

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

магістр

(назва освітнього ступеня)

на тему:

Проект логістичного центру

з дослідженням роботи фундаменту

Виконав(ла): студент(ка)

6

 курсу, групи

МБмд-61

спеціальності

192 Будівництво та цивільна

інженерія

(шифр і назва спеціальності)

	(підпис)	Лукіянчук К.М. (прізвище та ініціали)
Керівник	(підпис)	Сорочак А.П. (прізвище та ініціали)
Нормоконтроль	(підпис)	Мещерякова О.М. (прізвище та ініціали)
Завідувач кафедри	(підпис)	Ясній В.П. (прізвище та ініціали)
Рецензент	(підпис)	(прізвище та ініціали)

Міністерство освіти і науки України
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя

Факультет Центр перепідготовки та післядипломної освіти
(повна назва факультету)
Кафедра будівельної механіки
(повна назва кафедри)

ЗАТВЕРДЖУЮ
Завідувач кафедри
Ясній В.П.
(підпис) (прізвище та ініціали)
« ____ » _____ 2025 р.

З А В Д А Н Н Я
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ

на здобуття освітнього ступеня магістр
(назва освітнього ступеня)
за спеціальністю 192 Будівництво та цивільна інженерія
(шифр і назва спеціальності)
студенту Лукіянчук Костянтин Миколайович
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проект логістичного центру
з дослідженням роботи фундаменту

Керівник роботи к.т.н., доц. Сорочак Андрій Петрович
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом ректора від « 14 » листопада 2025 року № 4/7-974

2. Термін подання студентом завершеної роботи 25 грудня 2025

3. Вихідні дані до роботи Район будівництва – місто Боярка Київської області.
Площа складських приміщень – 2200 м². Складські приміщення класу А зі стележною
системою зберігання, навантаження на підлогу – 50 кН/м².

4. Зміст роботи (перелік питань, які потрібно розробити)
Архітектурно-будівельна частина. Розрахунково-конструктивна частина.
Науково-дослідна частина. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів)
План на відм. 0,000. План покрівлі. Фасади. Розрізи. Схема розташування фундаментів.
Інженерно-геологічний розріз. Фундамент монолітний під колони.

6. Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Архітектурно-будівельний	к.т.н., доц. Сорочак А.П.		
Розрахунково-конструктивний	к.т.н., доц. Сорочак А.П.		
Науково-дослідний	к.т.н., доц. Сорочак А.П.		
Охорона праці	к.т.н., доц. Каспрук В.Б.		
Безпека в надзв. ситуаціях	ст. викл. Стручок В.С.		
Нормоконтроль	ст. викл. Мещерякова О.М.		

7. Дата видачі завдання 14 листопада 2025 р.

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

[illegible]

Студент

(підпис)

Лукіянчук К.М.

(прізвище та ініціали)

Керівник роботи

(підпис)

Сорочак А.П.

(прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП.....	5
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ.....	7
1.1 Дані про район та ділянку будівництва.....	7
1.1.1 Характеристика району та майданчику будівництва	7
1.1.2 Кліматичні умови	8
1.1.3 Інженерно-геологічні та гідрологічні умови ділянки.....	9
1.2 Генеральний план	9
1.2.1 Обґрунтування прийнятого рішення.....	9
1.2.2 Розпланування, забудова та організація рельєфу ділянки	10
1.2.3 Техніко-економічні показники по генплану.....	11
1.3 Архітектурно-планувальні рішення.....	11
1.3.1 Характеристика технологічного процесу	11
1.3.2 Опис прийнятого рішення та його обґрунтування	13
1.4 Відомості про опорядження будівлі	13
1.5 Енергоефективність	14
1.5.1 Заходи щодо підвищення енергоефективності	14
1.5.2 Теплотехнічний розрахунок огорожуючих конструкцій	14
1.6 Конструктивні рішення	14
1.7 Інженерні мережі і обладнання	17
1.8 Висновки за розділом 1	17
РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ.....	18
2.1 Визначення навантажень на конструкції	18
2.1.1 Постійні навантаження від огорожуючих конструкцій	18
2.1.2 Снігове навантаження.....	20
2.1.3 Вітрове навантаження.....	22
2.2 Розрахунок елементів металевого каркасу.....	26
2.2.1 Визначення розрахункових зусиль в перерізах конструкції.....	26
2.2.2 Розрахунок за граничними станами першої групи	30

2.2.3 Розрахунок за граничними станами другої групи	33
2.3 Розрахунок фундаментів	35
2.3.1 Аналіз інженерно-геологічних умов ділянки будівництва	35
2.3.2 Визначення глибини закладання та розмірів подошви фундаменту	37
2.3.3 Розрахунок деформацій основ і фундаментів	40
2.3.4 Підбір армування фундаментів	44
2.4 Висновки за розділом 2	46
РОЗДІЛ 3 НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ РОЗДІЛ	47
3.1 Актуальність та задачі дослідження	47
3.2 Методика дослідження роботи стовпчастого фундаменту	48
3.3 Результати дослідження роботи фундаменту складської будівлі логістичного центру.....	51
3.4 Висновки за розділом 3	53
РОЗДІЛ 4 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ.....	54
4.1 Охорона праці.....	54
4.1.1 Охорона праці при влаштуванні котлованів	54
4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях	56
4.2.1 Реалізація інженерно-технічних заходів, що спрямовані на підвищення захищеності сировини, напівфабрикатів і готової продукції від впливу уражаючих факторів хімічної зброї масового ураження	56
4.3 Висновки за розділом 4	59
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ.....	61
БІБЛІОГРАФІЯ.....	62
ДОДАТОК А Теплотехнічний розрахунок огорожуючих конструкцій	66

ВСТУП

Актуальність роботи. Актуальність розробки проєктів в сфері логістики обґрунтовується необхідністю нарощування високотехнологічної складської інфраструктури класу А, що критично важливо для забезпечення стійкості національних ланцюгів постачання в умовах економічного відновлення та зростаючої потреби в надійних, енергоефективних та адаптивних рішеннях для зберігання.

В роботі розробляється проєкт логістичного центру в м. Боярка Київської області. Стратегічне розташування об'єкта в Київській агломерації дозволяє оптимізувати логістичні витрати для орендарів із сегментів продуктового ритейлу, фармацевтичного виробництва та промисловості, підвищуючи їхню операційну ефективність, тоді як застосування сучасних будівельних конструкцій та інженерних систем стелажного зберігання в рамках даного проєкту забезпечує високий рівень диверсифікації функціоналу та інвестиційної привабливості об'єкта, що безпосередньо сприяє залученню капіталу та стимулюванню регіонального економічного розвитку.

Важливою складовою проєкту є дослідження роботи конструкцій фундаменту логістичного центру з урахуванням реальних ґрунтових умов на ділянці будівництва.

Мета роботи – дослідження осідань конструкцій фундаменту складського приміщення логістичного центру.

В роботі вирішуються наступні **основні задачі**:

- дослідити осідання фундаментних конструкцій складського приміщення логістичного центру з урахуванням реальних ґрунтових умов на ділянці будівництва;
- виконати розрахунок та проєктування залізобетонних конструкцій фундаменту.

Об'єкт дослідження – залізобетонні конструкції фундаменту стовпчастого типу для складського приміщення логістичного центру.

Предмет дослідження – осідання конструкцій фундаменту складського приміщення логістичного центру.

Наукова новизна отриманих результатів:

1. Отримала подальший розвиток методика розрахунку осідань фундаментів складських будівель з урахуванням реальних ґрунтових умов на ділянці будівництва.

Практична цінність результатів. В роботі виконано розрахунок роботи конструкцій фундаменту складського приміщення логістичного центру з використанням просторової моделі методу скінченних елементів. Підібрано необхідне армування конструкції фундаменту.

Апробація результатів роботи. Основні результати кваліфікаційної роботи доповідались на XIV Міжнародній науково-практичній конференції «Актуальні задачі сучасних технологій».

Публікації. Лукіячук К.М. Вплив неоднорідності ґрунтових умов на осідання фундаментів будівлі логістичного центру / К.М. Лукіячук, А. Грагі, А.П. Сорочак // Актуальні задачі сучасних технологій. Праці XIV Міжнародної науково-практичної конференції (Тернопіль, 11-12 грудня 2025 року). – Т. : ТНТУ, 2025. – С. 97.

Ключові слова: ЛОГІСТИЧНИЙ ЦЕНТР, СКЛАДСЬКА БУДІВЛЯ, ФУНДАМЕНТ, ОСІДАННЯ.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ

1.1 Дані про район та ділянку будівництва

1.1.1 Характеристика району та майданчику будівництва

Майданчик будівництва логістичного центру розташований на вулиці Білогородська у м. Боярка Київської області (рис. 1.1), що позиціонує його в зоні Київської приміської агломерації з високим інфраструктурним та логістичним потенціалом.

Територія будівництва має значну перевагу у вигляді безпосереднього прилягання до проїжджої частини вулиці Білогородської, яка є важливою транспортною артерією міста, забезпечуючи зручний доступ для вантажного автотранспорту. З інших сторін ділянка межує з територіями промислової забудови.

Ця локація характеризується високою транспортною доступністю, оскільки Боярка знаходиться на перетині ключових регіональних шляхів і має пряме сполучення з Кільцевою дорогою Києва через Житомирську трасу (М-06) та інші магістралі, що дозволяє швидко здійснювати доставку товарів як до столиці, так і до західних регіонів України.

Переваги для логістики полягають у мінімізації часу на транспортування та зниженні експлуатаційних витрат на доставку вантажів завдяки зручному виїзду на магістральні шляхи, уникаючи при цьому необхідності проїзду через перевантажений центр міста.

Фактичне розташування на вулиці Білогородській, що має достатню ширину для маневрування великогабаритного транспорту, створює ідеальні умови для організації ефективних процесів приймання та відвантаження товарів. Таким чином, обрана ділянка є стратегічно вигідною з точки зору оптимізації ланцюгів постачання для різногалузевих орендарів.



Рисунок 1.1 – Розташування ділянки будівництва

1.1.2 Кліматичні умови

Район будівництва логістичного центру належить до I кліматичного району згідно [1]. Ключові кліматичні характеристики, що впливають на проектування логістичного центру, включають:

1. Розрахункова температура холодного періоду:

- температура найхолоднішої доби з забезпеченістю 0,98 для розрахунку теплової ізоляції та вибору обладнання становить -29°C [1];
- температура найбільш холодної п'ятиденки з забезпеченістю 0,98 для розрахунку теплових втрат -25°C [1].

2. Розрахункова температура теплого періоду: максимальна температура найжаркішої доби з забезпеченістю 0,95 для розрахунку систем вентиляції та кондиціювання (охолодження) становить $+28^{\circ}\text{C}$ [1].

3. Середня місячна вологість повітря [1]:

- в січні – 83%;
- в липні – 69%.

4. Характеристичне значення снігового навантаження – 1600 Па (160 кг / м²) згідно [2].
5. Характеристичне значення вітрового тиску – 400 Па (0,4 кПа) згідно [2].

1.1.3 Інженерно-геологічні та гідрологічні умови ділянки

Інженерно-геологічні вишукування на ділянці було виконано у серпні 2023 року. Загальний інженерно-геологічний розріз включає:

- насипний ґрунт (ІГЕ – 1): супісок пилюватий, твердий.
- супісок пилюватий, твердий (ІГЕ – 2).
- лесовидний супісок (ІГЕ – 3а, 3б).
- пісок мілкий (ІГЕ – 4), який є основним несучим шаром.

Відмітки устя свердловин коливаються від 160,20 м до 160,98 м.

Сейсмічність ділянки будівництва – 5 балів згідно [3] за картою районування ЗСР-2004-А.

1.2 Генеральний план

1.2.1 Обґрунтування прийнятого рішення

До складу проєктованого логістичного комплексу входить основне одноповерхове складське приміщення з системою стелажного зберігання розміром в плані 70×34 м та двоповерховий адміністративно-побутовий блок розміром в плані 40×12 м.

Ділянка будівництва має розміри 110×60 м та прямокутну форму в плані (рис. 1.2). На південно-західній стороні вона прилягає до основної проїжджої частини вулиці Білогородської. Заїзд та виїзд автотранспорту організовано через окремі ворота шириною 5 м [4]. Схема руху вантажного транспорту прийнята

наскрізною і забезпечує безперервний, односпрямований потік, мінімізуючи зустрічний рух та затори на території логістичного центру.

Навколо будівлі складу передбачено пожежний проїзд шириною 3,5 м згідно [4]. На західному фасаді встановлено протипожежні сходи відкритого типу з EI30.

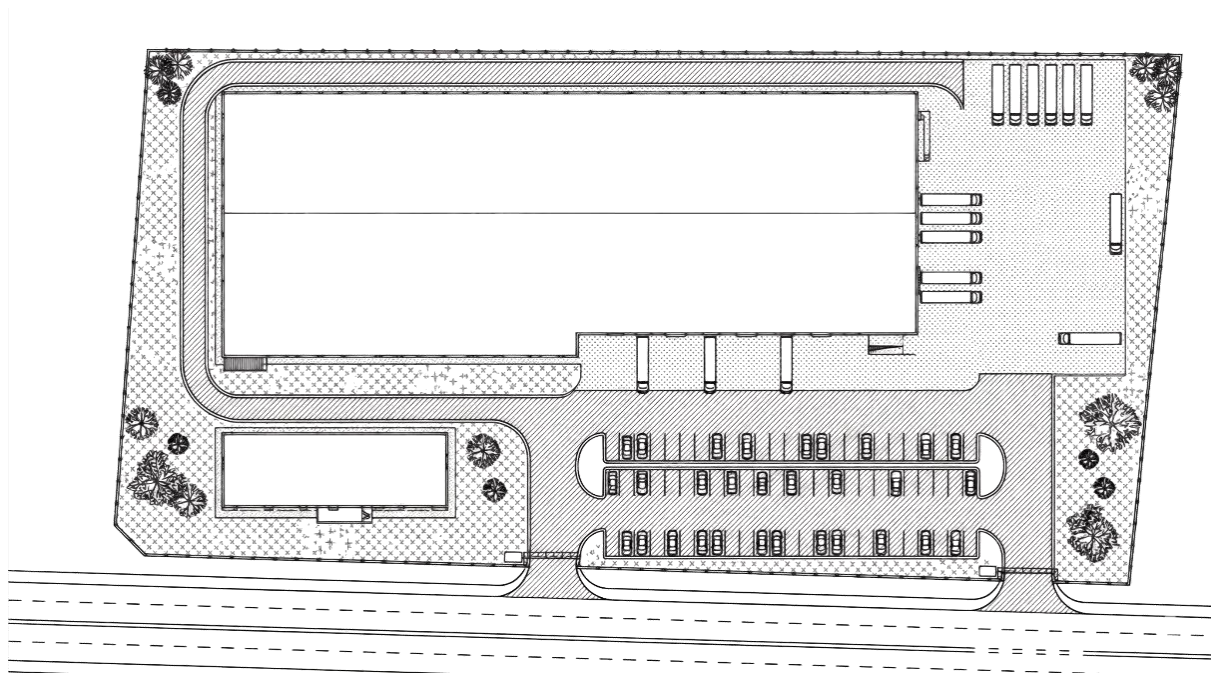


Рисунок 1.2 – Генеральний план ділянки логістичного центру

1.2.2 Розпланування, забудова та організація рельєфу ділянки

Територія ділянки огорожена та має чітке функціональне зонування, яке включає основну будівлю складу, адміністративно-побутовий блок, паркувальні місця для легкового та вантажного транспорту, а також зони озеленення. Центральне місце займає велика прямокутна будівля складу, яка є головним об'єктом забудови. Перед фасадом, ближче до дороги, на відстані 15 м розміщена окрема будівля адміністративно-побутового призначення.

Зі східного боку будівлі складу розташована площадка для маневрування та очікування вантажівок. Завантаження та розвантаження проводиться через вантажні ворота на південному фасаді складу. Перед адміністративною частиною

розташована парковка для легкових автомобілів. Покриття проїзних частин та парковок – асфальтоване, пішохідних доріжок – бруківка.

Рельєф ділянки є переважно рівним, з найбільшим перепадом висот вздовж західної сторони ділянки близько 2 м. На території логістичного центру виконано вертикальне планування для забезпечення організації водостоку в сторону вулиці Білогородської.

По периметру території передбачено озеленення у вигляді смуг газону та окремих дерев, що відокремлюють ділянку від прилеглої дороги та сусідніх територій. Загалом, розпланування ділянки забезпечує ефективну логістичну діяльність, розділяючи потоки легкового та вантажного транспорту та створюючи необхідну інфраструктуру для роботи центру.

1.2.3 Техніко-економічні показники по генплану

Техніко-економічні показники по генплану наведено в табл. 1.1.

Таблиця 1.1 – Техніко-економічні показники по генплану

№ з/п	Назва	Площа, м ²	%
1	Площа території	6600	100
2	Площа забудови	2730	41
3	Площа озеленення	900	15
4	Площа доріг, проїздів і парковок	2970	45

1.3 Архітектурно-планувальні рішення

1.3.1 Характеристика технологічного процесу

Технологічний процес у логістичному центрі розпочинається з розвантаження вантажу, коли транспортні засоби прибувають до вантажних воріт,

де відбувається переміщення палетованих товарів із вантажного напівпричепа на приймальну площадку складу за допомогою електричних навантажувачів. Після цього вантаж проходить етап приймання та ідентифікації, де відбувається звірка з супровідними документами та присвоєння унікального складського коду. З використанням інформаційної системи управління складом вантаж направляється на складування, яке здійснюється за допомогою електричного висотного штабелера, що розміщує палети на відповідні місця в стелажній системі зберігання з урахуванням ротації, сумісності та специфічних умов зберігання.

В логістичному центрі використовується сучасна стелажна система зберігання палет (рис. 1.3). Її переваги полягають у максимально ефективному використанні вертикального простору складського приміщення, що значно збільшує місткість зберігання, та забезпеченні прямого доступу до кожної палети для швидкої обробки вантажів.

Завершальним етапом є комплектація та відвантаження, коли на основі замовлення здійснюється відбір необхідної кількості товарів із зон зберігання, їх консолідація, пакування та маркування, а потім підготовлені вантажі подаються до експедиційних воріт для завантаження у вихідний транспортний засіб, завершуючи логістичний цикл.

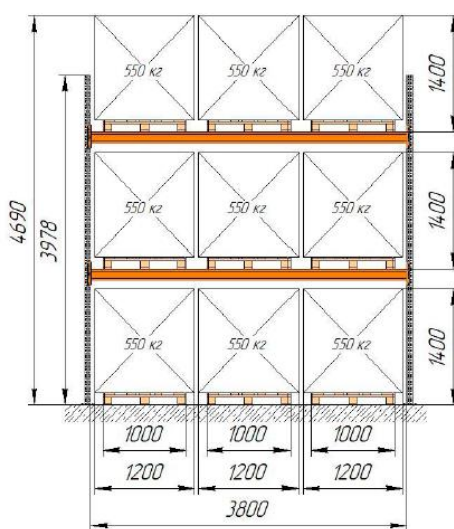


Рисунок 1.3 – Приклад системи стелажного зберігання палет

1.3.2 Опис прийнятого рішення та його обґрунтування

Проектована складська будівля логістичного центру є одноповерховим, прямокутним у плані об'єктом, що має чітку функціональну спрямованість як багатофункціональний складський комплекс для розміщення стелажних систем зберігання.

Будівля має значні габаритні розміри, що визначаються сіткою колон. Загальна довжина будівлі по осі 1–13 становить 69,86 м (з урахуванням крайніх прольотів 4,93 м, і внутрішніх прольотів по 6 м), тоді як ширина будівлі по осі А–Г складає 34,17 м (формується внутрішніми прольотами 6 м і крайніми 4,8 м та 5 м). Прольоти поперечних рам у центральній частині будівлі становлять 17 м, що є ефективним рішенням для розміщення сучасних стелажних систем та забезпечення маневрування складської техніки.

Абсолютна відмітка чистої підлоги на рівні 0,000 м відповідає відмітці 161,90 м. Висота будівлі від рівня підлоги до низу несучих конструкцій покриття становить 9,770 м по лінії розташування ферм, що відповідає вимогам до висотних складів. Максимальна відмітка верху покрівлі досягає +13,330 м.

На фасаді в осях 8–9 та 9–10 передбачені промислові ворота для завантаження та розвантаження вантажів з автомобільного транспорту на відмітці +0,000 м. В осях 1–2, 3–4 та 12–13 передбачені входні групи для персоналу, обладнані зовнішніми металевими сходами.

1.4 Відомості про опорядження будівлі

Зовнішні стіни будівлі складу влаштовані із сендвіч-панелей з мінераловатним утеплювачем, облицювання з профлистів, колір RAL7015. Цоколь облицьований морозостійким керамогранітом, колір RAL 7015.

Вхідні двері металеві протипожежні, колір RAL7024. Внутрішні двері – металопластикові. Вікна металопластикові з двокамерним склопакетом.

1.5 Енергоефективність

1.5.1 Заходи щодо підвищення енергоефективності

При проектуванні приміщення логістичного центру прийнято наступні заходи щодо підвищення його енергоефективності:

- зовнішні металеві двері з шаром утеплювача з базальтової вати та подвійним контуром ущільнення;
- вікна металопластикові з двокамерним склопакетом;
- зовнішнє огороження з шаром мінераловатного утеплювача;
- конструкція покрівлі з шаром мінераловатного утеплювача;
- система повітряного опалення з системою кондиціонування, що обладнана пристроями рекуперації;
- передбачена можливість влаштування сонячних панелей на покрівлі.

1.5.2 Теплотехнічний розрахунок огорожуючих конструкцій

На основі даних про кліматичні умови району будівництва (розділ 1.1) та прийнятих конструктивних рішень складської будівлі, виконаємо теплотехнічний розрахунок огорожуючих конструкцій для визначення необхідного шару утеплювача згідно вимог [5].

Детальний розрахунок наведено в додатку А.

За результатами теплотехнічного розрахунку приймаємо товщину мінераловатного утеплювача для стінових сендвіч-панелей 100 мм, для конструкції покрівлі – 100 мм.

1.6 Конструктивні рішення

Конструктивну основу будівлі складає металевий каркас, що складається з колон та несучих ферм покриття. Крок колон у поздовжньому (осі 1–13) напрямку

6 м, в поперечному (осі А–Г) напрямку 17 м, що обумовлено плануванням зон стелажного зберігання. Стійкість каркаса забезпечується системою вертикальних та горизонтальних зв'язків.

В основі будівлі використовуються окремо розташовані стовпчасті фундаменти, заглиблені до відмітки $-3,600$ м. По периметру будівлі передбачено стрічковий монолітний цоколь, що піднімається над рівнем землі до рівня чистої підлоги.

Огороджувальні конструкції стін виконані із тришарових сендвіч-панелей на основі металевого профілю. Стінові панелі мають наступний склад:

- металопрофіль фасадний Т20 товщиною 0,5 мм;
- вітробар'єр;
- термопрокладка;
- теплоізоляція з мінеральної вати товщиною 100 мм;
- пароізоляція;
- металопрофіль стіновий внутрішній Т20 товщиною 0,5 мм.

Таким чином, стіни забезпечують необхідну теплоізоляцію та швидкість монтажу. Фасади будівлі мають горизонтальне членування та включають віконні прорізи по всій довжині для забезпечення природного освітлення, розташовані на відмітці $+5,000$ м та $+8,000$ м від рівня підлоги.

Конструкція покриття є багатошаровою, несучими елементами є металеві ферми та прогони. Склад покрівельного пирога включає:

- профнастил ТР46 товщиною 0,6 мм;
- пароізоляційний шар;
- полімерна термопрокладка;
- теплоізоляція з мінеральної вати товщиною 100 мм;
- полімерна мембрана (гідроізоляційний шар);
- профнастил ТР46 товщиною 0,6 мм.

Форма покрівлі двосхила з незначним ухилом до країв, що забезпечує організоване відведення дощових і талих вод. Максимальна висота гребеня досягає +13,330 м, а карнизів — +11,300 м та +11,000 м.

Покриття підлоги в основному складському об'ємі виконано як промислова наливна бетонна підлога, що обумовлено необхідністю витримувати високі навантаження від стелажів та складської техніки. Конструкція підлоги включає (рис. 1.4):

- фінішне покриття – топінгове з просоченням лаковим покриттям;
- монолітна залізобетонна плита товщиною 250 мм з бетону класу С20/25 з армуванням сіткою Ø14s200 А400С;
- шиповидна геомембрана;
- бетонна підготовка товщиною 100 мм з бетону класу С8/10;
- гідроізоляція – поліетиленова плівка;
- підстиляючий шар – утрамбований щебінь фракції 10 – 40 мм товщиною 350 мм;
- пошарово ущільнений ґрунт основи.

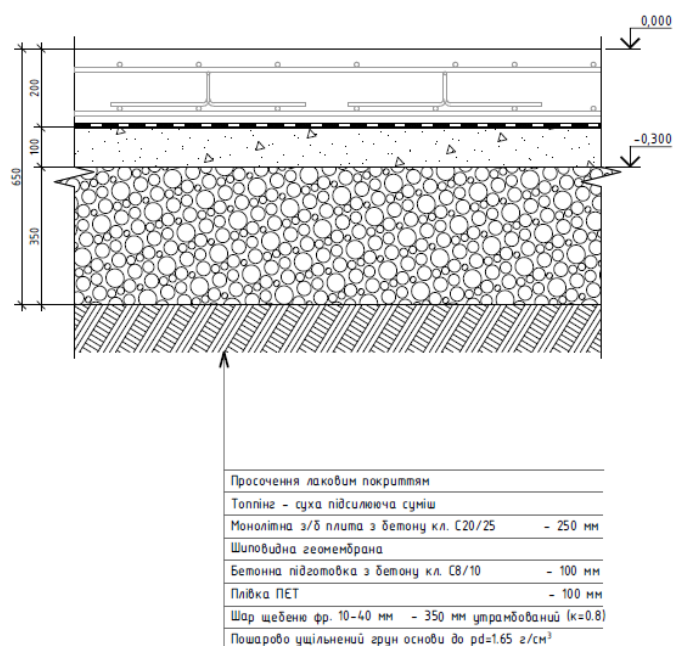


Рисунок 1.4 – Конструкція підлоги складської будівлі

1.7 Інженерні мережі і обладнання

Для забезпечення повноцінного функціонування логістичного центру запроектовано комплекс інженерних мереж, що включає електропостачання для освітлення та технологічного обладнання, системи водопостачання та водовідведення (господарсько-питного та промислово-дощового), системи повітряного опалення та вентиляції для підтримки необхідного температурно-вологісного режиму зберігання, а також слабкострумові мережі для пожежної сигналізації, системи контролю доступу та телекомунікацій. Передбачена можливість розширення системи енергопостачання шляхом влаштування сонячних панелей на покрівлі.

1.8 Висновки за розділом 1

В архітектурно-будівельному розділі наведено дані про кліматичні та інженерно-геологічні умови району будівництва, прийняті рішення по генплану забудови ділянки логістичного центру. Обґрунтовано основні архітектурно-планувальні та конструктивні рішення для складської будівлі з стелажними системами зберігання. Виконано теплотехнічний розрахунок огорожуючих конструкцій з визначенням необхідної товщини шару мінераловатного утеплювача.

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

2.1 Визначення навантажень на конструкції

2.1.1 Постійні навантаження від огорожуючих конструкцій

Сендвіч-панелі зовнішнього огороження не включаються в розрахункову модель, тому потрібно визначити і прикласти до неї постійне навантаження від їх ваги. Для цього виконаємо збір навантажень на 1 м^2 покриття (табл. 2.1) та стінового огороження (табл. 2.2).

Тоді навантаження від огорожуючих конструкцій покрівлі на 1 м.п. прогону при кроці прогонів $b = 2,44\text{ м}$ складе

Таблиця 2.1 – Збір навантажень від огорожуючих конструкцій покрівлі

Елемент	Експлуатаційне навантаження, кН/м^2	Коефіцієнт надійності за граничним навантаженням	Розрахункове граничне навантаження, кН/м^2
Профільований лист ($t = 0,6\text{ мм}$)	0,054	1,1	0,059
Мінеральна вата ($\rho = 35\text{ кг / м}^3$, $t = 100\text{ мм}$)	0,035	1,05	0,037
Профільований лист ($t = 0,6\text{ мм}$)	0,054	1,1	0,059
Разом:	0,143		0,155

$$q_r = g_r b = 0,155 \cdot 2,44 = 0,378 \text{ кН/м}.$$

Навантаження від стінового огородження прикладемо як рівномірно розподілене навантаження у вертикальному напрямі на колони та стійки фахверку:

$$q_w = g_w B = 0,2 \cdot 6 = 1,2 \text{ кН/м}.$$

Таблиця 2.2 – Збір навантажень від зовнішнього стінового огородження

Елемент	Експлуатаційне навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт надійності за граничним навантаженням	Розрахункове граничне навантаження, кН/м ²
Швелер гнутий 120×60×2, 2 шт.	0,068	1,05	0,071
Профільований лист (t = 0,5 мм)	0,042	1,1	0,046
Мінеральна вата (ρ = 35 кг / м ³ , t = 100 мм)	0,035	1,05	0,037
Профільований лист (t = 0,5 мм)	0,042	1,1	0,046
Разом:	0,187		0,2
Вікна (2х-камерний склопакет)	0,3	1,1	0,33

Для більш точного врахування способу кріплення стінового огородження до колон, визначимо додаткові моменти на колони, які прикладемо по середині їх висоти:

$$M_w = q_w H(t_w / 2 + e) = 1,2 \cdot 9,77 \cdot (0,1 / 2 + 0,12) = 1,99 \text{ кНм},$$

де e – відстань між внутрішньою поверхнею огородження та гранню колони, яка рівна ширині кріпильного елемента – гнutoго швелера $120 \times 60 \times 2$; t_w – прийнята товщина сендвіч-панелі стінового огородження.

Додаткові моменти на стійки фахверку від ексцентриситету кріплення стінових панелей визначаємо аналогічно.

Схема прикладеного навантаження наведена на рис. 2.1.

2.Завантаження 2 - вага огородження

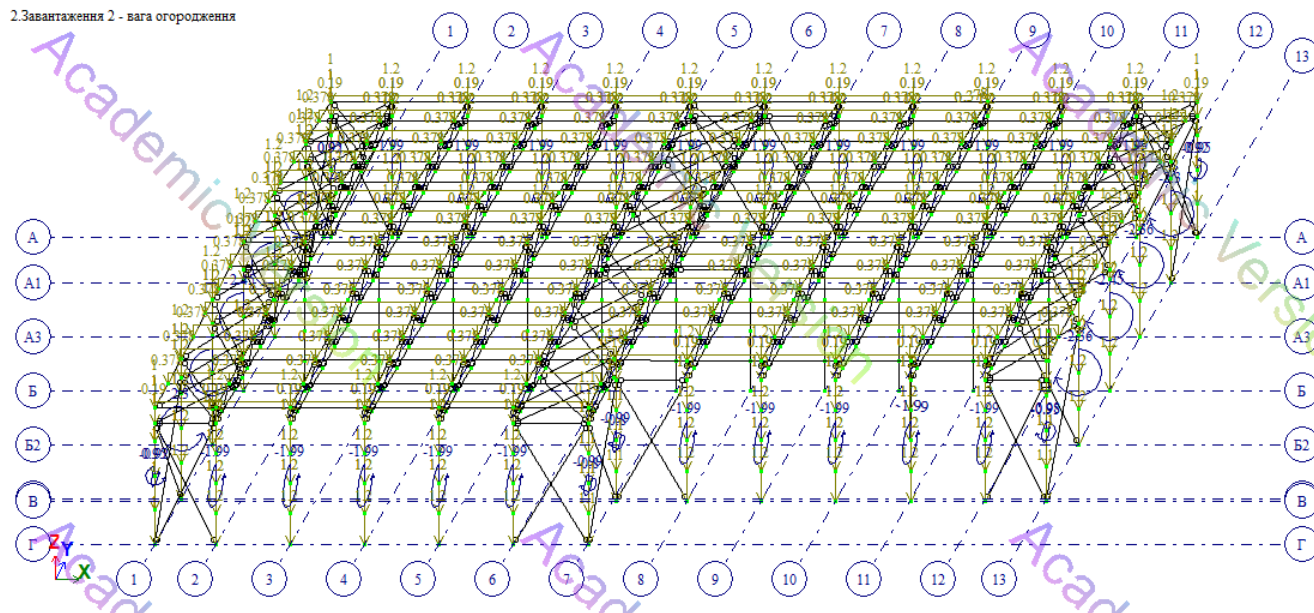


Рисунок 2.1 – Постійне навантаження від огорожуючих конструкцій

2.1.2 Снігове навантаження

Виберемо розрахункові схеми для розрахунку складської будівлі логістичного центру на дію снігового навантаження. Оскільки ухил покрівлі запроектовано $i = 0,06 \approx 3,43^\circ$, то згідно [2] достатньо обмежитися розрахунковою схемою 1 – випадок рівномірного навантаження на покрівлю.

Характеристичне значення снігового навантаження для Київської області становить $S_0 = 1,6$ кПа [2].

Граничне розрахункове значення навантаження на горизонтальну проекцію покриття визначаємо як

$$S_m = \gamma_{fm} S_0 \mu C_e C_{alt} \quad (2.1)$$

«де $C_{alt} = 1$ – коефіцієнт географічної висоти;

$C_e = 1$ – коефіцієнт особливостей режиму експлуатації;

$\mu = 1$ – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву землі до снігового навантаження на покриття для розрахункової схеми 1;

γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням». [11]

Для визначення коефіцієнту надійності задаємося значенням терміну експлуатації будівлі $T_{ef} = 60$ років [2]. Середній період повторюваності для снігового навантаження буде $T = T_{ef} = 60$ років, тоді коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням $\gamma_{fm} = 1,04$ [2].

Підставивши значення, визначимо

$$S_m = 1,04 \cdot 1,6 \cdot 1 \cdot 1 = 1,664 \text{ кПа}.$$

В розрахунковій моделі снігове навантаження прикладемо як рівномірно розподілене вздовж прогонів покриття. Враховуючи крок прогонів $b = 2,44$ м, величина цього навантаження складе

$$q_{Sm} = S_m b = 1,664 \cdot 2,44 = 4,06 \text{ кН / м}.$$

Коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням $\gamma_{fe} = 0,49$ при $\eta = 0,02$ [2].

Тоді відношення коефіцієнтів $\gamma_{fm} / \gamma_{fe} = 1,04 / 0,49 = 2,12$, що задається в ЛІРА-САПР для перевірки за другим граничним станом.

Снігове навантаження, прикладене до елементів каркасу, наведено на рис. 2.2.

3.Завантаження 3 - сніг

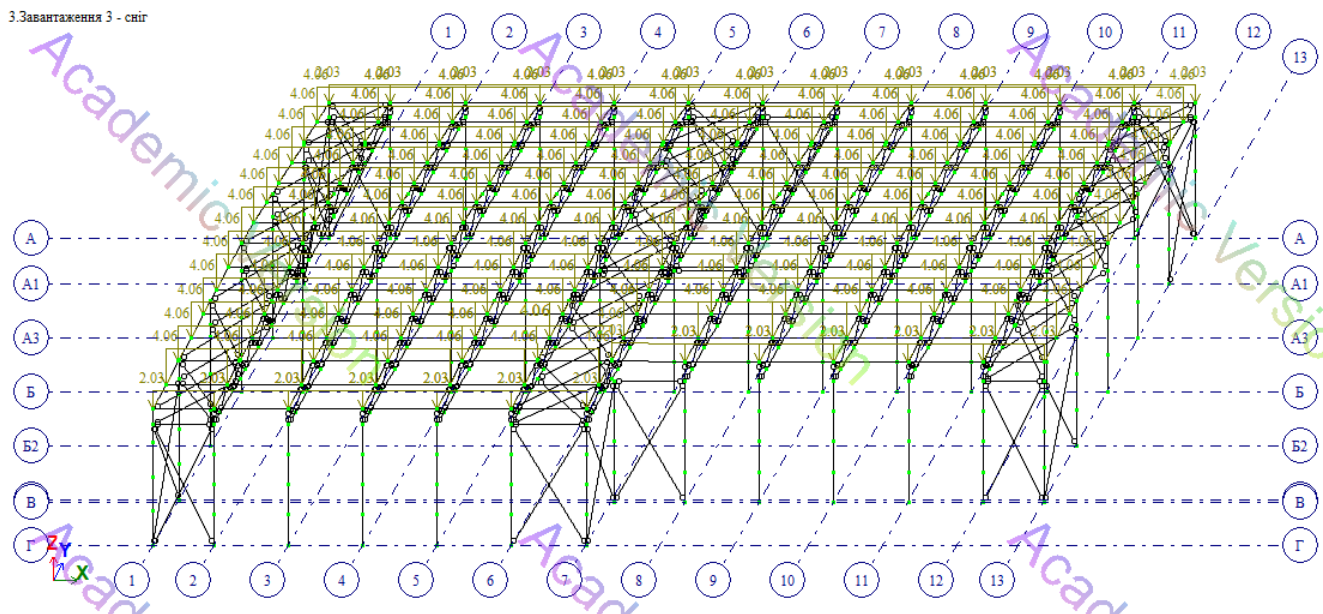


Рисунок 2.2 – Снігове навантаження

2.1.3 Вітрове навантаження

Визначимо розрахункову схему для вітрового навантаження.

Оскільки будівля одноповерхова з максимальною висотою менше 30 м, можемо використовувати спрощений розрахунок, беручи до уваги тільки статичну складову вітрового навантаження [6].

Складська будівля логістичного центру має розміри в плані $L_x = 70$ м, $L_y = 35$ м, $H = 13,3$ м.

Характеристичне значення вітрового навантаження для району будівництва $W_0 = 400$ Па [2].

Коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням приймемо $\gamma_{fm} = 1,035$, оскільки прийнятий термін експлуатації складської будівлі логістичного центру $T_{ef} = 60$ років і середній період повторюваності навантаження $T = T_{ef} = 60$ років [2].

Визначимо граничне розрахункове значення для статичної складової вітрового навантаження W_m за формулою

$$W_m = \gamma_{fm} W_0 C, \quad (2.2)$$

де C – коефіцієнт, що включає в себе наступні параметри:

$$C = C_{aer} C_h C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d \quad (2.3)$$

де значення всіх коефіцієнтів визначимо далі.

Оскільки майданчик будівництва логістичного центру розміщений в приміській зоні промислової забудови м. Боярка, приймаємо тип місцевості III. Тоді коефіцієнт висоти $C_h = 1,75$.

Коефіцієнт географічної висотності для м. Боярка Київської області $C_{alt} = 1$.

Коефіцієнт рельєфу ділянки будівництва $C_{rel} = 1$.

Коефіцієнт напрямку вітру приймаємо $C_{dir} = 1$.

Коефіцієнт динамічності буде залежати від напрямку вітру та розміру будівлі в перпендикулярному напрямку. Визначаємо його за графіками з [2] для будівель з сталевим каркасом. При вітрі вздовж осі X $C_{dx} = 0,95$, при вітрі вздовж осі Y $C_{dy} = 0,9$.

Аеродинамічний коефіцієнт $C_{aer} = C_e$ залежить від типу будівлі та напрямку вітру і визначається за [2]. Складська будівля логістичного центру має двосхиле покриття, тому для визначення даного коефіцієнту приймаємо розрахункову схему №2.

Значення коефіцієнту визначаємо для двох випадків напрямку дії вітру – вздовж осей будівлі X та Y – та для різних поверхонь відповідно до прийнятої схеми (рис. 2.3).

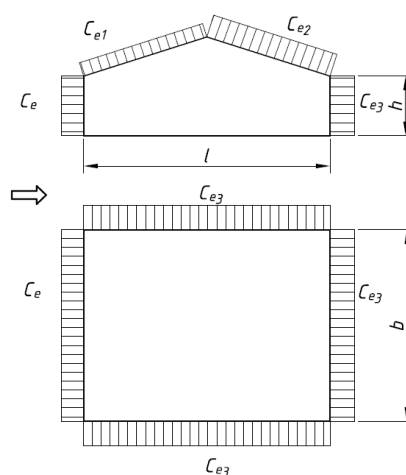


Рисунок 2.3 – Схема №2 для визначення аеродинамічного коефіцієнту

Для вітру вздовж осі X: $b = 35$ м, $l = 70$ м, $h = 11$ м. Відношення розмірів $h/l = 0,157$, $b/l = 0,5$. Тоді для поверхонь, позначених на рис. 2.3:

$$C_{aer\ x} = C_e = 0,8$$

$$C_{aer1\ x} = C_{e1} = -0,094$$

$$C_{aer2\ x} = C_{e2} = -0,4$$

$$C_{aer3\ x} = C_{e3} = -0,4$$

Для вітру вздовж осі Y: $b = 70$ м, $l = 35$ м, $h = 11$ м. Відношення розмірів $h/l = 0,314$, $b/l = 2$. Тоді для поверхонь, позначених на рис. 2.3

$$C_{aer\ y} = C_e = 0,8$$

$$C_{aer1\ y} = C_{e1} = -0,158$$

$$C_{aer2\ y} = C_{e2} = -0,4$$

$$C_{aer3\ y} = C_{e3} = -0,5$$

Використовуючи визначені коефіцієнти, за (2.2) обчислимо граничне розрахункове значення вітрового навантаження W_m для поверхонь.

Для вітру вздовж осі X:

- навітрена стіна

$$W_m = 1,035 \cdot 400 \cdot 0,8 \cdot 1,75 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,95 = 550,62 \text{ Па};$$

- підвітрена і бокові стіна

$$W_m = 1,035 \cdot 400 \cdot (-0,4) \cdot 1,75 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,95 = -275,31 \text{ Па};$$

- навітрений скат покрівлі

$$W_m = 1,035 \cdot 400 \cdot (-0,094) \cdot 1,75 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,95 = -64,89 \text{ Па};$$

- підвітрений скат покрівлі

$$W_m = 1,035 \cdot 400 \cdot (-0,4) \cdot 1,75 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,95 = -275,31 \text{ Па};$$

Для вітру вздовж осі Y:

- навітрена стіна $W_m = 1,035 \cdot 400 \cdot 0,8 \cdot 1,75 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,9 = 521,64 \text{ Па};$

- підвітрена і бокові стіна

$$W_m = 1,035 \cdot 400 \cdot (-0,5) \cdot 1,75 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,9 = -326,03 \text{ Па};$$

- навітрений скат покрівлі

$$W_m = 1,035 \cdot 400 \cdot (-0,158) \cdot 1,75 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,9 = -103,4 \text{ Па};$$

- підвітрений скат покрівлі

$$W_m = 1,035 \cdot 400 \cdot (-0,4) \cdot 1,75 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,9 = -260,82 \text{ Па}.$$

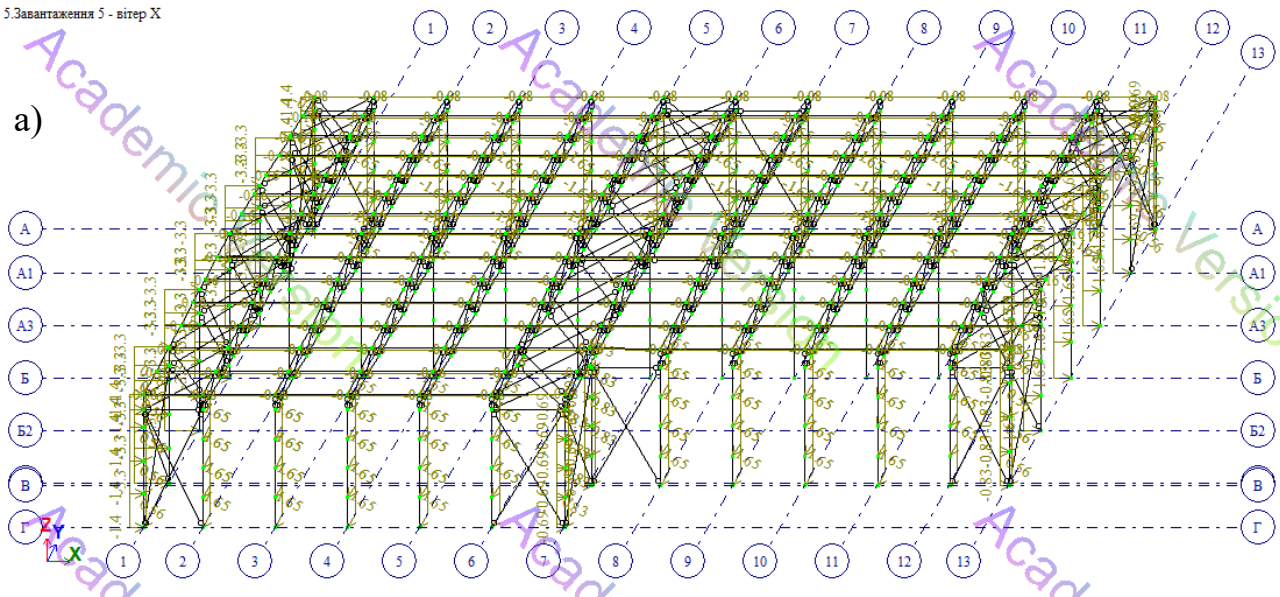
Дані навантаження приведемо до рівномірно розподіленого навантаження на колони, стійки фахверку та прогони покриття, аналогічно як це було зроблено в попередніх підрозділах. Для цього використовуємо значення кроку колон та стійок фахверку $B = 6 \text{ м}$ та кроку прогонів покриття $b = 2,44 \text{ м}$.

Коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням $\gamma_{fe} = 0,21$ при $\eta = 0,02$ [2].

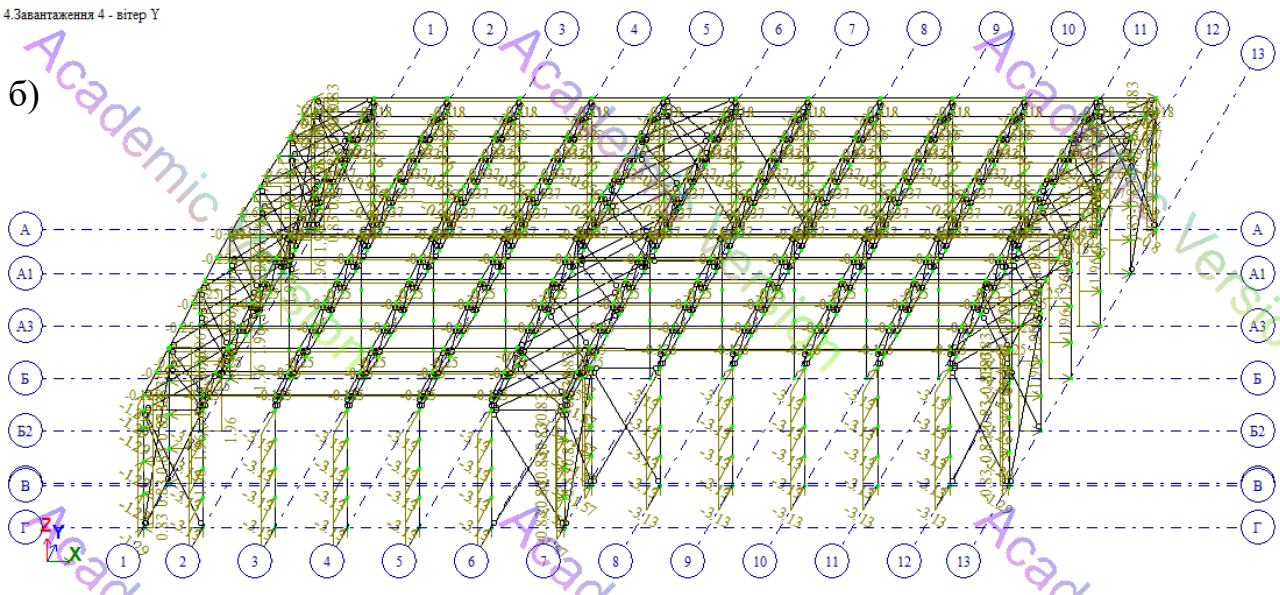
Тоді відношення коефіцієнтів $\gamma_{fm} / \gamma_{fe} = 1,035 / 0,21 = 4,93$, що задається в ЛПРА-САПР для перевірки за другим граничним станом.

Схема прикладеного до каркасу вітрового навантаження вздовж осей X та Y наведена на рис. 2.4. При формуванні розрахункових сполучень зусиль статичну складову вітрового навантаження визначаємо як короткочасне навантаження. Точне врахування цього впливу в комбінації з постійними та сніговими навантаженнями є необхідною умовою для забезпечення цілісності огорожувальних конструкцій складської будівлі логістичного центру.

5.Завантаження 5 - вітер X



4.Завантаження 4 - вітер Y



а) – вздовж осі X; б) – вздовж осі Y.

Рисунок 2.4 – Вітрове навантаження

2.2 Розрахунок елементів металевого каркасу

2.2.1 Визначення розрахункових зусиль в перерізах конструкції

Для розрахунку елементів металевого каркасу та фундаментів складської будівлі логістичного центру використаємо просторову розрахункову модель в програмному комплексі ЛІРА-САПР (рис. 2.5).

1.Завантаження 1 - власна автоматично

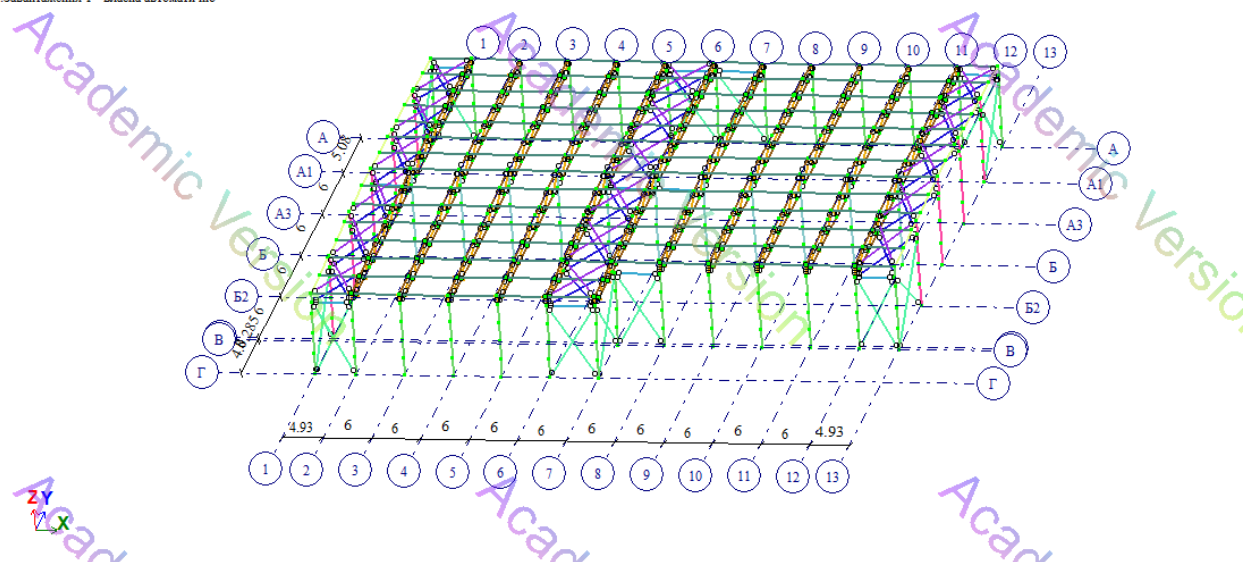


Рисунок 2.5 – Розрахункова модель металевого каркасу складської будівлі
логістичного центру

Конструктивно каркас складається з 11 поперечних рам з кроквяними фермами, розміщеними вздовж цифрових осей 2–12 з кроком 6 м. Прольоти поперечних рам становлять 17 і 17 м в осях 2–7 та 17 і 12,3 м в осях 8–12. Вузли сполучення ферм з колонами прийнято шарнірними [7, 8].

Вздовж осей 1 та 13 розміщені стійки фахверку з кроком 6 м, які сполучаються з балками покриття.

Для забезпечення просторової жорсткості металевого каркасу влаштовано систему горизонтальних та вертикальних зв'язків між поперечними рамами, що утворюють жорсткі діафрагми в осях 1–2, 6–7 та 12–13. Передбачено влаштування Х-подібних горизонтальних зв'язків по нижніх і верхніх поясах ферм, а також горизонтальних розпірок між колонами в рівні нижніх поясів кроквяних ферм.

Вертикальні Х-подібні зв'язки розташовані в крайніх прольотах стін біля кутових колон, а також в прольотах між осями 6–7 та 7–8. Вузли сполучення зв'язків з елементами каркасу задамо шарнірними. Розташування вертикальних зв'язків між колонами середнього ряду не допускається з міркувань необхідності

забезпечити безперешкодний рух електронавантажувачів та переміщення вантажів в приміщенні складської будівлі.

Через це колони поперечних рам та стійки фахверку закріплені до фундаментів жорстко, що дозволяє їм сприймати горизонтальні навантаження та ефективно передавати їх на фундаменти.

Розрахунок проведемо на навантаження від власної ваги елементів каркасу (розраховано автоматично), ваги огорожуючих конструкцій, снігового навантаження та вітрового навантаження вздовж осей X та Y. Оскільки сейсмічність майданчика будівництва становить 5 балів, додаткове врахування динамічного сейсмічного навантаження для складської будівлі класу відповідальності СС1 не потрібно.

Розрахунок проведемо за розрахунковими сполученням зусиль з коефіцієнтами, що наведені в табл. 2.3. При цьому вітрові навантаження в різних напрямках оголосимо взаємовиключними.

Для коректного розрахунку прогинів горизонтальних елементів схеми задамо розкріплення на кінцях конструктивних або скінченних елементів.

Таблиця 2.3 – Коефіцієнти РСЗ

№ заван.	Ім'я завантаження	Вид	Коефіцієнти сполучень		
			1 основ.	2 основ.	Аварійн.
1	Завантаження 1 – власна вага	Стала (П)	1	1	0,9
2	Завантаження 2 – вага огороження	Стала (П)	1	1	0,9
3	Завантаження 3 – сніг	Короткочасна (К)	1	0,9	0,5
4	Завантаження 4 – вітер Y	Короткочасна (К)	1	0,9	0,5
5	Завантаження 5 – вітер X	Короткочасна (К)	1	0,9	0,5

Під час розрахунку для складських будівель приймемо коефіцієнт надійності за призначенням $\gamma_n = 0,95$ [9].

Для елементів металевого каркасу приймемо сталь С255 за [10].

Всім стержневим елементам каркасу складської будівлі логістичного центру задамо типи перерізів відповідно до табл. 2.4. Просторовий вигляд моделі каркасу з призначеними жорсткостями показано на рис. 2.6.

Таблиця 2.4 – Типи перерізів елементів каркасу

№	Елемент	Переріз
1	Пояс кроквяної ферми	Труба прямокутна
2	Розкоси кроквяної ферми	Труба квадратна
3	Горизонтальні зв'язки	Труба квадратна
4	Вертикальні зв'язки	Труба квадратна
5	Прогони покриття	Швелер
6	Колони крайнього ряду	Два швелера
7	Колони середнього ряду	Два швелера
8	Стійки фахверку	Два швелера
9	Балка	Двотавр

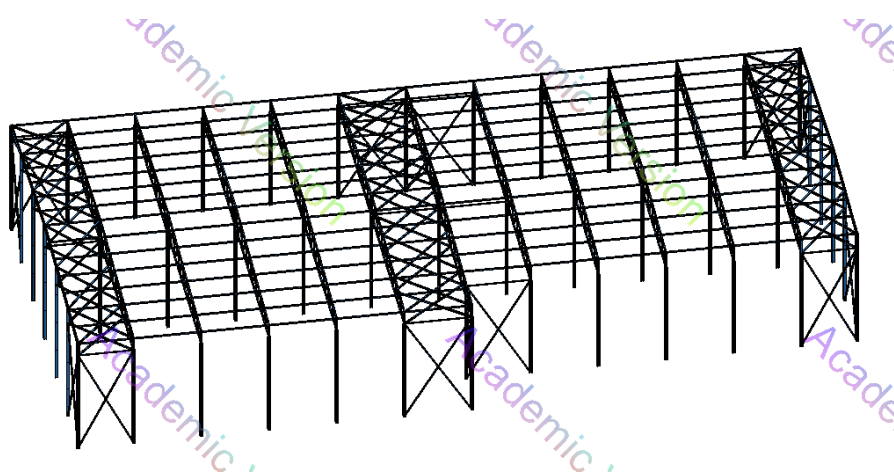


Рисунок 2.6 – Просторовий вигляд моделі каркасу з призначеними жорсткостями

Розрахунок виконаємо в лінійній постановці. Всі елементи каркасу прийнято елементами першого класу згідно [11].

Для підбору перерізів елементів металевого каркасу за РСЗ додатково задамо групи уніфікації скінченних елементів за типами жорсткостей, котрі наведені в табл. 2.4. Це дозволяє підібрати для них єдиний необхідний переріз в рамках всієї конструкції.

Розрахунок для підбору перерізів виконаємо за дві ітерації. На першій задаємо вихідні перерізи елементів та виконуємо автоматичний збір їх власної ваги. На другій ітерації призначаємо елементам схеми перерізи, підібрані за результатами підбору, та відповідно коригуємо значення автоматично зібраної власної ваги. Після цього повторно виконуємо розрахунок.

2.2.2 Розрахунок за граничними станами першої групи

Після виконання розрахунку отримаємо значення внутрішніх зусиль в усіх елементах металевого каркасу складської будівлі логістичного центру для кожного з завантажень. Для аналізу сумісної дії різних завантажень використаємо огинаючі епюр внутрішніх зусиль.

На рис. 2.7 показано огинаючу епюр нормальних зусиль в колонах та стійках фахверку. Можемо бачити, що нормальні зусилля в колонах середнього ряду значно більші за зусилля в колонах крайніх рядів. Максимальне значення складає 273,5 кН.

Огинаючі згинаючих моментів в колонах та стійках фахверку наведено на рис. 2.8.

Максимальні значення досягаються в нижніх вузлах колон, де змодельовано жорстке закріплення до фундаментів. Максимальне значення моментів M_y становлять 37 кНм в стійках фахверку, а для моментів M_z – 59,8 кНм в колонах крайнього ряду.

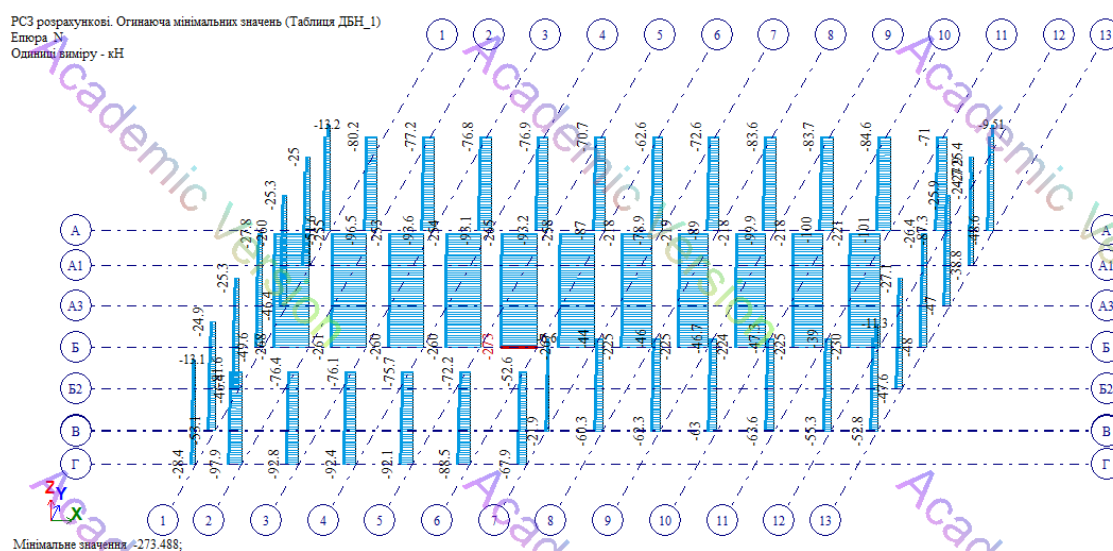
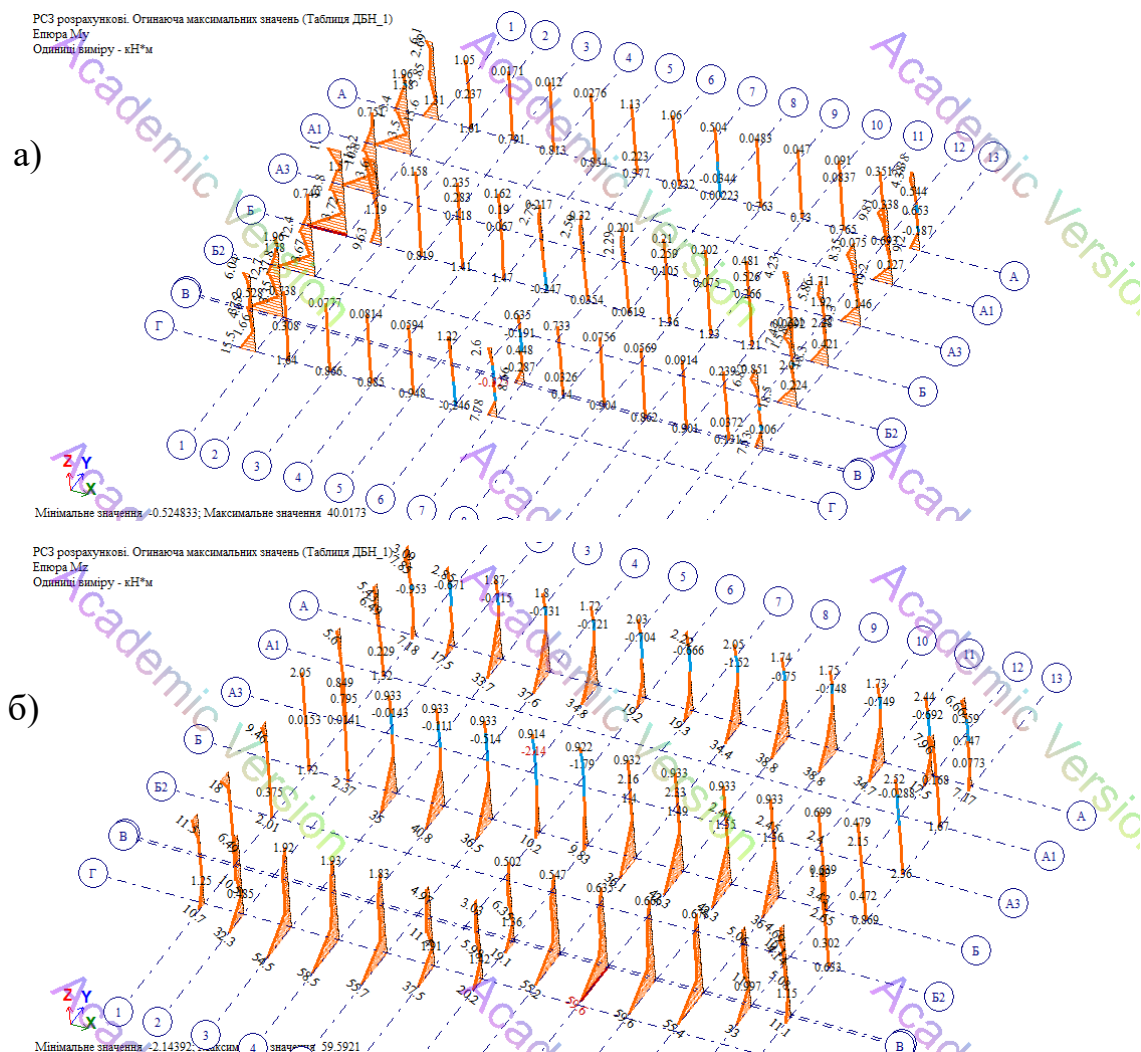


Рисунок 2.7 – Огинаюча нормальних зусиль в колонах та стійках фахверку за РС3



а) – по M_y ; б) – по M_z .

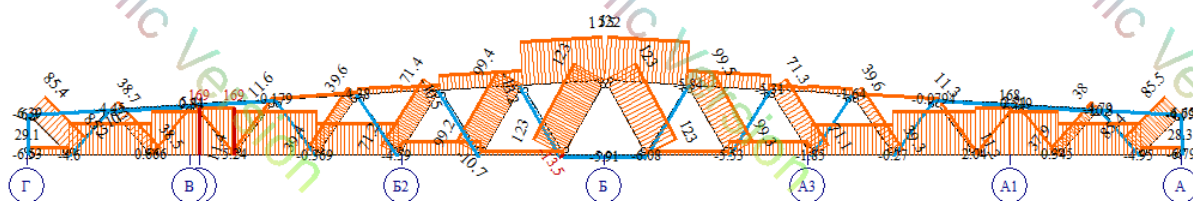
Рисунок 2.8 – Огинаючі згинаючих моментів в колонах та стійках фахверку

Огинаючі нормальних зусиль в кроквяній фермі показано на рис. 2.9. Максимальне значення розтягуючих зусиль в нижньому поясі за розрахунковими сполученнями зусиль складає 169 кН. Максимальне значення стискуючих зусиль у верхньому поясі становить 149 кН.

Максимальні нормальні зусилля в стиснутих розкосах ферми становлять 125 кН, в розтягнутих 123 кН.

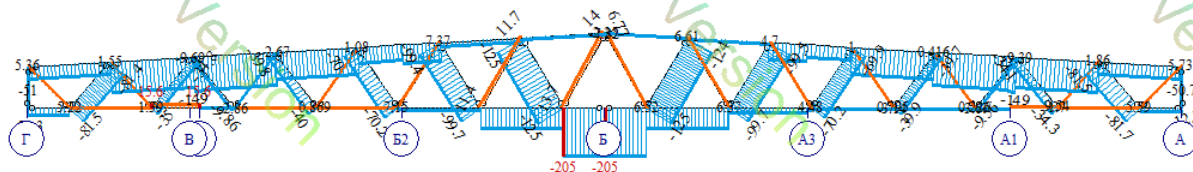
РСЗ розрахункові. Огинаюча максимальних значень (Таблиця ДБН_1)
Елемент №
Одиничні виміри - кН

а)



РСЗ розрахункові. Огинаюча мінімальних значень (Таблиця ДБН_1)
Елемент №
Одиничні виміри - кН

б)



а) – максимальні; б) – мінімальні.

Рисунок 2.9 – Огинаючі нормальних зусиль в кроквяній фермі за РСЗ

За результатами підбору перерізів елементів металевого каркасу за першим граничним станом з умов міцності та стійкості (рис. 2.10) бачимо, що всі елементи проходять відповідні перевірки. Максимальний відсоток вичерпання несучої здатності близько 100%.

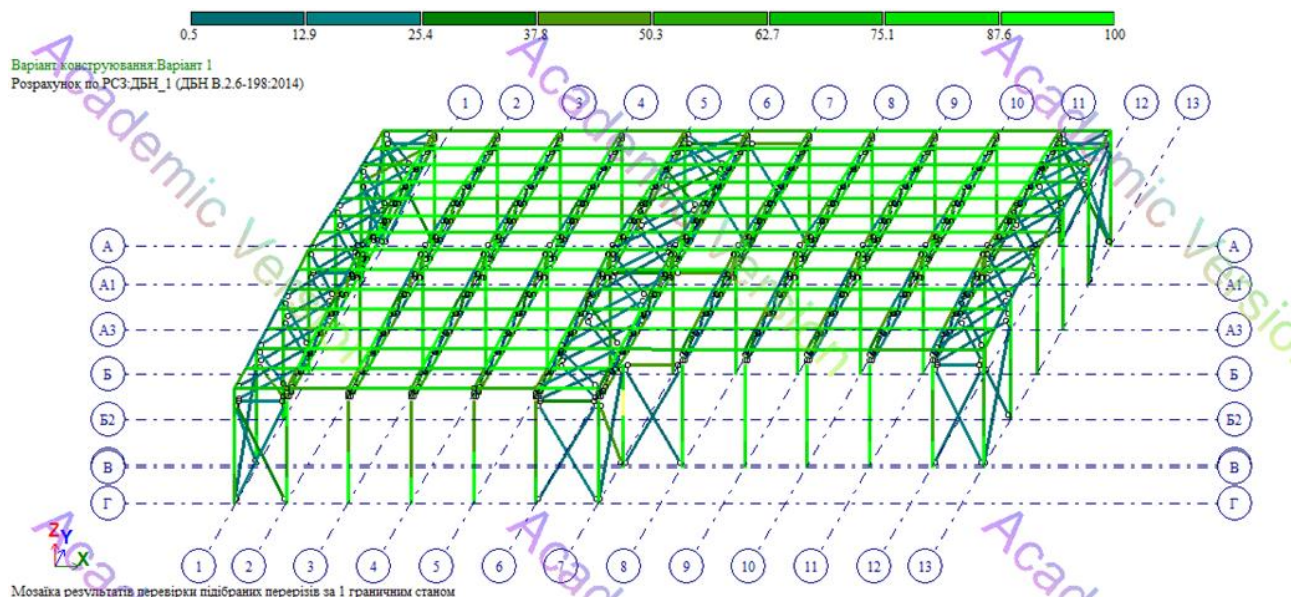


Рисунок 2.10 – Відсотки вичерпання несучої здатності перерізів за першим граничним станом

2.2.3 Розрахунок за граничними станами другої групи

Результати перевірки підібраних перерізів за граничними станами другої групи показано на рис. 2.11. Максимальне значення наближається до 100%.

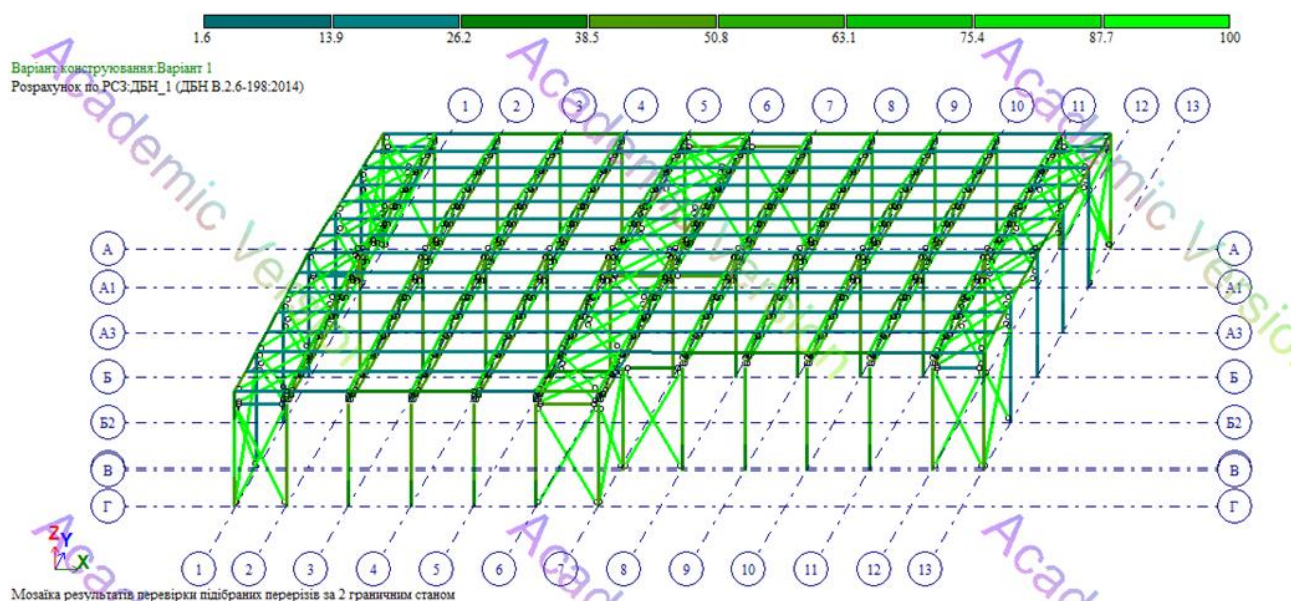


Рисунок 2.11 – Відсотки вичерпання несучої здатності перерізів за другим граничним станом

Результати перевірки підібраних перерізів за місцевою стійкістю показано на рис. 2.12. Максимальний відсоток вичерпання несучої здатності становить 80%.

Визначені відсотки вичерпання вказують на те, що підібрані перерізи задовольняють всім перевіркам згідно [11]. Підібрані перерізи для елементів металевого каркасу складської будівлі з врахуванням уніфікації наведено в табл. 2.5.

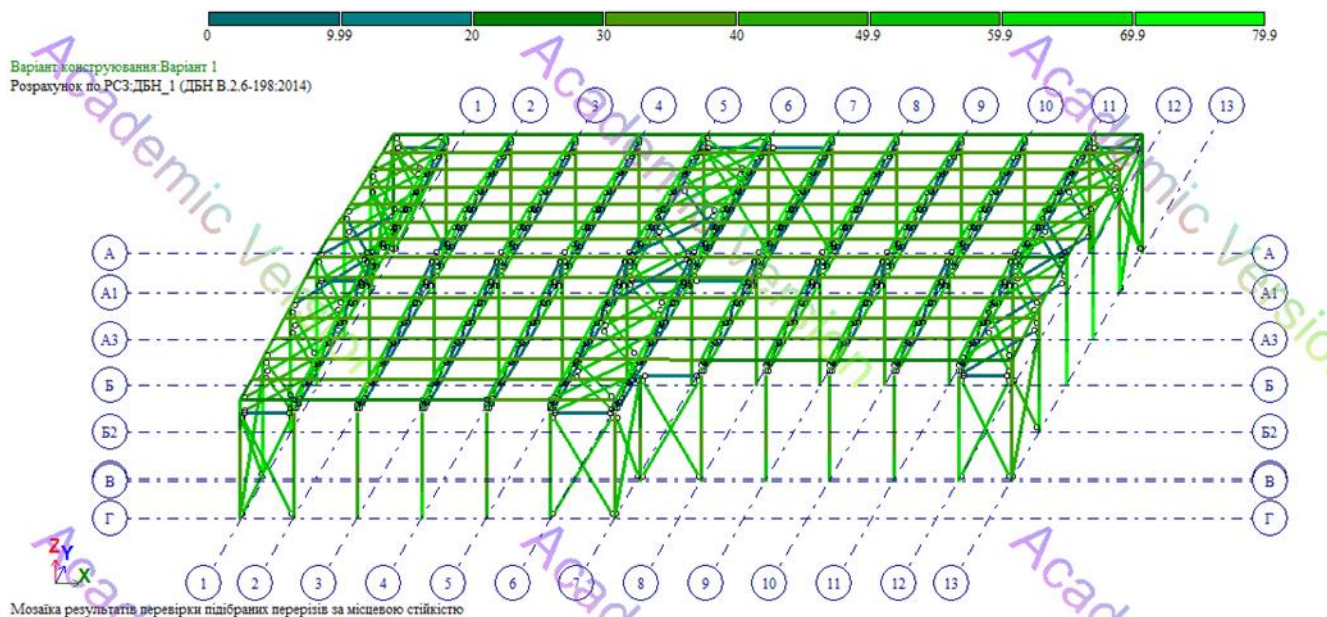


Рисунок 2.12 – Відсотки вичерпання несучої здатності перерізів за місцевою стійкістю

Таблиця 2.5 – Результати підбору перерізів елементів металевого каркасу

№	Елемент	Переріз
1	2	3
1	Нижній пояс кроквяної ферми	Труба прямокутна 100x50x3
2	Верхній пояс кроквяної ферми	Труба прямокутна 100x60x3,5
3	Розкоси кроквяної ферми	Труба квадратна 80x3
4	Горизонтальні зв'язки	Труба квадратна 120x3
5	Вертикальні зв'язки	Труба квадратна 160x4

Продовження табл. 2.5

1	2	3
6	Прогони покриття	Швелер 14У
7	Колони крайнього ряду	Два швелера 20У
8	Колони середнього ряду	Два швелера 20У
9	Стійки фахверку	Два швелера 16У
10	Балка	Двотавр 30

2.3 Розрахунок фундаментів

2.3.1 Аналіз інженерно-геологічних умов ділянки будівництва

Відносній відмітці 0,000 відповідає абсолютна відмітка 161,90 по генплану.

Інженерно-геологічні вишукування на ділянці було виконано у серпні 2023 року. Інженерно-геологічний розріз, отриманий за результатами розкриття трьох свердловин глибиною 8 м, наведено на рис. 2.13. Характеристики інженерно-геологічних елементів наведено в табл. 2.6.

Рівень ґрунтових вод на ділянці не визначений.

Основою фундаменту служить ІГЕ – 4 – пісок мілкий середньої щільності малого ступеня водонасичення з розрахунковими характеристиками $\rho = 1,73 \text{ т / м}^3$, $E = 28 \text{ МПа}$, $\varphi = 29^\circ$, $c = 2 \text{ кПа}$.

За рахунок неоднорідності ґрунтової основи на ділянці будівництва, частина фундаментів складської будівлі буде базуватися на ІГЕ – 3а та ІГЕ – 3б з відмінними властивостями. Це може призводити до локального збільшення нерівномірності деформацій, що вимагає додаткової перевірки відносної різниці осідань між сусідніми опорами для запобігання перекосам каркаса. Враховуючи значну висоту споруди та чутливість сталевих ферм до зміщення опорних вузлів, такий геологічний фактор зумовлює необхідність уточнення жорсткості основи в розрахунковій моделі та коригування розмірів подошви окремих фундаментів. Це дозволить мінімізувати виникнення додаткових внутрішніх зусиль у конструкціях.

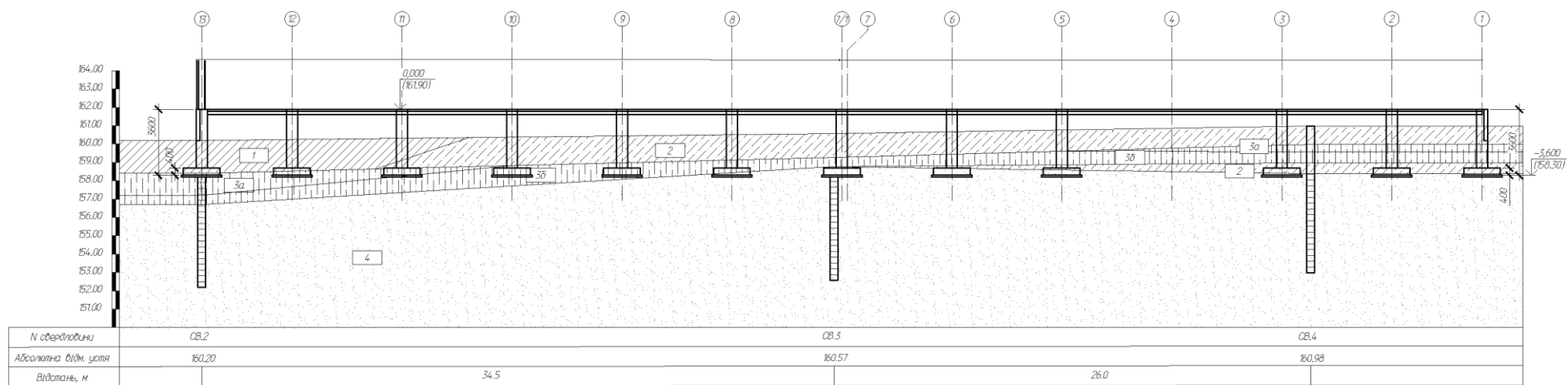


Рисунок 2.13 – Інженерно-геологічний розріз на ділянці будівництва

Таблиця 2.6 – Характеристики інженерно-геологічних елементів

ІГЕ	Найменування ґрунту	Модуль деформації, МПа	Коефіцієнт Пуасона	Питома вага ґрунту, кН / м ³	Природна вологість	Коефіцієнт пористості e	Питоме зчеплення c , кПа	Кут внутрішнього тертя φ , °
1	Насипний	14,1	0,3	17,9	0,12	0,679	14	23
2	Супісок пілуватий, твердий	16	0,3	18,1	0,12	0,658	23	23
3а	Супісок пілуватий, твердий, лесовидний, просідний	12	0,3	17,3	0,11	0,723	10	22
3б	Супісок пілуватий, пластичний, лесовидний	13	0,3	18,5	0,18	0,701	14	19
4	Пісок мілкий, середньої щільності	28	0,3	17,3	0,07	0,646	2	29

2.3.2 Визначення глибини закладання та розмірів підшви фундаменту

Під колони складської будівлі логістичного центру приймемо стовпчасті залізобетонні фундаменти, які є найбільш економічно доцільними для даного типу конструкцій. Вздовж зовнішніх стін додатково передбачено монолітні залізобетонні фундаментні балки для опирання нижнього ряду панелей стінового огороження та формування цоколя будівлі.

де $R_0 = 300 \text{ кПа}$ – розрахунковий опір несучого шару основи (пісок мілкий середньої щільності малого ступеня водонасичення);

$\gamma_{mt} = 20 \text{ кН/м}^3$ – середня питома вага ґрунту на обрізах фундаменту та матеріалу фундаменту;

$q_p = 50 \text{ кН/м}^2$ – додатковий тиск на основи від навантаження на підлогу складської будівлі логістичного центру;

$d = 2,7 \text{ м}$ – прийнята раніше глибина закладення фундаменту.

Оскільки даний розрахунок не враховує дію згинаючого моменту на фундамент, визначену в результаті обчислень площу потрібно збільшити. Прийmemo для колон середнього ряду розміри підшви фундаменту $b = 3 \text{ м}$; $l = 4 \text{ м}$.

Перевіримо прийняті розміри шляхом порівняння розрахункового опору ґрунту з максимальним тиском під підшвою фундаменту. До розрахункового опору тут додається вклад від тиску на ґрунт від навантаження на підлогу складської будівлі q_p , що підвищує несучі здатність основи.

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} (M_\gamma b \gamma_{II} + M_g (d \gamma'_{II} + q_p) + M_c c_{II}) \quad (2.5)$$

де $\gamma_{c1} = 1,3$ і $\gamma_{c2} = 1,1$ – коефіцієнти умов роботи;

$k = 1,1$ – коефіцієнт надійності;

$M_\gamma = 1,06$; $M_g = 5,25$; $M_c = 7,67$ – коефіцієнти для розрахунку;

$c = 2 \text{ кПа}$ – розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту під підшвою фундаменту;

$\gamma'_{II} = 18,26 \text{ кН/м}^3$ – питома вага ґрунту вище підшви фундаменту.

$\gamma_{II} = 17,3 \text{ кН/м}^3$ – питома вага ґрунту нижче підшви фундаменту.

Тоді за (2.5)

$$R = \frac{1,3 \cdot 1,1}{1,1} (1,06 \cdot 17,3 \cdot 3 + 5,25 \cdot (2,7 \cdot 18,26 + 50) + 7,67 \cdot 2) = 804 \text{ кПа}$$

Максимальний тиск під подошвою фундаменту

$$p_{\max} = \frac{N}{A} + \gamma_{mt} d + \frac{M}{W} = \frac{225}{12} + 20 \cdot 2,7 + \frac{42,4}{8} = 80,55 \text{ кПа}$$

де $W = \frac{bl^2}{6}$ – момент опору фундаменту на згин.

$p_{\max} < R$, тобто прийняті розміри фундаменту задовольняють умову міцності основи.

2.3.3 Розрахунок деформацій основ і фундаментів

Для розрахунку деформації основ та фундаментів розширимо просторову розрахункову модель металевих каркасів з розділу 2.2, створивши додаткові скінченні елементи стержнів і пластин, що моделюють стовпці та подошву.

Сполучення між колонами та фундаментами прийнято жорстким. Для коректної передачі зусиль між стовпцями та плитами фундаментів створимо абсолютно жорсткі тіла, розмір яких відповідає перерізу стовпця. Загальний вигляд розрахункової схеми показано на рис. 2.15.

Для моделювання пружної основи використаємо модуль «Грунт» зі складу ЛПА-САПР. В просторовій моделі ґрунту задаємо характеристики ІГЕ згідно табл. 2.6 по свердловинах відповідно до інженерно-геологічного розрізу (рис. 2.13).

В моделі ґрунтової основи додатково необхідно врахувати рівномірно розподілений тиск на поверхню ґрунту зворотної засипки від конструкції підлоги складського приміщення та навантаження від складування матеріалів. Вони не передаються безпосередньо на колони та стовпчасті фундаменти, проте створюють додатковий тиск на основи, що призводить до збільшення осідань. Згідно технічного завдання для складської будівлі класу А приймаємо навантаження на підлогу на рівні 50 кН/м^3 . Задаємо його як рівномірно розподілене додаткове

навантаження на поверхню ґрунту безпосередньо в просторовій моделі модуля «Ґрунт».

1.Завантаження 1 - власна автоматично

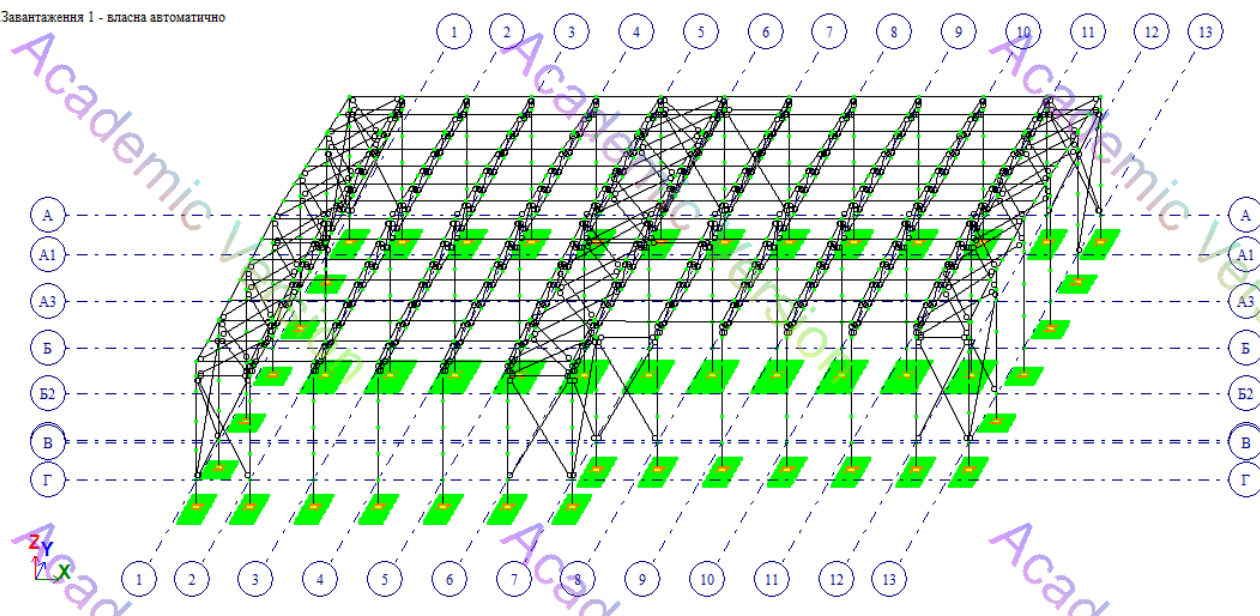


Рисунок 2.15 – Розрахункова модель металевого каркасу з врахуванням стовпчастого фундаменту на пружній основі

Після виконання розрахунку з врахуванням розрахункових сполучень навантажень отримуємо осідання фундаментів, приведені на рис. 2.16.

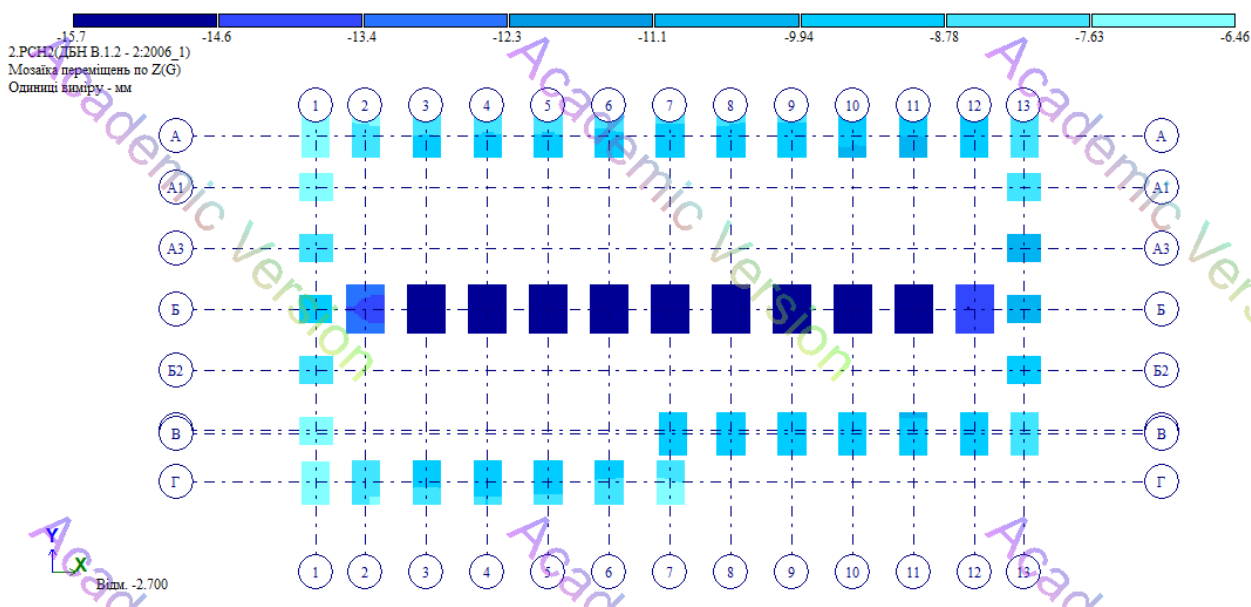
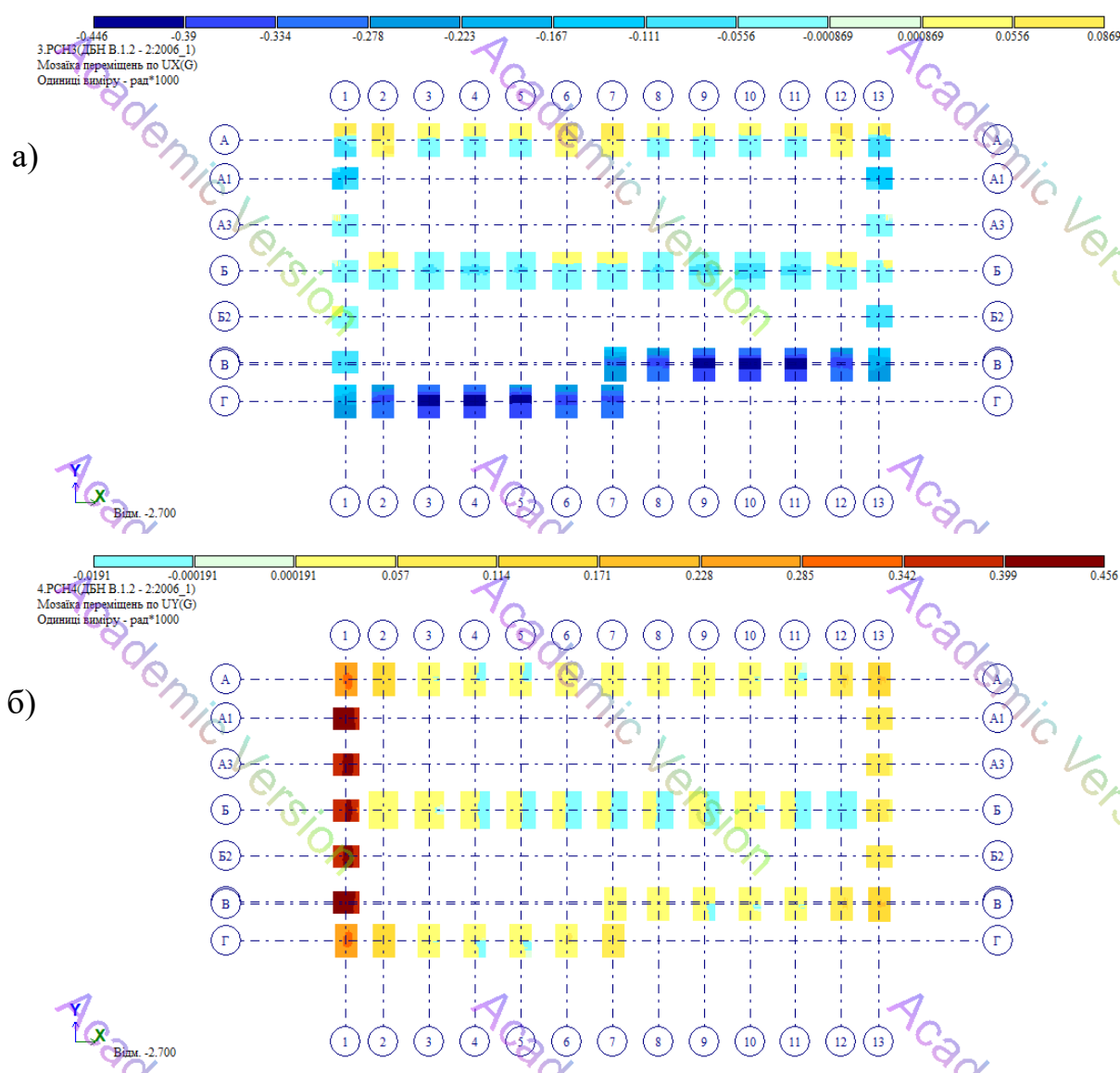


Рисунок 2.16 – Максимальні осідання фундаментів за РСН

За рахунок розвиненої площі стовпчастих фундаментів, яка була прийнята більшою за мінімальну необхідну згідно розрахунку, значення осідань $s_{\max} = 16 \text{ мм}$ значно менше гранично допустимих, що для складських будівель з металевим каркасом згідно [12] становить $s_u = 150 \text{ мм}$.

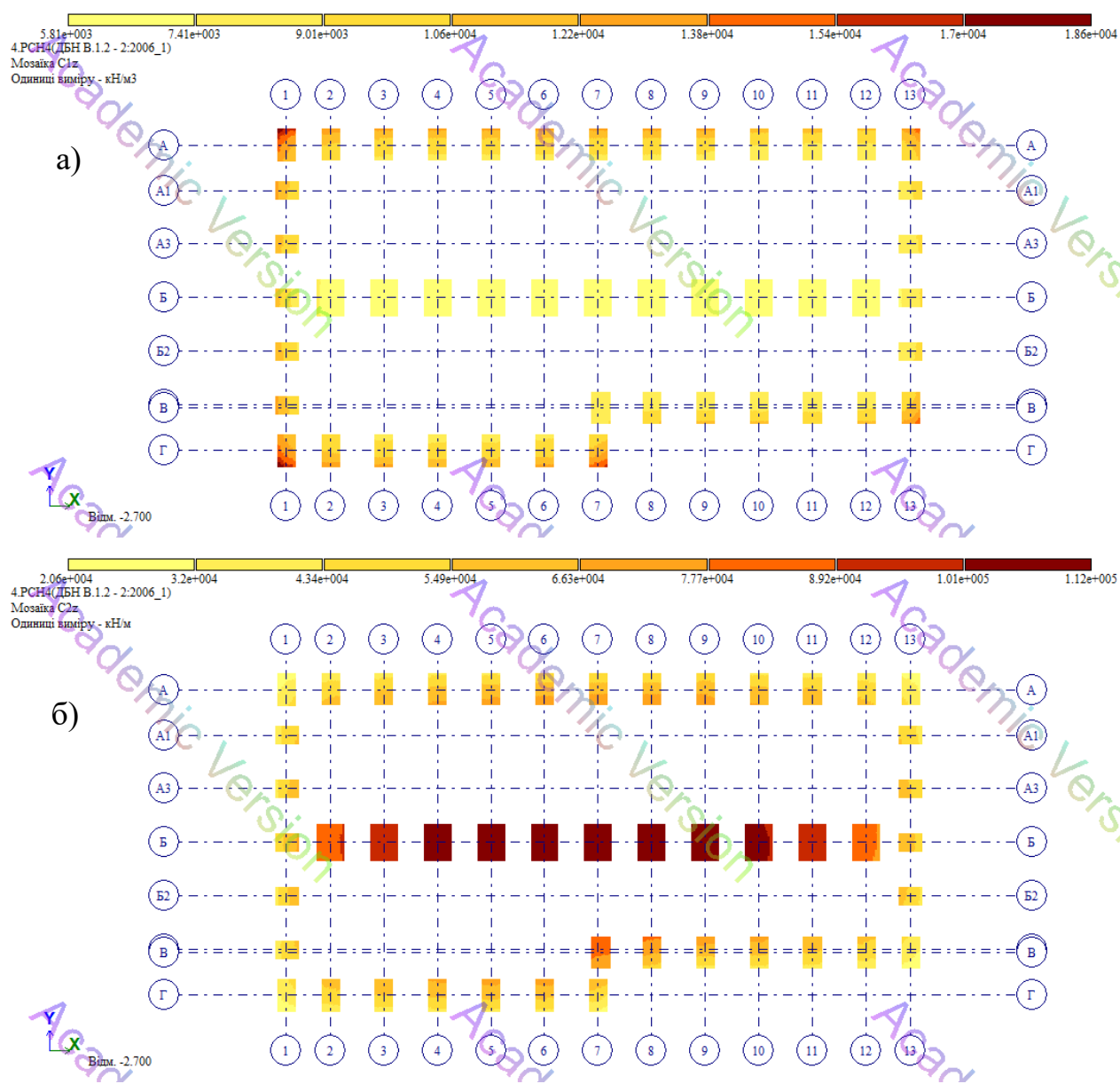
Для оцінки крену стовпчастих фундаментів проаналізуємо результати кутових переміщень в плитній частині (рис. 2.17). Максимальне значення кутових переміщень не перевищує $4,6 \cdot 10^{-4} \text{ рад} \approx 0,03^\circ$, що вказує на рівномірність осідання.



а) – по U_x ; б) – по U_y

Рисунок 2.17 – Максимальні кутові деформації фундаментів за РСН

Крім деформаційних характеристик ґрунтової основи після проведення розрахунку отримуємо також ізополя коефіцієнтів постелі основи C_1 і C_2 (рис. 2.18), що характеризують її жорсткість. Варто відзначити, що значення коефіцієнтів постелі суттєво відрізняються між різними фундаментами, що вказує на неоднорідність ґрунтових умов на майданчику будівництва. Така нерівномірність розподілу жорсткості може спричинити появу додаткових зусиль у конструкціях надземної частини будівлі внаслідок диференційованих осідань.



а) – C_{1z} ; б) – C_{2z} .

Рисунок 2.18 – Коефіцієнти постелі за РСН

2.3.4 Підбір армування фундаментів

Підбір армування стовпчастих фундаментів виконаємо за допомогою програмного комплексу ЛІРА-САПР з використанням створеної просторової моделі, що враховує сумісну роботу металевого каркасу, залізобетонних фундаментів та пружної ґрунтової основи.

Для розрахунку задамо характеристики матеріалів фундаментів – бетон класу С20/25 W8. Армування залізобетонних фундаментів та фундаментних балок виконане з арматурного прокату А240С, А400С за [13].

Плитну частину стовпчастих фундаментів будемо розраховуємо як плиту, що працює на згин та продавлювання, а стовпці – як колони.

Результати підбору необхідної арматури для стовпців наведено на рис. 2.19.

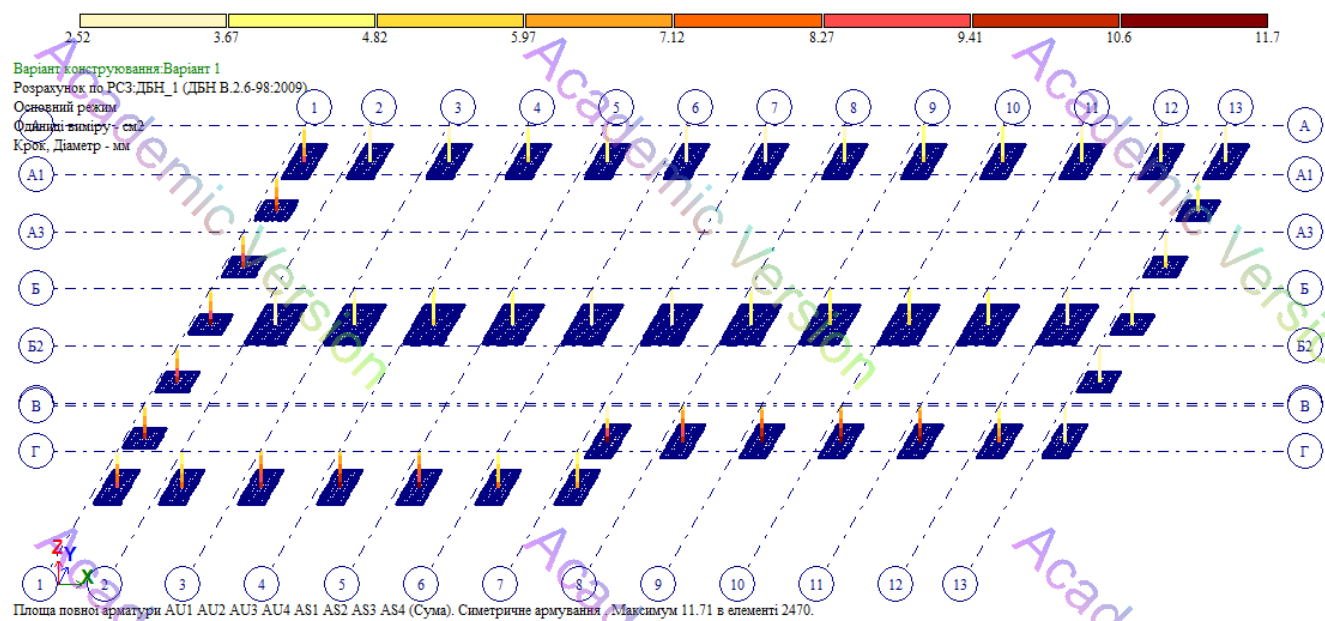


Рисунок 2.19 – Теоретичне сумарне значення площі поздовжнього армування стовпців фундаменту

Для армування підшови стовпчастих фундаментів вздовж нижньої та верхньої грані приймемо арматурні сітки $\varnothing 14$ А400С кроком 200 мм. Для армування стовпця фундаментів приймаємо 16 арматурних стержнів $\varnothing 12$ А400С.

Схема армування фундаментів під колони середнього ряду вказана на рис. 2.20.

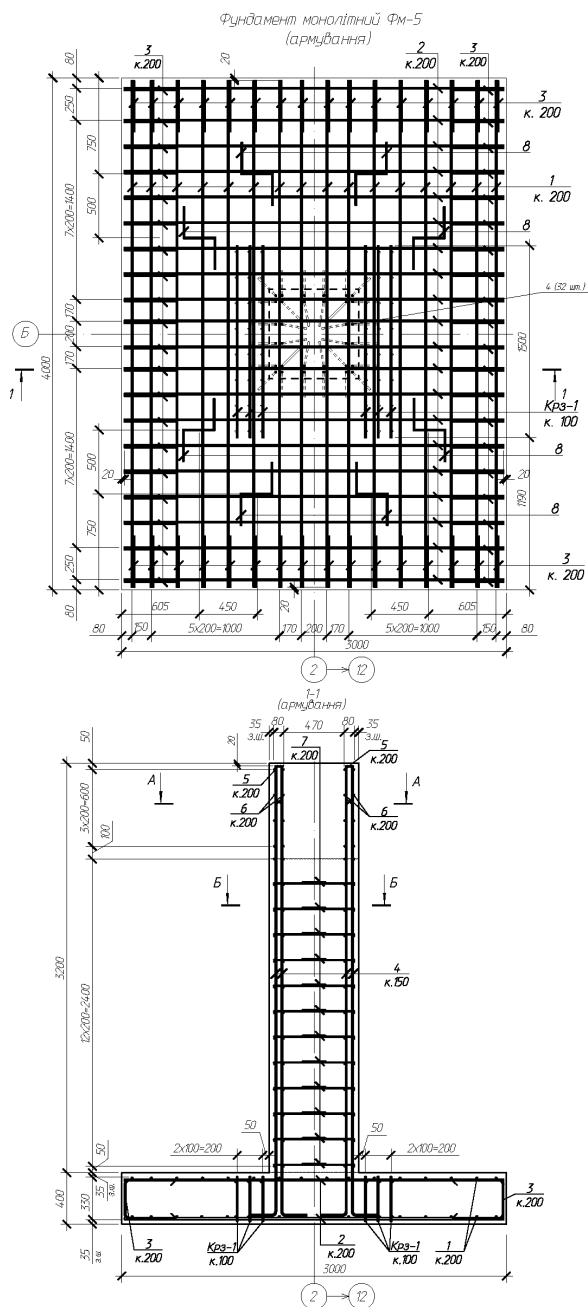


Рисунок 2.20 – Армування фундаменту ФМ – 5

Для забезпечення надійного жорсткого сполучення сталевих колон з залізобетонними фундаментами виконано жорсткий вузол базування колони, який передбачає його кріплення до анкерних болтів з подальшим замонолічуванням на проектну глибину 750 мм після остаточного вивірення положення. Таке конструктивне рішення дозволяє ефективно сприймати та передавати на основу не

лише значні вертикальні сили, а й згинальні моменти. Креслення вузла наведено на рис. 2.21.

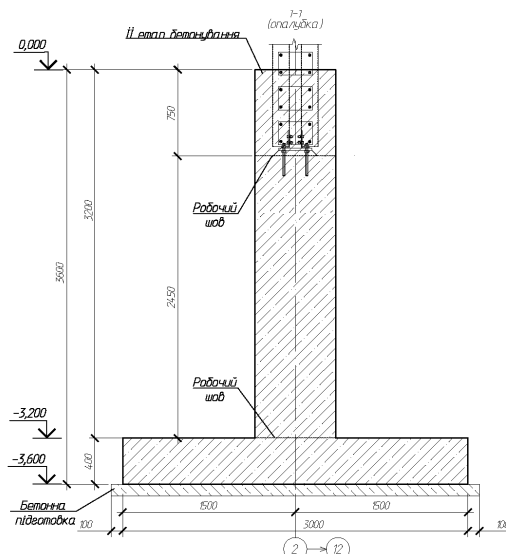


Рисунок 2.21 – Жорсткий вузол сполучення металевої колони з фундаментом

2.4 Висновки за розділом 2

У розрахунково-конструктивному розділі кваліфікаційної роботи проведено збір навантажень на конструкції складської будівлі логістичного центру в м. Боярка Київської області згідно актуальних норм. За допомогою програмного комплексу ЛПРА-САПР створено просторову розрахункову модель будівлі, що враховує сумісну роботу металевого каркасу, залізобетонних фундаментів та пружної ґрунтової основи.

Виконано розрахунок моделі та підбір перерізів елементів металевого каркасу за граничними станами. Проаналізовану інженерно-геологічні умови на майданчику будівництва та з використанням просторової розрахункової моделі ґрунту проаналізовано роботу фундаментів та виконано підбір їх армування.

РОЗДІЛ 3

НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ РОЗДІЛ

3.1 Актуальність та задачі дослідження

Актуальність дослідження впливу неоднорідності ґрунтових умов на осідання фундаментів будівлі логістичного центру зумовлена підвищеними ризиками нерівномірних деформацій основи, що можуть спричинити перекоси несучих конструкцій, втрату експлуатаційної придатності та зниження загальної надійності споруди. Такі ризики виникають внаслідок варіацій фізико-механічних характеристик ґрунтів, зміни водонасичення та різної стисливості порід, що формують неоднорідне напружено-деформоване поле під фундаментами та потребують детального аналізу для забезпечення безпечного проєктування й експлуатації об'єкта.

Сучасні дослідження зосереджуються на моделюванні впливу стратиграфічної та просторової неоднорідності ґрунтів на нерівномірні осідання фундаментів і конструкцій [14-16], а також на кількісній оцінці деформацій від зовнішніх техногенних впливів у ґрунтових середовищах з використанням стохастичних моделей [17].

Метою роботи є дослідження осідань конструкцій фундаменту складського приміщення логістичного центру.

В роботі вирішуються наступні основні задачі:

- дослідити осідання фундаментних конструкцій складського приміщення логістичного центру з урахуванням реальних ґрунтових умов на ділянці будівництва;
- виконати розрахунок та проєктування залізобетонних конструкцій фундаменту.

Об'єктом дослідження є конструкції стовпчастих фундаментів основної складської будівлі логістичного центру розмірами 70×34 м, неправильної форми в плані. Ґрунтові умови на майданчику будівництва характеризуються змінною потужністю шарів ґрунту та незначним загальним ухилом ділянки. Це призводить

до того, що фундаменти по осях 1–8 спираються на ІГЕ–4 типу пісок мілкий середньої щільності ($C = 2$ кПа); по осях 9–11 – на ІГЕ–3б типу супісок пілуватий, пластичний, лесовидний ($C = 14$ кПа); по осях 12–13 – на ІГЕ–3а типу супісок пілуватий, твердий, лесовидний, просідний ($C = 10$ кПа).

3.2 Методика дослідження роботи стовпчастого фундаменту

Для оцінки нерівномірності осідань фундаментів залежно від типу ґрунту основи використовували моделювання за допомогою методу скінченних елементів у програмі ЛІРА-САПР 2022 з модулем «Ґрунт». Розрахункова модель включала в себе тривимірну модель ґрунту, яка відповідала реальним шарам ґрунту та їхнім властивостям, визначеним на основі інженерно-геологічних вишукувань. Навантаження на фундаменти визначалися з окремої просторової розрахункової схеми для несучих металевих конструкцій будівлі з урахуванням експлуатаційного навантаження на конструкції підлоги та ґрунту зворотної засипки.

Загальний вигляд розрахункової моделі складської будівлі логістичного центру показано на рис. 3.1.

rama9.13d

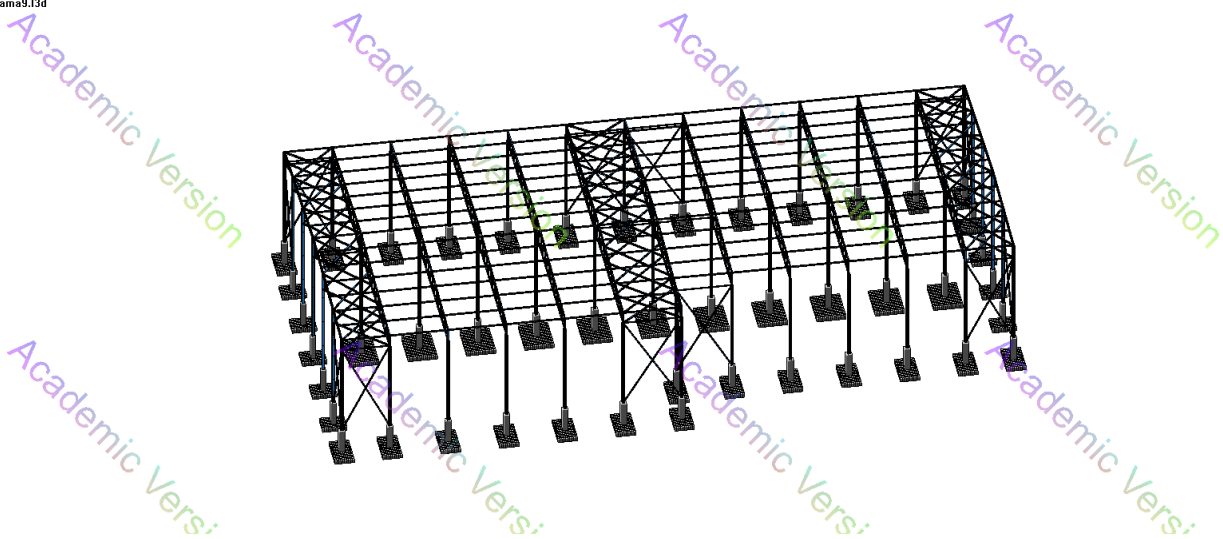
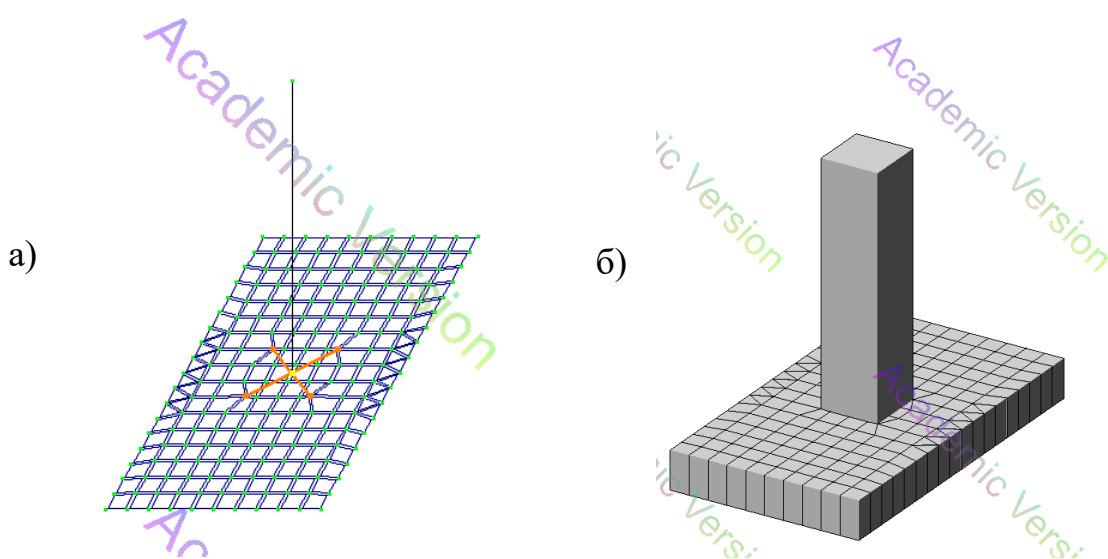


Рисунок 3.1 – Просторова розрахункова модель складської будівлі логістичного центру

Для коректної передачі зусиль від елементів металевого каркасу на залізобетонні стовпчасті фундаменти та ґрунтову основу необхідно включити в розрахунок елементи підшви фундаменту.

Для моделювання монолітного стовпчастого залізобетонного фундаменту в роботі використано наступний підхід. Підшву фундаменту моделювали за допомогою скінченних елементів типу 44 з автоматичною тріангуляцією контуру. Стовпець фундаменту моделювали одним скінченним елементом типу 10, який розраховувався як колона.

Для коректного сполучення цих типів скінченних елементів в моделі необхідно застосувати додаткові заходи. Для кожного стовпчастого фундаменту було створено абсолютно жорстке тіло, контур якого відповідав перерізу стовпця, а центральний вузол співпадав з його центром ваги його перерізу. Приклад скінченно-елементної моделі стовпчастого фундаменту та відповідний йому 3D вид представлено на рис. 3.2.



а) – скінченно-елементна модель; б) – 3D-вигляд.

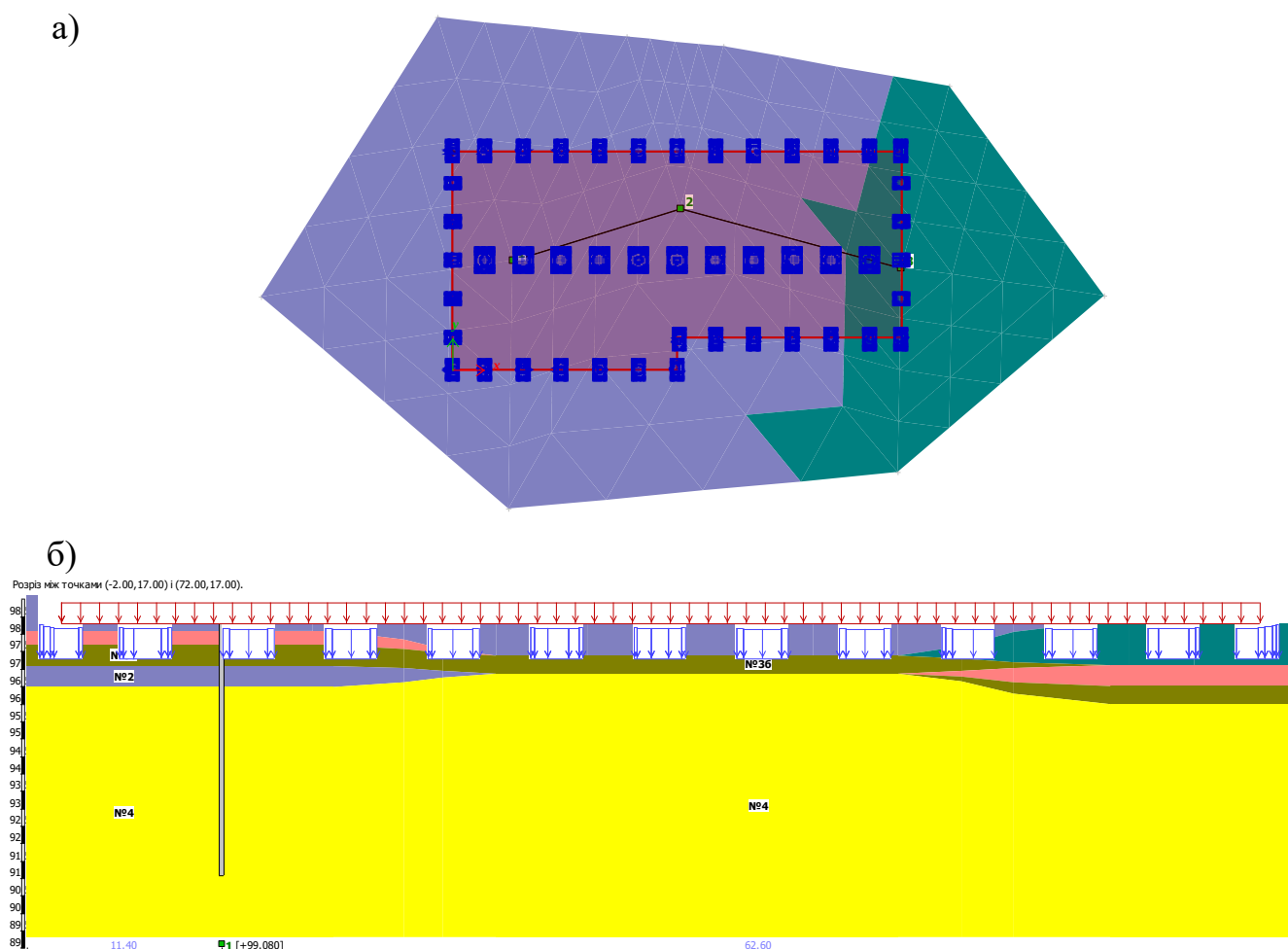
Рисунок 3.2 – Розрахункова схема стовпчастого фундаменту

Ґрунтову основу в роботі розглядали як лінійно пружну та моделювали в окремій розрахунковій схемі за допомогою модуля «Ґрунт». Дана розрахункова модель враховує характеристики інженерно-геологічних елементів, що були

визначені в розділі 2.3, та використовує екстрапольовані значення відміток поверхні і шарів ґрунту на основі трьох заданих свердловин.

В розрахункову модель ґрунту були імпортовані навантаження від підосви стовпчастих фундаментів, котрі визначали за просторовою розрахунковою моделлю основної конструкції з використанням розрахункових сполучень навантажень. Додатково на поверхню ґрунту прикладали рівномірно розподілене навантаження $q_p = 50$ кН від тиску під конструкцією підлоги складської будівлі з врахуванням навантаження від складування.

Загальний вигляд та поперечний переріз вздовж осі Б розрахункової моделі ґрунтової основи показано на рис. 3.3.



а) – вигляд в плані; б) – розріз по осі Б.

Рисунок 3.3 – 3D-модель ґрунтової основи

3.3 Результати дослідження роботи фундаменту складської будівлі логістичного центру

Після виконання розрахунку моделі можемо провести аналіз отриманих результатів. В першу чергу, проаналізуємо рівномірність осідання фундаментів під колони (рис. 3.4).

Як зазначалося в розділі 3.1, фундаменти вздовж різних цифрових осей будівлі спираються на різні інженерно-геологічні елементи, що є причиною нерівномірності осідання.

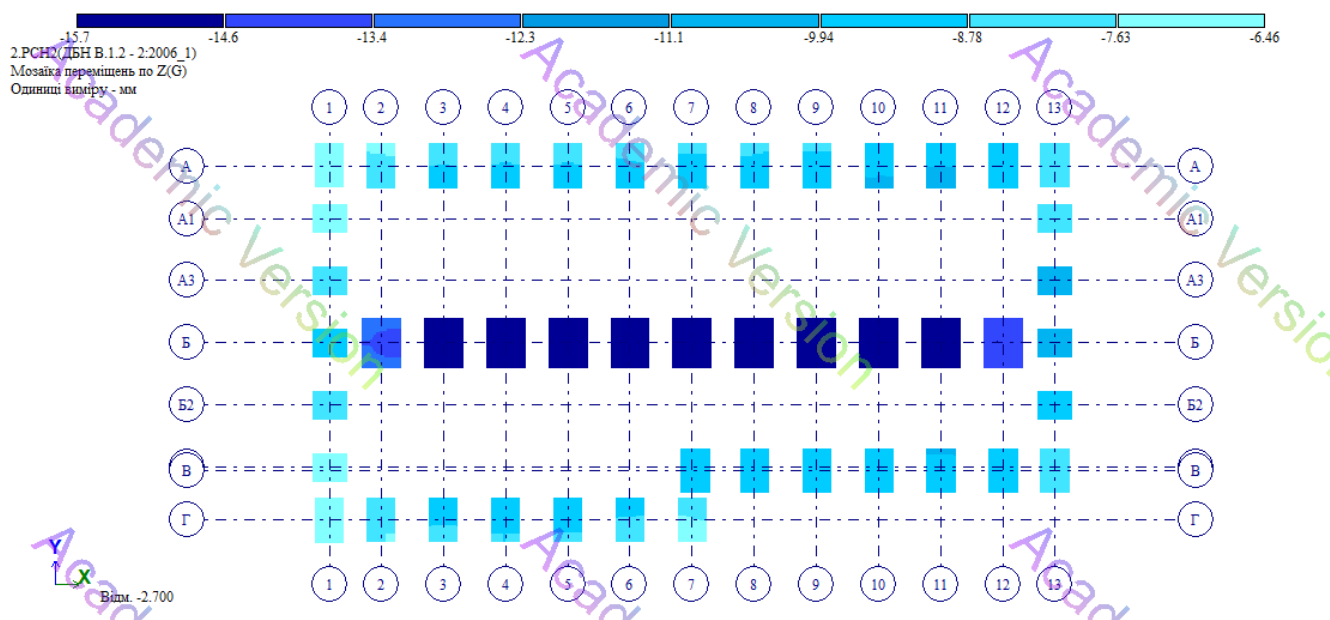


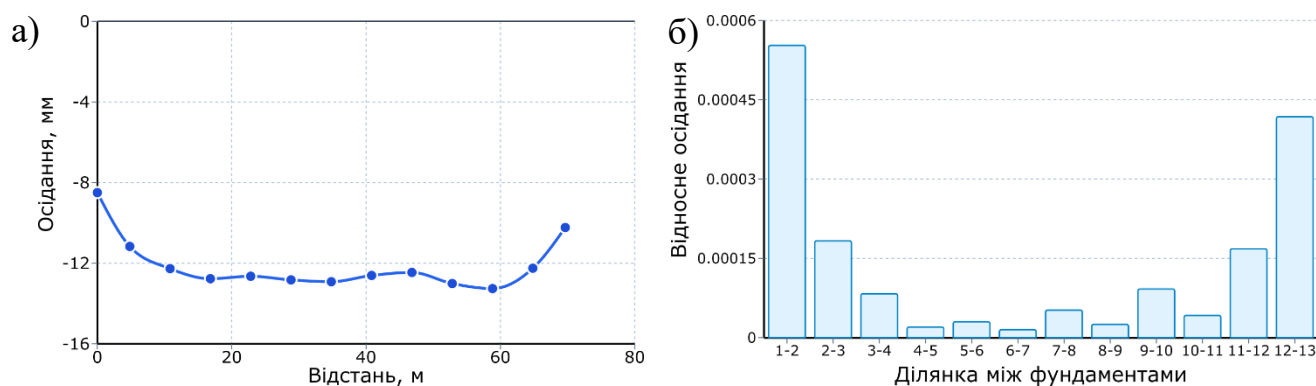
Рисунок 3.4 – Результати визначення осідань фундаментів

Максимальні осідання спостерігаються в фундаментах під колони середнього ряду складської будівлі, на які передається навантаження одразу з двох кроквяних ферм. При цьому, вздовж осі Б осідання окремих фундаментів відрізняються, змінюючись в межах від 8,5 до 13,26 мм (рис. 3.5, а).

За допомогою табл. 3.1 визначимо відносні різниці осідання сусідніх стовпчастих фундаментів вздовж осі Б. Діаграма відносних осідань фундаментів показана на рис. 3.5, б.

Таблиця 3.1 – Розрахунок відносних осідань фундаментів вздовж осі Б

Ділянка ФМ	Відстань L , м	Δs , мм	Відносне осідання i
1 — 2	4,83	2,67	0,00055
2 — 3	6,00	1,10	0,00018
3 — 4	6,00	0,50	0,00008
4 — 5	6,00	0,12	0,00002
5 — 6	6,00	0,18	0,00003
6 — 7	6,00	0,09	0,00001
7 — 8	6,00	0,31	0,00005
8 — 9	6,00	0,15	0,00002
9 — 10	6,00	0,55	0,00009
10 — 11	6,00	0,25	0,00004
11 — 12	6,00	1,01	0,00017
12 — 13	4,83	2,02	0,00042



а) – профіль осідань; б) – відносні осідання сусідніх фундаментів.

Рисунок 3.5 – Осідання фундаментів вздовж осі Б

Наведена діаграма відносних осідань демонструє характерний розподіл деформацій уздовж будівлі з чітко вираженими піками на її краях. Найбільші значення перекосів спостерігаються на ділянках 1–2 та 12–13, що зумовлено крайовим ефектом, коли ґрунт під кутовими опорами деформується інакше, ніж під внутрішніми елементами через перехід до ненавантаженої зони, та різним навантаженням на колони поперечних рам і стійки фахверку. Центральна частина ряду фундаментів характеризується дуже низькими та рівномірними показниками,

оскільки в цій зоні осідання відбуваються плавно в межах сформованої «чаші» деформацій. Такий розподіл свідчить про сприятливий режим роботи конструкцій, при якому не виникатиме значних додаткових зусиль у вузлах ферм та зв'язках через нерівномірні переміщення опор. Всі отримані значення значно менші за граничні згідно [12] для конструкцій з металевим каркасом $(\Delta s / L)_u = 0,004$.

3.4 Висновки за розділом 3

В науково-дослідному розділі з використанням просторових моделей методу скінченних елементів виконано дослідження роботи групи стовпчастих фундаментів складської будівлі логістичного центру. В процесі моделювання враховували неоднорідну структуру інженерно-геологічних елементів на ділянці будівництва та додаткові навантаження на поверхню ґрунту від підлоги та складування.

В результаті аналізу визначених осідань стовпчастих фундаментів встановлено, що профіль осідання вздовж найбільш навантаженої осі Б змінюється плавно, без перекосів, а відносні осідання не перевищують допустимих згідно вимог нормативних документів.

В роботі отримала подальший розвиток методика розрахунку осідань фундаментів складських будівель з урахуванням реальних ґрунтових умов на ділянці будівництва.

РОЗДІЛ 4

ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

4.1 Охорона праці

4.1.1 Охорона праці при влаштуванні котлованів

Під час виконання земляних робіт у котлованах необхідно суворо дотримуватися вимог законодавства України з охорони праці та відповідних будівельних норм. Нормативно-правову базу для цього складають [18, 19, 20]. Ці документи зобов'язують замовника та підрядника передбачати в проектній документації організаційно-технічні заходи безпеки та розробляти проект організації будівництва (ПОБ) і проект виконання робіт (ПВР). Зокрема, виконання будівельно-монтажних робіт без ПВР забороняється [18], а в ПВР мають бути викладені конкретні заходи охорони праці та технологія робіт. До початку риття котловану слід провести інструктажі з охорони праці та перевірити придатність використовуваного устаткування.

Організаційні заходи безпеки.

Перед початком земляних робіт необхідно чітко встановити зону котловану та забезпечити її захист. Якщо котлован розташовується поблизу прохідних шляхів чи у місцях руху транспорту, його потрібно огородити захисними бар'єрами (огорожами) з попереджувальними написами, а вночі – облаштувати сигнальне освітлення [19]. При необхідності повинні бути влаштовані перехідні містки з поручнями для проходу людей через траншеї та котловани.

Землю, що вибирається з котловану, потрібно укласти на відстані не менше ніж такий, де не виникатиме навантаження на укоси і не утворюватимуться осипи. Аналогічно, техніку й автотранспорт під час роботи й пересування необхідно утримувати поза зоною призми можливого обвалення ґрунту.

Важливо організувати безпечні шляхи спуску й підйому: згідно з вимогами [19], для спускання людей у котлован та евакуації з нього мають бути передбачені маршеві сходи або приставні драбини (дерев'яні, довжиною не більше 5 м) шириною не менше 0,6 м. Всередині котловану на робочих місцях повинні бути

забезпечені проходи шириною не менше 0,6 м, а робочі місця мають мати достатні розміри для розміщення устаткування.

Роботи в котлованах відносяться до підвищено небезпечних, тому до них допускаються лише працівники віком від 18 років, які пройшли відповідну підготовку та медичний огляд. Особам має видаватися необхідний спецодяг, захисне взуття та інші індивідуальні засоби захисту відповідно до типових норм. Склад бригади для роботи у котлованах глибиною понад 1,5 м повинен бути не менше двох осіб; це забезпечує оперативну взаємодопомогу при надзвичайних ситуаціях. Крім того, відповідальна особа з охорони праці має проводити регулярний огляд стану укосів, особливо після опадів або тривалих снігопадів: допускати працівників у котлован зі зволоженими укосами дозволяється лише після уважного огляду ґрунту на наявність «козирків» або тріщин [19].

Технічні заходи безпеки при ритті котловану

Згідно з [19], без кріплення дозволено виконувати роботи з вертикальними стінками лише на глибині до 1,25 м. Оскільки проєктована глибина котловану для складської будівлі логістичного центру складає 2,7 м, вона суттєво перевищує цю величину. Тому необхідно закріпити укоси або забезпечити їх безпечний нахил за проектом. Для кріплення стінок котловану заборонено застосовувати металеві конструкції зі значним термічним потенціалом. У разі застосування інвентарного кріплення рекомендується використовувати балки та дошки з хвойних або листяних порід деревини.

Механізована розробка котловану екскаватором дозволяється, якщо екскаватор має необхідне оснащення: захист кабіни від перекидання і падаючих предметів [20]. Водій екскаватора повинен бути навченим та мати відповідні допуски. Під час безпосередньої роботи екскаватора категорично забороняється перебувати біля зони вибою ближче ніж на 5 м від місця роботи машини [19].

Заходи під час виконання робіт у котловані.

У ході проведення робіт потрібно передбачити заходи проти впливу небезпечних факторів, які характерні для підземного простору. По-перше, необхідно організувати вентиляцію (у тому числі природну) для забезпечення

робітників чистим повітрям. Якщо є ймовірність накопичення токсичних чи вибухонебезпечних газів (наприклад, при роботі поряд з газопроводами), слід вести постійний газовий контроль і забезпечити респіратори. По-друге, слід гарантувати доступ для екстреної евакуації – наявність незаблокованих виходів і маркування шляхів виходу. Згідно з нормативами, у випадках пожежі, затоплення чи обвалу всіх людей мають бути вчасно евакуйовано [20].

Крім того, треба безперервно контролювати стан ґрунту в котловані та дотримуватися технології розроблення. Передбачено, що при глибині розроблення понад 3,0 м слід улаштовувати проектне кріплення з розрахунком на навантаження [19]. Вибір кута нахилу схилів або типу кріплення (наприклад, клиновидні упори, шпунтове огородження тощо) має бути відображений в ПВР та розрахований згідно з характеристикою ґрунтів.

Всі працівники котловану мають бути забезпечені засобами індивідуального захисту – касками, захисним взуттям і, за потреби, жилетами чи рятувальними поясами. Регулярні інструктажі та нагляд за безпекою робіт забезпечують своєчасне виявлення та усунення небезпек [21]. Усі ці організаційні та технічні заходи суміщаються з вимогами проектних норм і гарантують безпечне виконання земляних робіт з розроблення котловану.

4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях

4.2.1 Реалізація інженерно-технічних заходів, що спрямовані на підвищення захищеності сировини, напівфабрикатів і готової продукції від впливу уражаючих факторів хімічної зброї масового ураження

На сьогодні актуальність розробки та впровадження інженерно-технічних заходів захисту від уражаючих факторів хімічної зброї істотно зросла у зв'язку з підвищенням воєнних і техногенних загроз та концентрацією значних матеріальних ресурсів у логістичних центрах. Забезпечення захищеності складських об'єктів, зокрема при зберіганні продовольчої і фармацевтичної

продукції, є важливим чинником збереження матеріальних цінностей, безпеки персоналу та стійкості функціонування об'єктів будівництва.

Основні групи таких заходів – конструктивно-планувальні рішення та організаційно-технічні заходи [22]. Конструктивні заходи передбачають проектування будівель та споруд із урахуванням можливості газо- і пилозахисту, стійкості до руйнування, забезпечення герметизації приміщень та фільтрації повітря.

Зокрема, у будівельних нормах [23] передбачено, що споруди цивільного захисту (сховища) у зонах можливого хімічного забруднення мають працювати в режимі повної чи часткової ізоляції з рециркуляцією внутрішнього повітря. Це фактично відповідає повній герметизації приміщення (закриття всіх вікон, дверей, витяжок) і встановленню систем фільтровентиляції або надлишкового тиску, що перешкоджає проникненню токсичних аерозолів. Аналогічно рекомендується передбачити надлишковий тиск вентиляції (позитивне тиск у приміщенні), що не допустить би всмоктування забрудненого повітря. Ці інженерно-технічні рішення мають бути закладені вже на стадії проектування промислових об'єктів.

Наприклад, до конструктивних заходів можна віднести монолітні або шаруваті огорожувальні конструкції зі спеціальних матеріалів, що підвищують стійкість до впливів, додатковий шар гідроізоляції і плівок на стиках, щільні двері ташибери, зменшення кількості зовнішніх отворів. Такі рішення суттєво знижують ризик прямого затікання газоподібних отруйних речовин. Для прикладу, у випадку хімічного ураження радять заздалегідь заклеювати вікна й вентиляційні отвори плівкою чи скотчем та використовувати пакувальні матеріали для герметизації приміщення. На масштабному об'єкті складського призначення подібну герметизацію можна реалізувати через спеціальні входні тамбури, клапани зворотного дії у вентиляції та внутрішні бар'єри.

Крім того, інженерно-технічні заходи включають влаштування системи очищення повітря. Наприклад, монтаж протипилових і протихімічних фільтрів у припливній вентиляції або навіть автономних рекуператорів. До обов'язкових заходів варто віднести також захист вентиляційних шахт і виходів надземної

частини: їх можна обладнати клапанами, що закриваються при сигналізації про аварію, або виносною фільтрацією. Таким чином, повітря, що подається всередину, є очищеним, а надлишковий тиск у приміщенні не допустить інфільтрації токсинів.

Ще один важливий конструктивний захід – організація укриття певної частини продукції в спеціальному захисному приміщенні (складі подвійного призначення або сховищі) з підвищеним захистом. Такі укриття обладнують тими ж режимами ізоляції і системами життєзабезпечення, що й звичайні сховища цивільного захисту [23]. У практиці логістичних центрів це може означати виділення окремої секції складу або спеціального резервуару (в захищеній частині підвалу, у металевому контейнері з товстими стінками) для найціннішої фармацевтичної або харчової продукції, котрі в критичній ситуації можна швидко перевезти у безпечну зону або обробити.

Для захисту від забруднення доцільно також передбачити додаткові заходи: за необхідності обладнати систему зрошування даху та фасадів для змивання пилу, щоб мінімізувати осад на упаковках. Усі стелі та стіни краще облицьовувати матеріалами, стійкими до корозії та агресивних сполук (покриття проти іржі, кислотостійка фарба тощо), що полегшить їхню санітарну обробку.

Організаційно-технічні заходи полягають у підготовці персоналу і процесів підприємства до надзвичайної ситуації. Це включає розробку інструкцій та регламентів на випадок сигналу «хімічна тривога», системи оповіщення співробітників і тренування дій персоналу. Зокрема слід провести навчання щодо швидкого приведення об'єкта в захищений стан: відключення основної вентиляції, герметизації приміщення, переходу на автономне забезпечення (двигуни генераторів, водопостачання з резервуарів) і підготовки засобів індивідуального захисту (протигази, марлеві пов'язки, ізолюючий одяг). На складі має бути запас фільтрувальних протигазів для персоналу, а також запас хімічно-активних сорбентів або нейтралізаторів для обробки поверхонь (наприклад, розчин хлорного вапна для нейтралізації більшості бойових отруйних речовин).

Особливу увагу слід приділити харчовим і фармацевтичним товарам. Вони більш вразливі до токсичного забруднення, тому потрібно забезпечити їхню

герметичність пакування і можливість миттєвого вивезення або заміни на альтернативні запаси. Також необхідно передбачити можливість швидкої дезактивації (дегазації) заражених продуктів – наприклад, в окремому боксі для вивантаження і промивки, або ж відбракувати сильно забруднені запаси. Промислові матеріали зазвичай менш чутливі до хімічних напашарувань, тому для них достатнім може бути протигазовий захист персоналу та зовнішня обробка споруди.

Узагальнюючи, пріоритетними є наступні заходи: герметизація приміщень, встановлення вентиляції з фільтрами та системою надлишкового тиску, захищена комунікація з резервним живленням і автономією на 1–2 доби. Внутрішні площі слід організувати так, аби вражаючі фактори мало не скупчувалися на підлозі, а пакування товарів було якомога стійкішим до атмосферних впливів. Крім того, потрібно розробити план евакуації та переміщення запасів.

Таким чином, комплекс конструктивних і організаційно-технічних рішень, адаптований до специфіки об'єкта, дозволить підвищити його стійкість. Навіть якщо весь захист не гарантує абсолютної безпеки від зброї масового ураження, наперед вжиті заходи істотно знижують ризик хімічного або радіаційного забруднення товарів, забезпечуючи безпечніше зберігання промислової, продовольчої і фармацевтичної продукції.

4.3 Висновки за розділом 4

В розділі «Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях» розділі розглянуто комплексні заходи щодо забезпечення безпеки праці під час влаштування котлованів та захисту матеріальних цінностей у надзвичайних ситуаціях від впливу уражаючих факторів хімічної зброї масового ураження.

При виконанні земляних робіт ключова увага приділяється суворому дотриманню нормативної бази та обов'язковій розробці проектів виконання робіт із детальним описом технології та засобів захисту. Додатково регламентуються

вимоги до кваліфікації персоналу, використання засобів індивідуального захисту та постійного моніторингу стану робочої зони.

Для захисту продукції, що зберігається в приміщеннях логістичного центру, від факторів хімічного ураження передбачено комплекс конструктивних рішень, що включає повну герметизацію приміщень та встановлення систем фільтровентиляції з функцією створення надлишкового тиску. Організаційна стійкість об'єкта забезпечується спеціальною підготовкою персоналу, використанням засобів індивідуального захисту та впровадженням регламентів дегазації матеріальних цінностей.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

В кваліфікаційній роботі комплексно розглянуто проектування логістичного центру в м. Боярка Київської області з урахуванням природно-кліматичних та інженерно-геологічних умов району будівництва. Прийняті рішення щодо генерального плану, архітектурно-планувальної організації та конструктивної схеми будівлі забезпечують ефективне функціонування складського об'єкта зі стелажними системами зберігання. Проведений теплотехнічний розрахунок огорожуючих конструкцій дозволив обґрунтувати необхідну товщину шару мінераловатного утеплювача та підтвердити відповідність будівлі сучасним вимогам з енергоефективності.

Науково-дослідний розділ присвячено аналізу роботи стовпчастих фундаментів складської будівлі з використанням просторових моделей методу скінченних елементів. У процесі числового моделювання враховано неоднорідну будову інженерно-геологічних елементів основи та додаткові навантаження від конструкції підлоги і складування вантажів, що дозволило підвищити достовірність розрахунку. Отримані результати показали плавний характер профілю осідань уздовж найбільш навантаженої осі та відсутність небезпечних перекосів фундаментів.

У роботі отримала подальший розвиток методика розрахунку осідань фундаментів складських будівель з урахуванням реальних ґрунтових умов, що може бути використано при проектуванні аналогічних об'єктів логістичної інфраструктури.

БІБЛІОГРАФІЯ

1. Будівельна кліматологія : ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. — [Чинний від 2011-11-01]. — К. : Мінрегіонбуд України, 2011. — 127 с. — (Національний стандарт України).
2. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування : ДБН В.1.2-2:2006. — [Чинний від 2007-11-01]. — К. : Мінбуд України, 2006. — 75 с. — (Національний стандарт України).
3. Будівництво в сейсмічних районах України : ДБН В.1.1-12:2014. — [Чинний від 2014-10-01]. — К. : Мінрегіонбуд України, 2014. — 110 с. — (Національний стандарт України).
4. Планування та забудова територій : ДБН Б.2.2-12:.. — [Чинний від 2019-01-01]. — К. : Мінрегіонбуд, 2019. — 177 с. — (Національний стандарт України)
5. Теплова ізоляція та енергоефективність будівель : ДБН В.2.6-31:2021. — [Чинний від 2021-09-01]. — К. : Міністерство розвитку громад та територій України, 2022. — 23 с. — (Національний стандарт України).
6. Підгурський М.І. Проектування металевих конструкцій. Сталевий каркас одноповерхової виробничої будівлі. Теоретичні основи проектування з прикладами розрахунку / М.І. Підгурський, І.М. Підгурський. — Тернопіль : ФОП Паляниця В.М, 2021. — 236 с.
7. Ковальчук Я.О. Моделювання роботи ферми з квадратних гнуто-зварних профілів / Я.О. Ковальчук, М.А. Омелян // Матеріали XII Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів «Актуальні задачі сучасних технологій». — Тернопіль : ФОП Паляниця В.А., 2023. — С. 75-76.
8. Цан М.І. Дослідження напружено-деформівного стану кроквяної ферми виробничої будівлі / М.І. Цан, А.П. Сорочак // Збірник тез доповідей XIII Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів «Актуальні задачі сучасних технологій». — Тернопіль : ФОП Паляниця В.А., 2024. — С. 150.

9. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд : ДБН В.1.2-14:2018. — [Чинний від 2019-01-01]. — К. : Міністерство розвитку громад та територій України, 2022. — 34 с. — (Національний стандарт України).

10. Прокат для будівельних сталевих конструкцій. Загальні технічні умови : ДСТУ 8539:2015. — [Чинний від 2016-07-01]. — К. : ДП «УкрНДНЦ», 2015. — 23 с. — (Національний стандарт України).

11. Сталеві конструкції. Норми проектування : ДБН В.2.6-198:2014. — [Чинний від 2015-01-01]. — К. : Мінрегіон України, 2022. — 220 с. — (Національний стандарт України).

12. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення: ДБН В.2.1-10:2018. — [Чинний від 2019-01-01]. — К. : Мінрегіон України, 2018. — 35 с. — (Національний стандарт України).

13. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови : ДСТУ 3760:2019. . — [Чинний від 2019-08-01]. — К. : ДП «УкрНДНЦ», 2019. — 18 с. — (Національний стандарт України).

14. Дослідження осідань фундаментних плит металевих силосів при однорядному розташуванні та моделюванні варіантів їх завантаження / М.І. Підгурський, І.М. Підгурський, А.П. Сорочак, Д.З. Биків // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. — 2023. — Вип. 44. — С. 239-251. — DOI: <https://doi.org/10.31713/budres.v0i44.27>.

15. Impact of Heterogeneous Soil Conditions on the Life Cycle Assessment of a Multi-Storey Reinforced Concrete Structure / R. Studziński, J. Ścigałło, M. Ratajczak, K. Ciesielczyk // Sustainability. — 2024. — Vol. 16. — Art. 6771. — DOI: 10.3390/su16166771.

16. Ясній В.П. Дослідження деформацій основи при її спільній роботі із сталевим каркасом споруди / В.П. Ясній, А.А. Подоляк // Збірник тез доповідей XIII Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів

«Актуальні задачі сучасних технологій». – Тернопіль : ФОП Паляниця В.А., 2024. – С. 132.

17. Pramanik R. Influence of Spatial Variability of Soil Elastic Modulus on Elastic Settlement of Rectangular Footing under Fuzzy Uncertainty / R. Pramanik, D.K. Baidya // Innovative Infrastructure Solutions. – 2022. – Vol. 7. – Art. 224. – DOI: 10.1007/s41062-022-00819-7.

18. Закон України «Про охорону праці» [Електронний ресурс] // Верховна Рада України. – Режим доступу: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/2694-12> – Дата звернення: 03.12.2025.

19. Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення : ДБН А.3.2-2-2009. — [Чинний від 2012-04-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2012. – 116 с. — (Національний стандарт України)

20. Наказ Мінсоцполітики № 1050 від 23.06.2017 «Про затвердження Мінімальних вимог з охорони праці на тимчасових або мобільних будівельних майданчиках» [Електронний ресурс] // Верховна Рада України. – Режим доступу: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/z1111-17> – Дата звернення: 03.12.2025.

21. Каспрук В.Б. Методичні вказівки до написання розділу з охорони праці в будівництві для спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» / В.Б. Каспрук. – Тернопіль : ТНТУ ім. І.Пулля, 2024. – 15 с.

22. Техноекологія та цивільна безпека. Частина «Цивільна безпека» : Навчальний посібник / В.С. Стручок, – Тернопіль: ТНТУ ім. І.Пулля, 2022. – 150 с.

23. Система надійності та безпеки в будівництві. Інженерно-технічні заходи цивільного захисту : ДБН В.1.2-4:2019. — [Чинний від 2019-08-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2019. – 28 с. — (Національний стандарт України).

ДОДАТКИ

ДОДАТОК А

ТЕПЛОТЕХНІЧНИЙ РОЗРАХУНОК ОГОРОДЖУЮЧИХ КОНСТРУКЦІЙ

А.1 Теплотехнічний розрахунок покриття

Розрахунок виконують відповідно до вимог [5].

Мета розрахунку: визначити товщину теплоізоляційного шару δ для конструкції покриття складського приміщення.

Вихідні дані:

Район будівництва – місто Боярка, Київська область;

Зовнішня температура повітря $\theta_{ext} = -22^\circ\text{C}$ для першої температурної зони за [5];

Внутрішня температура повітря $\theta_{int} = 20^\circ\text{C}$ для виробничих приміщень.

Умови експлуатації конструкції А.

Вологісний режим нормальний.

Характеристика огорожувальної конструкції приведена в табл. А.1.

Таблиця А.1 – Матеріали шарів огорожувальної конструкції покриття

№ шару	Матеріал шару	Товщина шару δ , м	Коефіцієнт теплопровідності, λ Вт/(м · °С)
1	Профлист оцинкований сталевий	0,0006	58
2	Поліетиленова плівка	0	0
3	Мінеральна вата	х	0,035
4	Поліетиленова плівка	0	0
5	Профлист оцинкований сталевий	0,0006	58

Термічний опір конструкції можна визначити за формулою:

$$R_{\Sigma} = \frac{1}{h_{si}} + \sum_{i=1}^l R_i + \frac{1}{h_{se}} = \frac{1}{h_{si}} + \sum_{i=1}^l \frac{\delta_i}{\lambda_{ip}} + \frac{1}{h_{se}} \geq R_{qmin} \quad (A.1)$$

де $h_{si} = 10 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{К})$ – коефіцієнти теплообміну внутрішньої поверхні для горизонтального покриття;

$h_{se} = 23 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{К})$ – те ж, для зовнішньої поверхні;

δ_i – товщина шару конструкції;

λ_{ip} – його теплопровідність;

$R_{qmin} = 2,2 \text{ м}^2 \cdot \text{К}/\text{Вт}$ – для покриття виробничих будівель з нормальним режимом роботи для першої температурної зони згідно [5].

Звідси визначимо

$$\begin{aligned} \delta_3 &= \left(R_{qmin} - \left(\frac{1}{h_{si}} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_5}{\lambda_5} + \frac{1}{h_{se}} \right) \right) \cdot \lambda_3 = \\ &= \left(2,2 - \left(\frac{1}{10} + \frac{0,0006}{58} + \frac{0,0006}{58} + \frac{1}{23} \right) \right) \cdot 0,035 = 0,072 \text{ м} \end{aligned}$$

Приймаємо необхідну товщину утеплювача для покриття $\delta_3 = 0,1 \text{ м}$.

A.2 Теплотехнічний розрахунок панелі стінового огороження

Розрахунок виконують відповідно до вимог [5].

Мета розрахунку: визначити товщину теплоізоляційного шару δ для зовнішньої стіни складського приміщення.

Вихідні дані – див. розділ А.1.

Для зовнішнього стінового огороження приймаємо $h_{si} = 8,7 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{К})$ та $h_{se} = 23 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{К})$.

Характеристика огорожувальної конструкції приведена в табл. А.2.

З формули (А.1) знайдемо

$$\delta_3 = \left(R_{q \min} - \left(\frac{1}{h_{si}} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_5}{\lambda_5} + \frac{1}{h_{se}} \right) \right) \cdot \lambda_3 =$$

$$= \left(2,2 - \left(\frac{1}{8,7} + \frac{0,0005}{58} + \frac{0,0005}{58} + \frac{1}{23} \right) \right) \cdot 0,035 = 0,071 \text{ м}$$

Таблиця А.2 – Матеріали шарів зовнішнього стінового огороження

№ шару	Матеріал шару	Товщина шару δ , м	Коефіцієнт теплопровідності, λ Вт/(м · °С)
1	Профлист оцинкований	0,0005	58
2	Вітробар'єр	0	0
3	Мінеральна вата	х	0,035
4	Поліетиленова плівка	0	0
5	Профлист оцинкований	0,0005	58

Приймаємо необхідну товщину утеплювача для стінового огороження

$$\delta_3 = 0,1 \text{ м}.$$