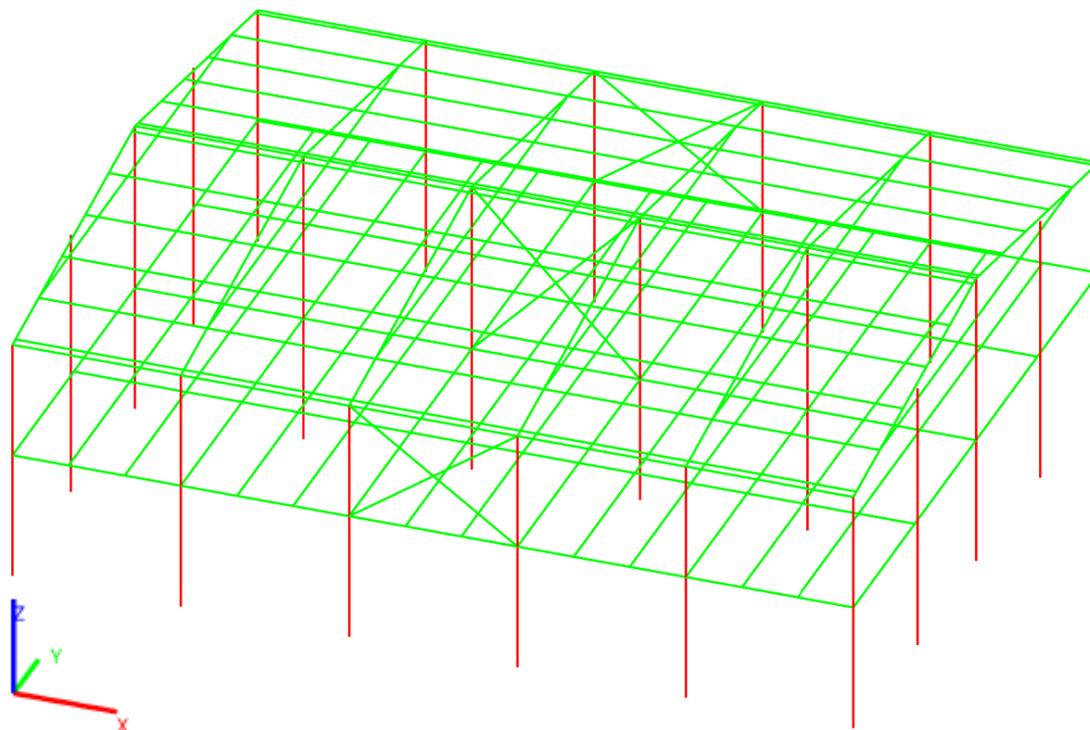


Рис. 4.36. Экспертиза каркасу

Результати дослідження

Результати дослідження зведено до таблиці 3.12.

Таблиця 3.12. – Порівняльна таблиця внутрішніх зусиль каркасу

Зусилля ¹⁾	Вихідна розрахункова схема	Розрахункова схема при варіанту I	Розрахункова схема при варіанту II	Розрахункова схема при варіанту III
N	-86,33 т	-84,65 т	-82,97 т	-81,29 т
M _y	-27,33 т×м	-42,99 т×м	-85,82 т×м	-128,65 т×м
M _z	-3,66 т×м	-23,33 т×м	-47,63 т×м	-71,92 т×м
Q _y	-2,35 т	-48,76 т	-97,98 т	-147,19 т
Q _z	-21,19 т	-65,65 т	-131,25 т	-196,84 т

¹⁾ - максимальні значення.

З результатів таблиці 3.12. видно, що окремі зусилля розрахункової схеми збільшилися.

Поперечні зусилля Q_y у порівнянні з вихідною схемою для варіанту I збільшилися у 20,7 раза, для варіанту II збільшилися у 41,7 раза, для варіанту III збільшилися у 62,6 раза. Поперечні зусилля Q_z у порівнянні з вихідною схемою для варіанту I збільшилися у 3,1 раза, для варіанту II збільшилися у 6,2 раза, для варіанту III збільшилися у 9,3 раза.

Зусилля моменту M_y у порівнянні з вихідною схемою для варіанту I збільшилися у 1,6 раза, для варіанту II збільшилися у 3,1 раза, для варіанту III збільшилися у 4,7 раза. Зусилля моменту M_z у порівнянні з вихідною схемою для варіанту I збільшилися у 6,4 раза, для варіанту II збільшилися у 13,01 раза, для варіанту III збільшилися у 19,7 раза.

Зусилля N, навпаки зменшилися, при порівнянні з вихідною схемою для варіанту I зменшилися у 1,01 раза, для варіанту II зменшилися у 1,04 раза, для варіанту III зменшилися у 1,06 раза.

Зусилля N



Зусилля Mu



Зусилля Mz



Зусилля Qy



Зусилля Qz



ВИСНОВОК

У сучасному будівництві складських будівель з використанням металевих каркасів є основними несучими елементами. Завдяки міцності та економічності, вони набули широкого застосування, проте їх поведінка під навантаженням, зокрема і температурним, може бути складною, непередбачуваною. Нелінійна робота сталі, зокрема пластичні деформації, впливають на стійкість конструкцій. Температурні зміни, динамічні навантаження від обладнання можуть призводити до нелінійних змін у матеріалі. Аналіз напружено-деформованого стану з урахуванням цих факторів є критично важливим для забезпечення довговічності та безпеки будівель, зокрема і складів.

Для дослідження було взято за приклад будівлю складу. Будівля двоповерхова. Конструктивно будівля виконана каркасною. Просторова жорсткість забезпечується самим каркасом завдяки жорстким з'єднанням металевих елементів, а також вертикальним хрестовим в'язям, розташованим на рівні другого поверху між колонами внутрішнього та зовнішніх рядів уздовж будівлі. Будівля прямокутної форми розмірами 30х24м, висота 11,7м.

Дослідження напружено-деформованого стану елементів металевого каркасу будівлі складу виконано з урахуванням нелінійності матеріалу, нелінійність матеріалу викликана дією температури, та розглядалася за трьома варіантами:

варіант *I* – напружено-деформований стан елементів каркасу при нелінійності матеріалу, яка викликана температурою величиною 100°C;

варіант *II* – напружено-деформований стан елементів каркасу при нелінійності матеріалу, яка викликана температурою величиною 200°C;

варіант *III* – напружено-деформований стан елементів каркасу при нелінійності матеріалу, яка викликана температурою величиною 300°C.

Було проведено розрахунок та аналізування трьох варіантів температурних умов, що дозволило оцінити вплив різних температурних навантажень на напруження та деформацію елементів каркасу. Нелінійність матеріалу при

температурних впливах призводить до значної зміни механічних характеристик сталі, що викликає додаткові деформації та напруження в конструкції. Кожен з трьох варіантів дав змогу виявити межі стійкості та працездатності конструкцій за різних умов.

Згідно рис. 4.24., рис. 4.30. , рис. 4.36 бачимо що при дії навантажень, в тому числі, і температурних окремі елементи каркасу, а саме, колони не відповідають вимогам міцності та стійкості. При температурному навантаженні величиною 100°C (рис. 4.24.) деякі колони каркасу відповідають вимогам міцності та стійкості, на відміну від ситуацій, де було задано температурне навантаження величиною 200°C (рис. 4.30.) та 300°C (рис. 4.36.), де всі елементи каркасу, а саме колони не відповідають вимогам міцності.

Реконструкція будівлі холодного складу скло тари у виробничий цех гарячих процесів можлива за умови забезпечення належного захисту металевих елементів каркасу, одним із варіантів такого захисту є нанесення спеціальних вогнезахисних штукатурних сумішей на ці елементи.

Список використаної літератури

1. ДБН В.2.6-198:2014 Сталеві конструкції.
2. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи.
3. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-11:2012 Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій.
4. ДБН В.2.2-41:2019 Загальні положення щодо забезпечення надійності та безпеки будівель і споруд.
5. ДБН В.1.2-14:2018 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель та споруд.
6. ДБН В.1.2-6:2021 Основні вимоги до будівель і споруд. Механічний опір та стійкість.
7. Методичні вказівки до виконання випускної магістерської кваліфікаційної роботи в галузі знань: 19 «Архітектура і будівництво» спеціальності: 192 «Будівництво та цивільна інженерія».

Розрахунок снігового навантаження

До тимчасових навантажень відноситься вага снігового покриву, який визначається згідно [5] п.8. Необхідно обчислити граничне та експлуатаційне розрахункові значення.

Граничне розрахункове значення снігового навантаження на плоску покрівлю обчислювали за формулою:

$$S_m = \gamma_{fm} S_0 C,$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності по граничному значенню снігового навантаження, визначається залежно від заданого середнього періоду повторюваності T за табл. А.1.

Таблиця А.1

T , років	1	5	10	20	40	50	60	80	100	150	200	300	500
γ_{fm}	0,24	0,55	0,69	0,83	0,96	1,00	1,04	1,10	1,14	1,22	1,26	1,34	1,44

В нашому випадку $\gamma_{fm}=1,04$

S_0 – характеристичне значення снігового навантаження (в Па), визначається залежно від снігового району по карті (рис. А.1) або за додатком Е [5].

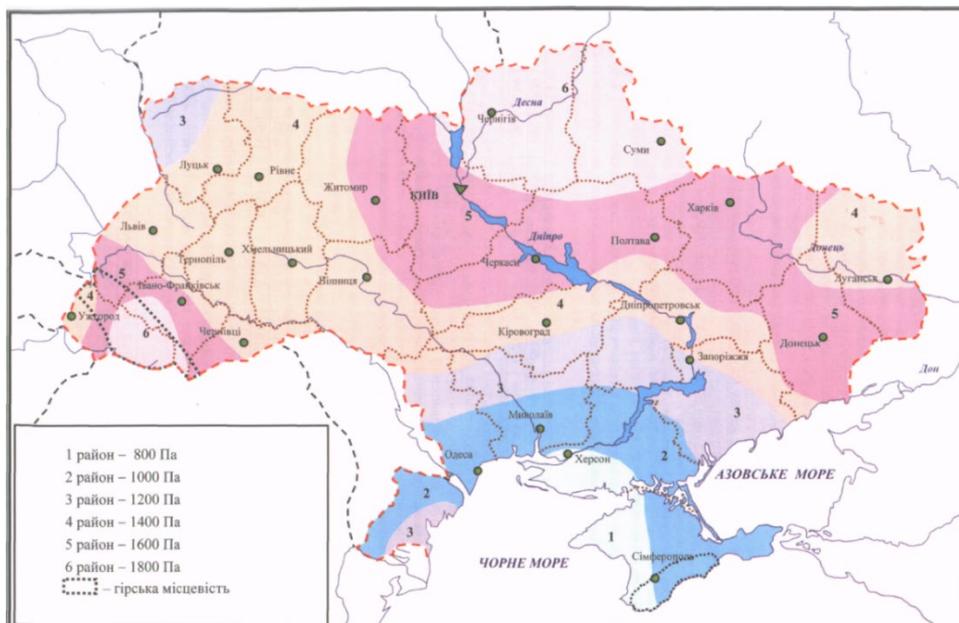


Рисунок А.1. Карта районування території України за характеристичними значеннями ваги снігового покриву

В нашому випадку $S_0 = 1550 \text{ Па}$ для м. Київ згідно [5], у розрахунку приймаємо 155 кгс/м^2 .

Коефіцієнт C визначається за формулою:

$$C = \mu C_e C_{alt},$$

де μ – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні ґрунту до снігового навантаження на покрівлю, визначали за додатком Ж [5] залежно від форми покрівлі і схеми розподілу снігового навантаження, при цьому проміжні значення коефіцієнта слід визначати лінійною інтерполяцією;

C_e – коефіцієнт, що враховує режим експлуатації покрівлі, даний коефіцієнт враховує вплив особливостей режиму експлуатації на накопичення снігу на покрівлі (очищення, танення тощо) і встановлюється завданням на проектування, оскільки такі дані відсутні, то згідно [5] коефіцієнт допускається приймати таким, що дорівнює одиниці.

C_{alt} – коефіцієнт, що враховує висоту H (у кілометрах) розміщення будівельного об'єкта над рівнем моря і визначається за формулою:

$$C_{alt} = 1,4H + 0,3 \text{ (при } H \geq 0,5 \text{ км); } C_{alt} = 1 \text{ (при } H < 0,5 \text{ км)}$$

Примітка: формула, що зазначена вище використовується для об'єктів, розташованих у гірській місцевості, і дає орієнтовне значення в запас надійності. При наявності результатів снігомірних зйомок, проведених у зоні будівельного майданчика, характеристичне значення снігового навантаження визначається шляхом статистичного оброблення даних снігомірних зйомок і при цьому приймається $C_{alt} = 1$.

В нашому випадку коефіцієнт C :

$$C = 1 \times 1 \times 1 = 1$$

З урахуванням вище вказаного, обчислюємо граничне розрахункове значення снігового навантаження:

$$S_m = 1,04 \times 155 \times 1 = 161,20 \text{ кгс/м}^2$$

Експлуатаційне розрахункове значення обчислюється за формулою:

$$S_e = \gamma_{fe} S_0 C,$$

де γ_{fe} – коефіцієнт надійності за експлуатаційним значенням снігового навантаження, що визначається за табл. А.3 залежно від частки часу η , протягом якої можуть порушуватися умови другого граничного стану.

Таблиця А.3

η	0,002	0,005	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,1
γ_{fe}	0,88	0,74	0,62	0,49	0,40	0,34	0,28	0,10

Проміжні значення коефіцієнта γ_{fe} слід визначати лінійною інтерполяцією.

Значення η приймається за нормами проектування конструкцій або встановлюється завданням на проектування залежно від їхнього призначення, відповідальності та наслідків виходу за граничний стан. Для об'єктів масового будівництва допускається приймати $\eta = 0,02$.

В нашому випадку $\gamma_{fe} = 0,49$.

S_0 – характеристичне значення снігового навантаження (в Па), визначається залежно від снігового району по карті (рис. А.1.) або за додатком Е [5].

В нашому випадку $S_0 = 1550$ Па для м. Київ згідно [5], у розрахунку приймаємо 155 кгс/м^2 .

Коефіцієнт C визначається за формулою:

$$C = \mu C_e C_{alt},$$

де μ – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні ґрунту до снігового навантаження на покрівлю, визначали за додатком Ж [5] залежно від форми покрівлі і схеми розподілу снігового навантаження, при цьому проміжні значення коефіцієнта слід визначати лінійною інтерполяцією;

C_e – коефіцієнт, що враховує режим експлуатації покрівлі, даний коефіцієнт враховує вплив особливостей режиму експлуатації на накопичення снігу на покрівлі (очищення, танення тощо) і встановлюється завданням на проектування, оскільки такі дані відсутні, то згідно [5] коефіцієнт допускається приймати таким, що дорівнює одиниці.

C_{alt} – коефіцієнт, що враховує висоту H (у кілометрах) розміщення будівельного об'єкта над рівнем моря і визначається за формулою:

$$C_{alt} = 1,4H + 0,3 \text{ (при } H \geq 0,5 \text{ км); } C_{alt} = 1 \text{ (при } H < 0,5 \text{ км)}$$

Примітка: формула, що зазначена вище використовується для об'єктів, розташованих у гірській місцевості, і дає орієнтовне значення в запас надійності. При наявності результатів снігомірних зйомок, проведених у зоні будівельного майданчика, характеристичне значення снігового навантаження визначається шляхом статистичного оброблення даних снігомірних зйомок і при цьому приймається $C_{alt} = 1$.

В нашому випадку коефіцієнт C :

$$C = 1 \times 1 \times 1 = 1$$

З урахуванням вище вказаного, обчислюємо експлуатаційне розрахункове значення снігового навантаження:

$$S_e = 0,49 \times 155 \times 1 = 75,95 \text{ кгс/м}^2$$

Матеріали конференції

SCI-CONF.COM.UA

**SCIENCE AND SOCIETY:
MODERN TRENDS
IN A CHANGING WORLD**



**PROCEEDINGS OF XII INTERNATIONAL
SCIENTIFIC AND PRACTICAL CONFERENCE
OCTOBER 28-30, 2024**

**VIENNA
2024**

ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ МЕТАЛЕВОГО КАРКАСУ БУДІВЛІ З УРАХУВАННЯМ НЕЛІНІЙНОЇ РОБОТИ МАТЕРІАЛУ

Харченко Дмитро Михайлович,

магістр

Луцьковський Валерій Миколайович,

к.т.н.

Національний Аграрний Університет

м. Суми, Україна

14062002.sex@gmail.com

v.lutskovskyi@gmail.com

Анотація: проведено дослідження напружено-деформованого стану металевих елементів каркасу будівлі, з урахуванням нелінійності матеріалу. Дослідження виконано шляхом розгляду та розрахунку трьох варіантів.

Ключові слова: нелінійна робота матеріалу, каркасна будівля, металевий каркас

Будівля холодного складу склотари, реконструюється у виробничий цех гарячих процесів.

Склад має прямокутну форму з розмірами по вісях 30х24 м., висотою 11,7 м. Має два поверхи, висота першого поверху – 4,7 м, висота другого поверху – 4,85 м. Конструктивна схема – каркасна, просторова жорсткість будівлі забезпечується за рахунок жорстких з'єднань між металевими елементами каркасу та вертикальних хрестових в'язей, які розміщені в рівні другого поверху між колонами середнього та крайніх рядів.

Колони каркасу виконані з прокатного двотавру №25К2, сталь марки С245. Переkritтя – монолітна плита у незнімній опалубці з профільованих листів РР113-750-08, як в свою чергу вкладені на балкову клітку. Балкова клітка утворена за допомогою двотаврів №60Б2, №55Б2, між балками влаштовуються ригелі із прокатних швелерів №16. Для доступу на другий поверх передбачені металеві сходи які виконані з швелера №20 та листового металу. Покрівля –

профільовані листи Н75-750-08. Профільовані листи влаштовані на прогони зі швелерів №20, які змонтовані на головні балки, що виконані із прокатних двотаврів №40Б2. По колонам каркасу влаштовані прогони із профтруби 120x80x6мм по яким змонтовано профільовані листи, як слугують стіновим огороженням.

Дослідження напружено-деформованого стану елементів каркасу будівлі з урахуванням нелінійної роботи матеріалу розглядали за такими варіантами:

варіант I – напружено-деформований стан елементів каркасу при нелінійності матеріалу, яка викликана температурою величиною 100°C;

варіант II – напружено-деформований стан елементів каркасу при нелінійності матеріалу, яка викликана температурою величиною 200°C;

варіант III – напружено-деформований стан елементів каркасу при нелінійності матеріалу, яка викликана температурою величиною 300°C.

Наступним етапом є створення розрахункової схеми.

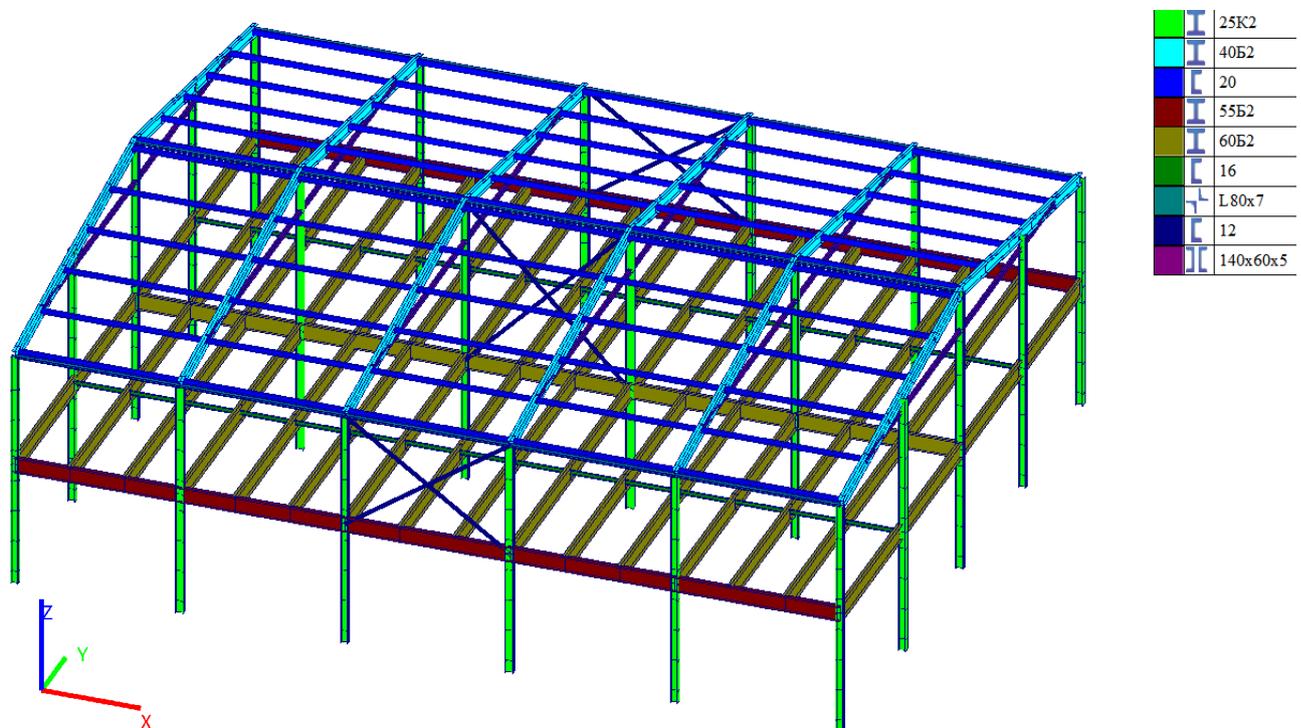


Рис. 37. Розрахункова схема.

Після створення вихідної розрахункової схеми, виконувалося копіювання схеми та редагування її під варіанти за якими виконується дослідження. Наступний етап – задання навантажень та розрахунок.

За результатами розрахунку встановлено, що при температурному навантаженні в 100°C окремі колони каркасу відповідають вимогам міцності та стійкості, однак у випадках, коли температурне навантаження збільшили до 200°C та 300°C, усі вертикальні елементи каркасу, не відповідають вимогам міцності та стійкості.

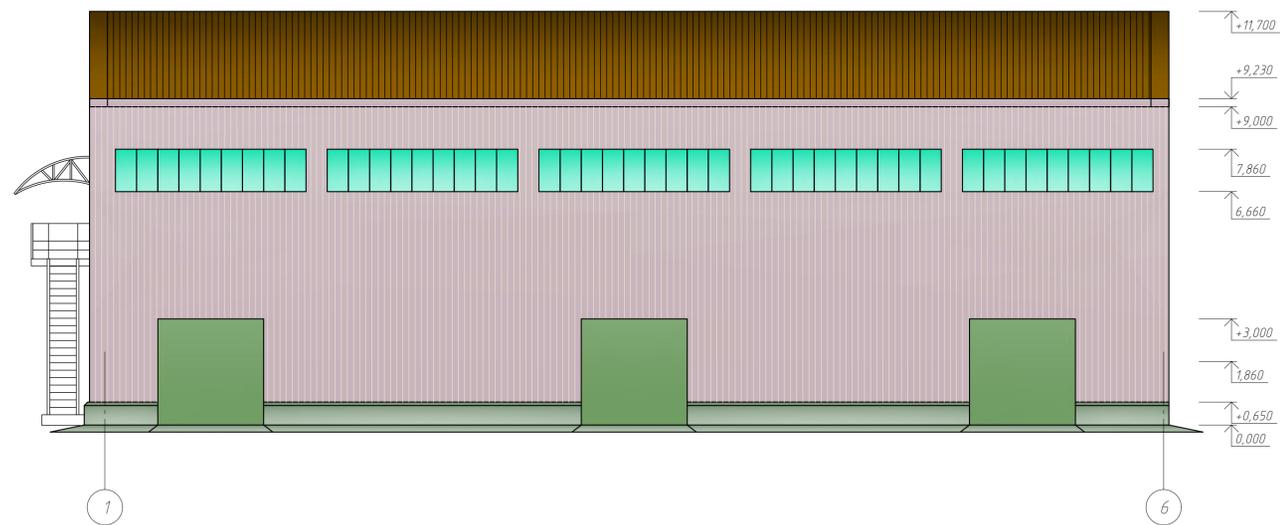
Згідно вище вказаної інформації можна зробити такий висновок, що реконструкція будівлі можлива за умови належного захисту металевих елементів каркасу, одним з рішень такого захисту є оштукатурювання елементів спеціальними вогнезахисними штукатурними сумішами.

Список літератури

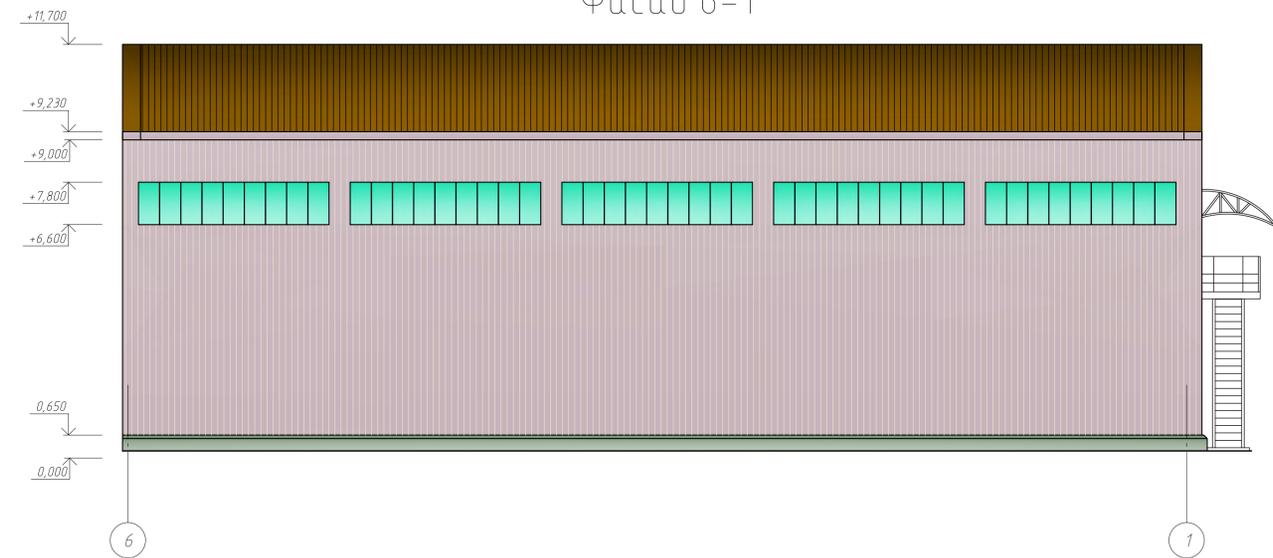
1. ДБН В.2.6-198:2014 Сталеві конструкції.
2. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1:2012 Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій.
3. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи. Норми проектування.
4. ДБН В.1.2-14:2018 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель та споруд.
5. ДБН В.1.2-6:2021 Основні вимоги до будівель і споруд. Механічний опір та стійкість.

Креслення

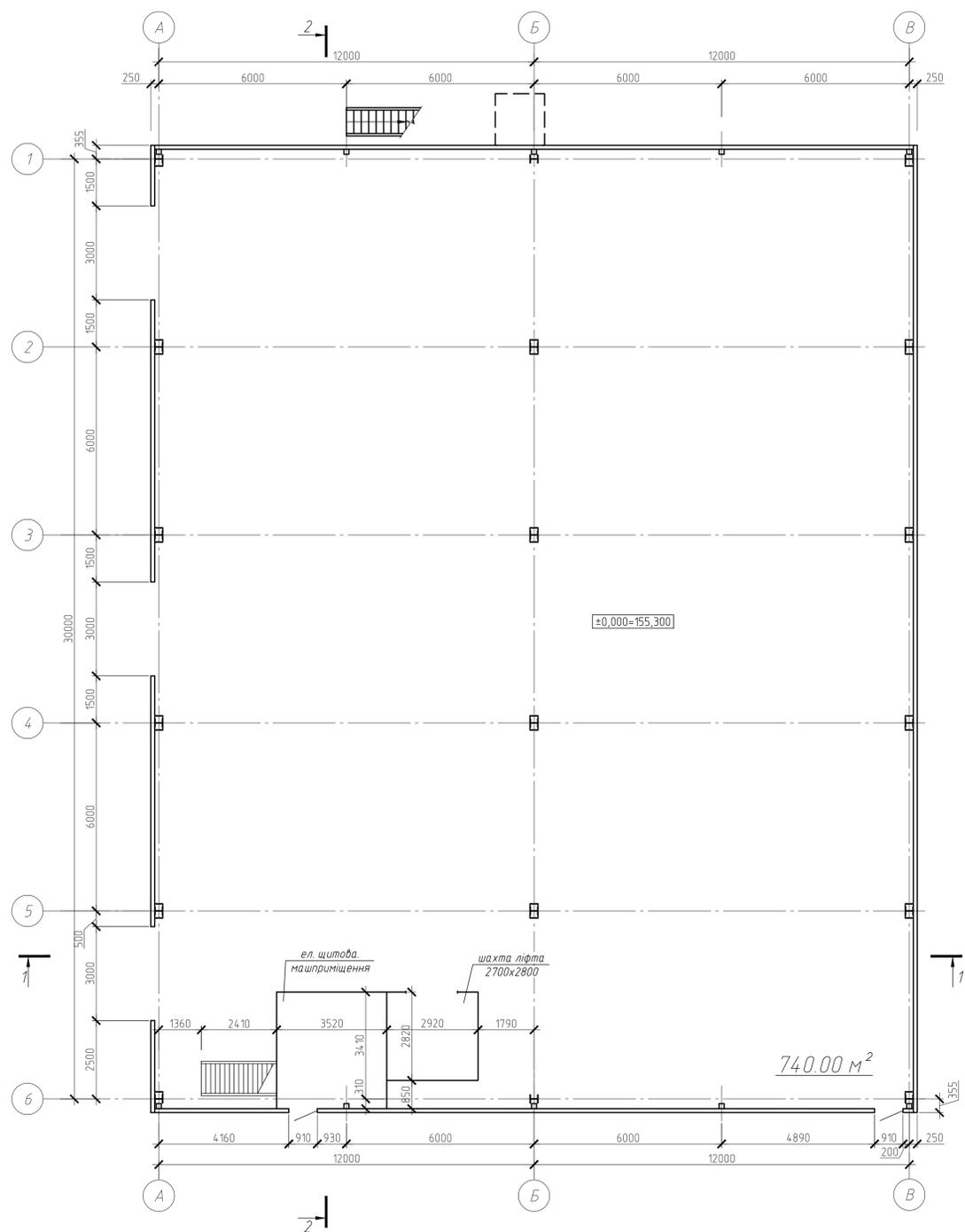
Фасад 1-6



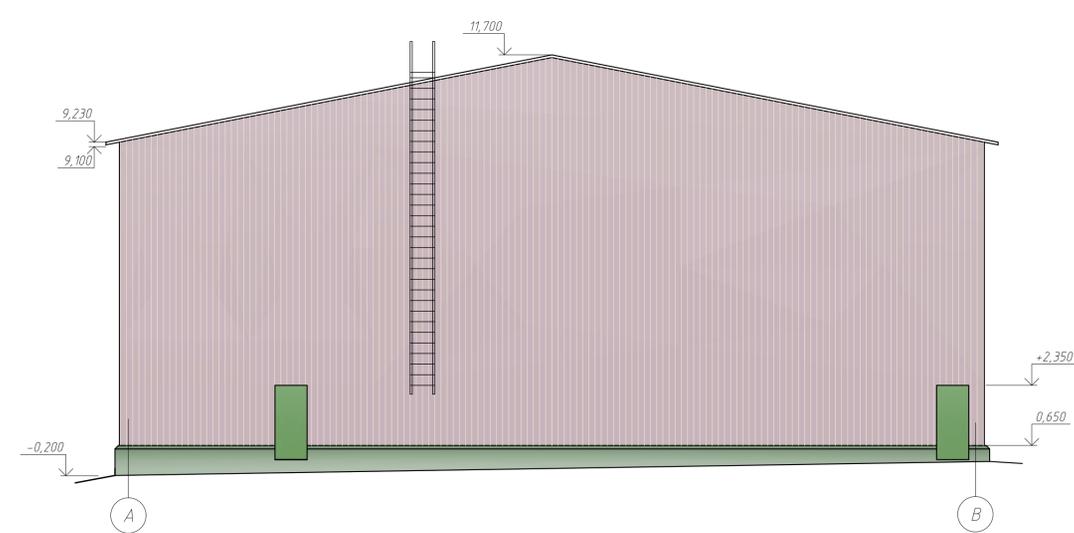
Фасад 6-1



План першого поверху

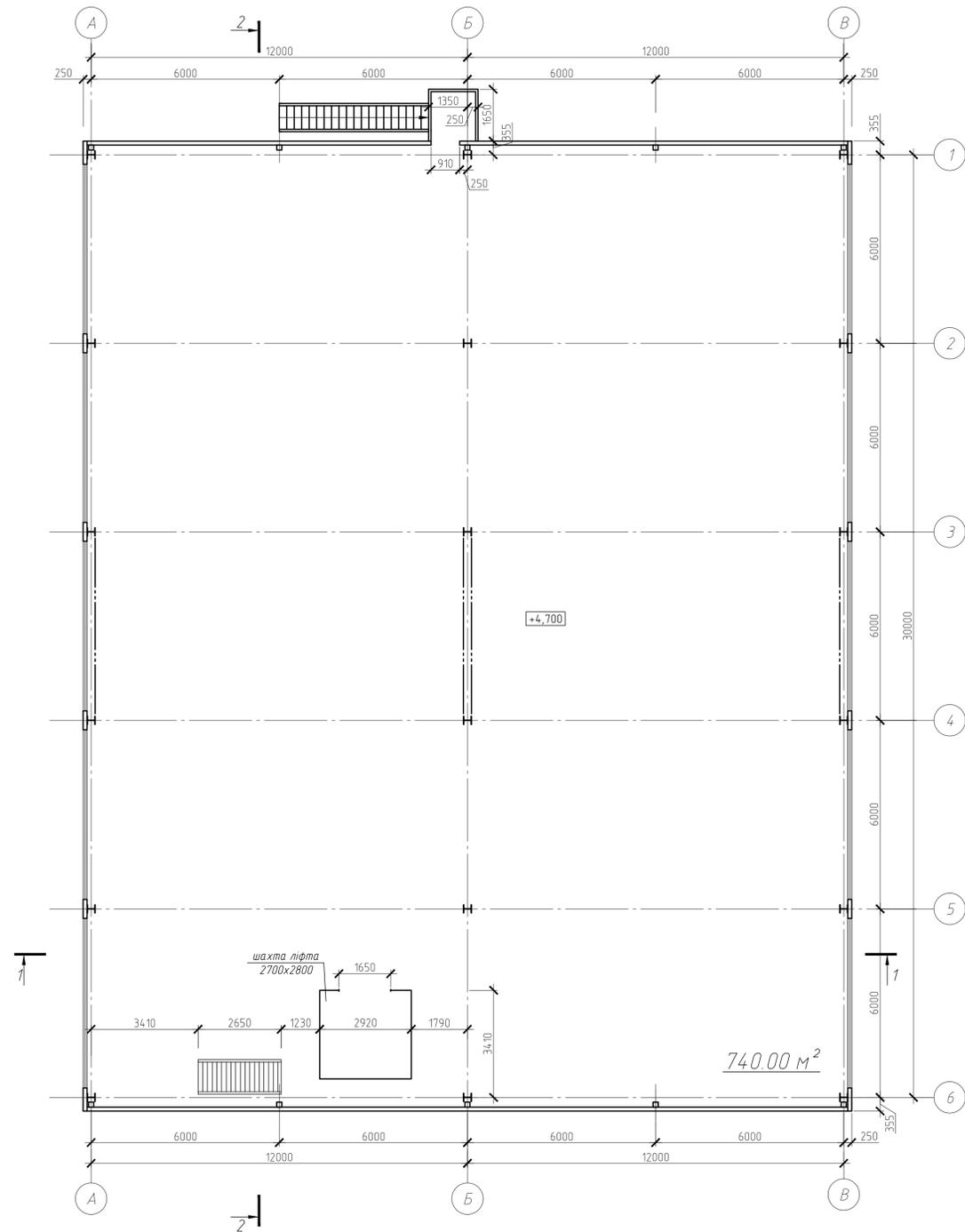


Фасад А-В

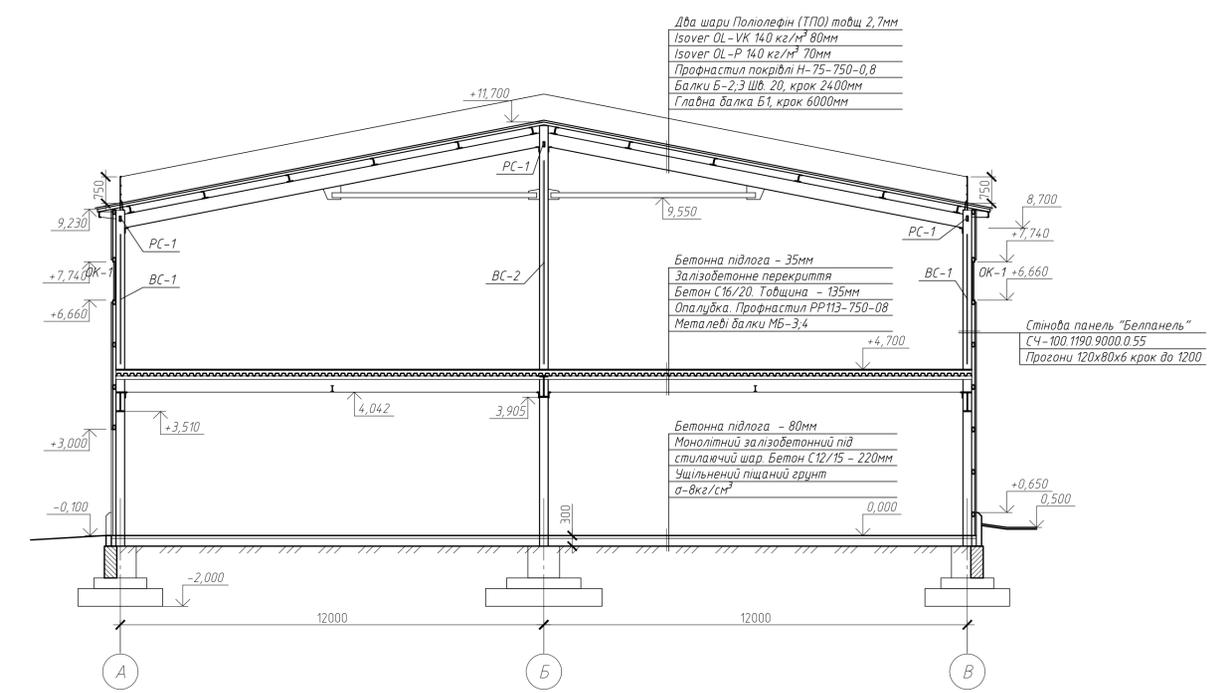


				МР 78.24. БК ДР					
Зм.	Арх.	№ документа	Підпис	Дата	Дослідження напружено-деформованого стану металевого каркасу будівлі з урахуванням нелінійної роботи матеріалу	Стаття	Маса	Масштаб	
Виконав	Харченко Д.М.					Н			
Керівник	Луцьковський					Аркуш 1	Аркушів		
					Фасад 1-6, Фасад 6-1 План першого поверху, Фасад А-В		СНАУ гр. БУД 2301-2м		
							Формат А1		

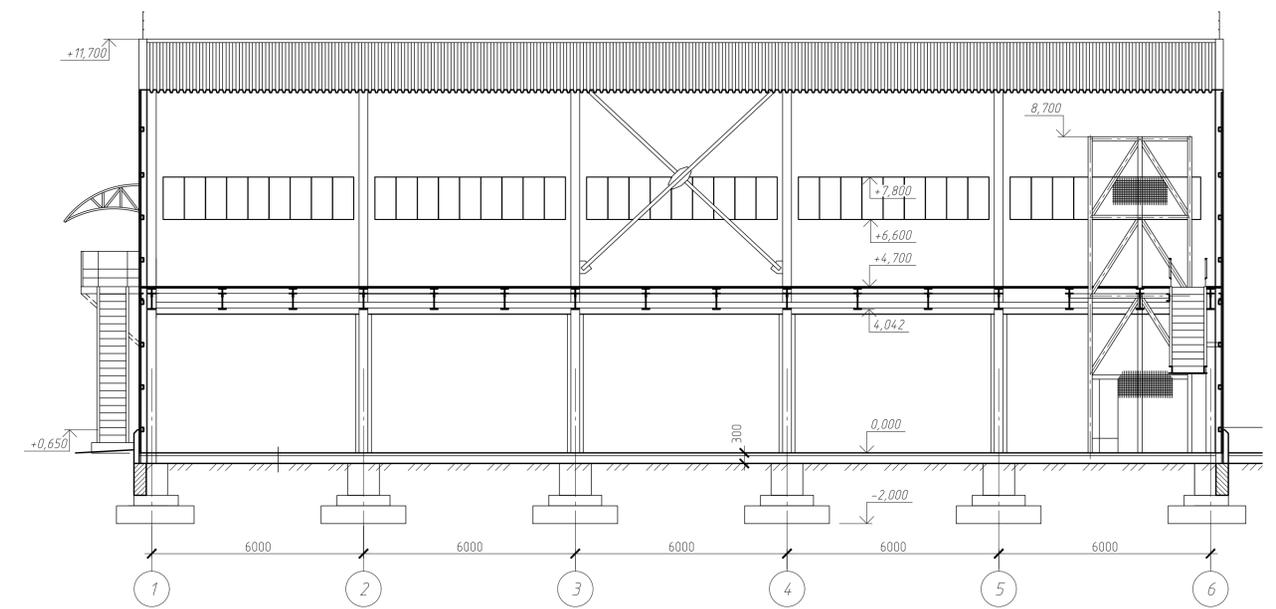
План першого поверху



1-1



2-2



МР 78.24. БК ДР					Стая	Маса	Масштаб
Зм.	Арк.	№ документа	Підпис	Дата	Н		Аркш 1
Виконав	Харченко ДМ						
Керівник	Луцьковський						
Дослідження напружено-деформованого стану металевого каркасу будівлі з урахуванням нелінійної роботи матеріалу					СНАУ		
План першого поверху. Розріз 1-1. Розріз 2-2					гр. БУД 2301-2м		
Формат					А1		

План фундаментів

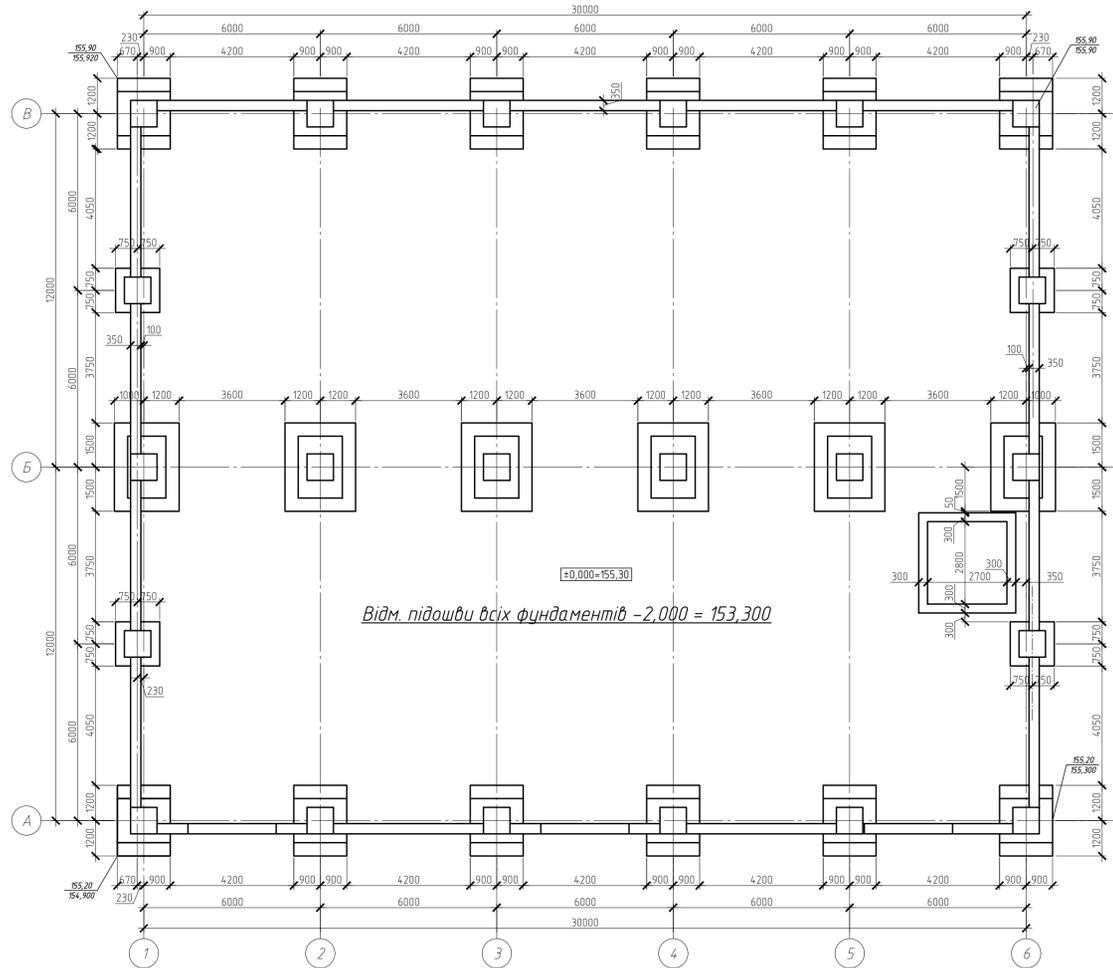


Схема розташування балок покриття

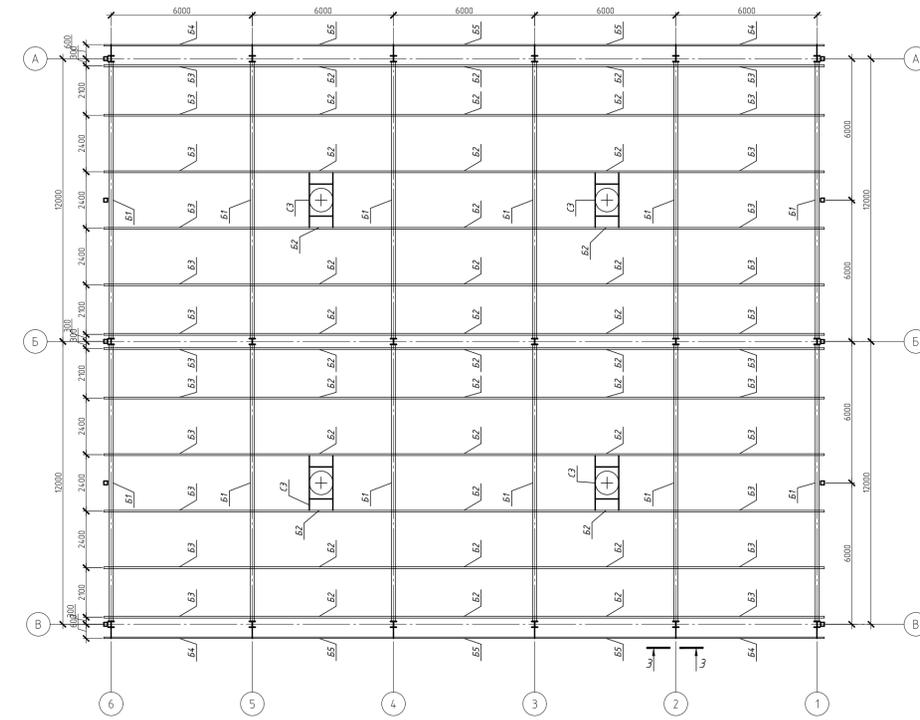
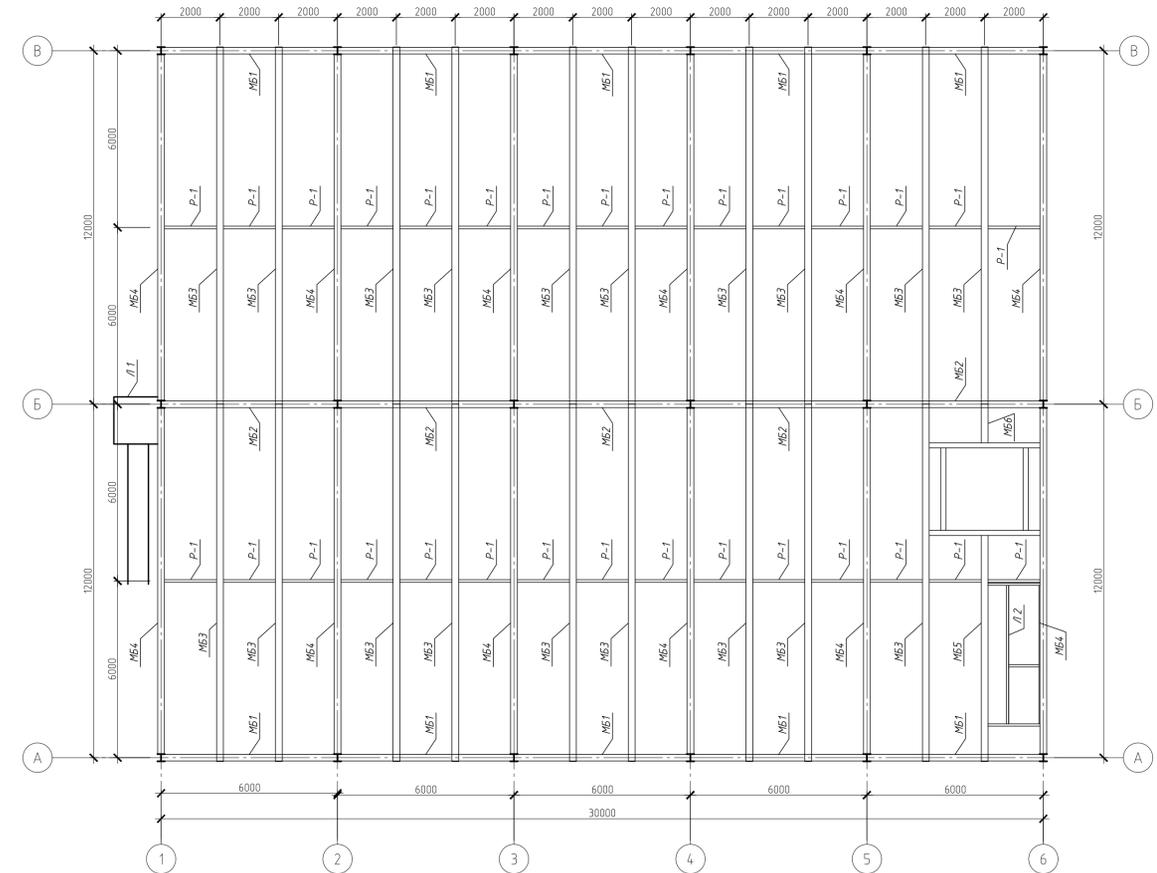


Схема розташування балок перекриття



План колон



					МР 78.24. БК ДР			
Зм.	Арх.	№ документа	Підпис	Дата	Дослідження напружено-деформованого стану металевго каркасу будівлі з урахуванням нелінійної роботи матеріалу	Стая	Маса	Масштаб
Виконав	Харченко ДМ					Н		
Керівник	Луцьковський					Аркш 1	Аркшів	
					План фундаментів. План колон. Схема розташування балок покриття. Схема розташування балок перекриття			
					СНАУ гр. БУД 2301-2м			
					Формат А1			