**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ**
**ЗАПОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ**

**ІНЖЕНЕРНИЙ НАВЧАЛЬНО-НАУКОВИЙ ІНСТИТУТ**
**імені Ю.М. ПОТЕБНІ**

КАФЕДРА МІСЬКОГО БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ
(повна назва кафедри)

# Кваліфікаційна робота (проєкт)

*магістр*
(рівень вищої освіти)

на тему Врахування генетичної нелінійності при проектуванні

Виконав: студент 2 курсу, групи 8.1923-мбг-дн
спеціальності 192 Будівництво та цивільна інженерія
(код і назва спеціальності)
освітньої програми Міське будівництво та господарство
(назва освітньої програми)
Зуідін Аюб
(ініціали та прізвище)

Керівник доц., к.т.н, Банах А.В.
(посада, вчене звання, науковий ступінь, прізвище та ініціали)
Рецензент доц.,к.т.н, Савін В.О.
(посада, вчене звання, науковий ступінь, прізвище та ініціали)

Запоріжжя
2025

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ**
**ЗАПОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ**

**ІНЖЕНЕРНИЙ НАВЧАЛЬНО-НАУКОВИЙ ІНСТИТУТ**
**імені Ю.М. ПОТЕБНІ**

Кафедра міського будівництва і архітектури
Рівень вищої освіти магістр
Спеціальність 192 Будівництво та цивільна інженерія
(код та назва)
Освітня програма Міське будівництво та господарство

**ЗАТВЕРДЖУЮ**
Завідувач кафедри
«01» 10 2024 року

# З А В Д А Н Н Я
## НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ (ПРОЄКТ) СТУДЕНТОВІ (СТУДЕНТЦІ)

Зуідіну Аюбу
(прізвище, ім'я, по батькові)

Тема роботи (проєкту) Врахування генетичної нелінійності при проектуванні

керівник роботи проф., д.т.н, Банах А. В.,
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)
затверджені наказом ЗНУ від «30» 09 2024 року № 1486-с .

1 Строк подання студентом роботи 01.02.2025

2 Вихідні дані до роботи Актуальність обраного напрямку досліджень, значимість у сучасному житті, можливість розвинення проблематики, перспективи впровадження майбутніх досягнень, мета роботи, завдання до виконання обраних досліджень, об`єкт досліджень, предмет досліджень, передбачувані методи виконання досліджень

3 Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити) Літературний огляд. Аналіз теоретичних відомостей про напружено-деформований стан будівлі з каркасом із монолітного залізобетону з урахуванням генетичної нелінійності. Аналіз отриманих результатів та оцінка ступеня впливу генетичної нелінійності при проектуванні будівель.

4 Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень) Презентація із результатами аналітичних обгрунтувань наукового напряму досліджень, результатами експериментальних досліджень, результати розрахунків із застосуванням сучасних інформаційних методів досліджень

5 Консультанти розділів роботи

| Розділ | Прізвище, ініціали та посада консультанта | Підпис, дата | |
|---|---|---|---|
| | | завдання видав | завдання прийняв |
| 1 | Банах А. В. | | |
| 2 | Банах А. В. | | |
| 3 | Банах А. В. | | |

6 Дата видачі завдання 01.09.2024

## КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

| № з/п | Назва етапів кваліфікаційної роботи | Строк виконання етапів роботи | Примітка |
|---|---|---|---|
| 1 | Літературний огляд | 01.10 | |
| 2 | Розділ 1 | 01.11 | |
| 3 | Розділ 2 | 15.11 | |
| 4 | Розділ 3 | 01.12 | |
| 5 | Розробка графічної частини | 15.12 | |
| 6 | Оформлення роботи | 15.01 | |
| 7 | Попередній захист | 01.02 | |

Студент _____ Зуідін Аюб
(підпис) (ініціали та прізвище)

Керівник роботи (проєкту) _____ Банах А. В.
(підпис) (ініціали та прізвище)

**Нормоконтроль пройдено**

Нормоконтролер _____ Гребенюк О.В.
(підпис) (ініціали та прізвище)

# АНОТАЦІЯ

Зуідін Аюб. Врахування генетичної нелінійності при проектуванні.

Кваліфікаційна випускна робота для здобуття ступеня вищої освіти магістра за спеціальністю 192 - Будівництво та цивільна інженерія, науковий керівник А.В. Банах. Інженерний навчально-науковий інститут імені Ю.М. Потебні ЗНУ, кафедра міського будівництва і архітектури, 2025.

У цій кваліфікаційної роботі магістра можна переконатися, що з проектуванні будинків з урахуванням генетичної нелінійності, виходить результат відмінний від цього, що ми бачимо при традиційному методі розрахунку НДС, не враховує поетапність зведення.

У деяких елементах ця різниця несуттєва, але в інших може сильно вплинути на результат проектування. Для об'єктів висотного будівництва розрахунок з урахуванням стадійного будівництва необхідний та потребує подальшого дослідження. Це дозволить проектувальникам та інженерам у будівництві точніше оцінити роботу будівлі, виконати розрахунки НДС, а також раціонально використати ресурси бетону, арматури.



Ключові слова: ЛИРА-САПР, НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН , ПРОЕКТУВАННЯ, ГЕНЕТИЧНА НЕЛІНІЙНІСТЬ, ЗВЕДЕННЯ БУДІВЛІ, ПРОГИН.



# ABSTRACT

Zuidin Ayub. Consideration of Genetic Nonlinearity in Design.

Qualifying graduation thesis for obtaining a master's degree of higher education in the specialty 192 - Construction and civil engineering, academic supervisor A.V. Banakh. Engineering Educational and Scientific Institute named after U.M. Potebny ZNU, Department of Urban Construction and Architecture, 2025.

In this master's qualification work, you can see that when designing buildings taking into account genetic nonlinearity, the result is different from what we see with the traditional method of calculating the NDS, which does not take into account the staged construction. In some elements, this difference is insignificant, but in others it can greatly affect the design result. For high-rise construction objects, the calculation taking into account the staged construction is necessary and requires further research. This will allow designers and engineers in construction to more accurately assess the work of the building, perform NDS calculations, and also rationally use concrete and reinforcement resources.

Key words: LYRA-SAPR, STRESS-DEFORMED STATE, DESIGN, GENETIC NONLINEARITY, BUILDING CONSTRUCTION, DEFLECTION.

ЗМІСТ


| | | |
|---|---|---|
| | ВСТУП……. | 8 |
| Розділ 1 | ТЕОРЕТИЧНІ ВІДОМОСТІ ПРО РОЗРАХУНОК НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ БУДІВЛІ…… | 11 |
| 1.1 | Напружено-деформований стан будівлі з каркасом із монолітного залізобетону…….. | 11 |
| 1.2 | Фізична нелінійність під час проектування……..... | 12 |
| 1.3 | Геометрична нелінійність під час проектування…….. | 15 |
| 1.4 | Конструктивна нелінійність під час проектування……... | 17 |
| 1.5 | Реологічна нелінійність……..... | 19 |
| 1.6 | Генетична нелінійність під час проектування …….. | 21 |
| 1.7 | Програмний комплекс для дослідження…… | 26 |
| 1.7.1 | ЛІРА-САПР……... | 29 |
| 1.7.2 | SCAD Office…….. | 29 |
| 1.8 | Метод кінцевих елементів……... | 30 |
| 1.9 | Висновки за розділом 1……..... | 32 |
| Розділ 2 | ВИЗНАЧЕННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ БУДІВЛІ…… | 34 |
| 2.1 | Опис конструктивного рішення будівлі……. | 34 |
| 2.2 | Збір навантажень…….. | 38 |
| 2.2.1 | Постійне навантаження…….……..……. | 38 |
| 2.2.2 | Тимчасові навантаження…….……..……. | 39 |
| 2.2.3 | Тривалі навантаження……..…….. | 44 |
| 2.3 | Розрахунок каркасу без урахування генетичної нелінійності в ПК ЛІРА-САПР 2016…….. | 45 |
| 2.4 | Розрахунок каркасу з урахуванням генетичної нелінійності в ПК ЛІРА-САПР 2016…….. | 51 |
| 2.5 | Висновки за розділом 2…… | 54 |
| Розділ 3 | ПОРІВНЯЛЬНИЙ АНАЛІЗ РЕЗУЛЬТАТІВ РОЗРАХУНКУ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ БУДІВЛІ…...…….. | 55 |

3.1 Результати розрахунку та порівняльний аналіз…… 55
3.2 Загальні аспекти техніки безпеки на будівельному майданчику…… 71
3.3 Правила техніки безпеки на будівельному майданчику……...…...…...…...…...…...…...…...… 73
3.4 Висновки за розділом 3…… 75
ОСНОВНІ ВИСНОВКИ……. 76
СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ……..... 78

# ВСТУП

**Актуальність роботи.** Серед нормативних джерел на даний момент відсутня низка деяких важливих вимог до розрахунків на кожному етапі процесу будівництва. Звідси виникають значні похибки у кінцевому варіанті розрахунку конструкцій споруди чи будівлі, оскільки більшість розрахунку не враховує поетапність будівництва. Отже, питання дослідження НДС з урахуванням стадійності трансформації розрахункових моделей має величезну значущість, а також ставить багато важливих вимог до процесу розрахунку несучих конструкцій будівлі або споруди в цілому.

Напружено-деформований стан проектованої будівлі при одномоментному додатку до неї навантаження може істотно відрізнятися від випадку, коли кожне навантаження прикладається поетапно. Це явище пояснюється тим, що розрахункова схема в результаті деформування будівлі постійно змінює свій вигляд.

Практика розрахунку НДС будівлі, що застосовується сьогодні, реалізується на проведенні статичного розрахунку, що виробляється в межах однієї стадії. Слід зазначити, що додаток статичних навантажень на модель будівлі у процесі розрахунку також є постійними, тобто величинами незмінними під час проведення розрахункового процесу загалом. Поруч із всі геометричні показники і жорсткість також беруться до уваги незмінними значеннями.

Таким чином, якщо вести розрахунок і не брати до уваги поетапність зведення проектованої будівлі, то слід очікувати, що в колонах верхніх поверхів з'являтимуться зусилля, які сильно відрізняються від зусиль при традиційному розрахунку. В результаті можливе виникнення зсувів у горизонтальній площині, яким також супроводжують відхилення конструкцій верхніх поверхів будівлі від вертикальної осі. Причинами таких відхилень можуть бути нерівномірність деформацій основи будівлі чи споруди, і навіть місцеві жорсткі вузли ліфтових, і навіть сходових блоків. У свою чергу зміна

станів зв'язків, видалення або встановлення різних складових системи також здатні вплинути на підсумковий результат.

**Мета і завдання дослідження.** Мета досліджень – оцінити величину впливу генетичної нелінійності на напружено-деформований стан будівлі.

**Для досягнення зазначеної мети було поставлено такі завдання:**

1. Вивчення теоретичних відомостей про напружено-деформований стан будівлі з каркасом із монолітного залізобетону з урахуванням генетичної нелінійності.

2. Розрахунок напружено-деформованого стану будівлі з урахуванням і без урахування генетичної нелінійності.

3. Аналіз отриманих результатів та оцінка ступеня впливу генетичної нелінійності при проектуванні будівель.

**Об'єкт дослідження.** Об'єктом дослідження є проектована будівля підвищеної поверховості з каркасом із залізобетону з простою формою в плані.

**Предмет дослідження.** Предметом ослідження є напружено деформований стан.

**Методи дослідження.** При вирішенні поставлених завдань використовувалися узагальнення, аналіз теоретичних та практичних досліджень на тему роботи та комплексні дослідження експлуатаційних властивостей фасадних панелей.

**Наукова новизна одержаних результатів**. Наукова новизна дослідження полягає в тому, що отримані параметри, що дозволяють більш точно аналізувати напружено-деформований стан будівлі та враховувати зусилля в елементах конструкції на кожній стадії будівництва.

**Практичне значення одержаних результатів**. Практична значущість дослідження полягає у визначенні ступеня значущості та аналізі різниці результатів при проектуванні з урахуванням генетичної нелінійності та без її обліку.

**Особистий вклад дослідника.** Особиста участь автора в організації та проведенні дослідження полягає у перегляді доступної літератури, публікацій,

що оповідають про генетичну нелінійність, створення розрахункової моделі для обчислень, пов'язаних із напружено-деформованим станом будівлі, проведення аналізу отриманих під час розрахунку результатів.

**Структура та обсяг магістерської роботи.** Магістерська робота складається з вступу, трьох розділів, основних висновків, списку використаних джерел, містить 83 сторінки, 32 рисунків, 12 таблиць, 53 список використаних джерел.

# РОЗДІЛ 1
# ТЕОРЕТИЧНІ ВІДОМОСТІ ПРО РОЗРАХУНОК НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ БУДІВЛІ

## 1.1 Напружено-деформований стан будівлі з каркасом із монолітного залізобетону

Вивчаючи матеріали [1-5], можна відзначити, що в даний час проектування будівель та споруд сильно еволюціонує і разом з цим відкриваються різні характеристики, що впливають на підбір несучих конструкцій, каркасів тих чи інших будівель та споруд.

На даний момент однією з найбільш інформативних характеристик визначення елементів каркасу будівлі є напружено-деформований стан будівлі (далі - НДС).

НДС - комплекс напруг та деформацій, що виникають під дією на фізичне тіло зовнішніх навантажень, температури та інших факторів. Сума всіх напруг повністю характеризує напружений стан тіла.

Основні види деформацій щодо напружено- деформованого стану:

- розтягування,
- стиск,
- зріз,
- зсув,
- кручення,
- вигин.

НДС визначається аналітичними методами та за допомогою експериментів у вигляді розподілу напруг, деформацій та переміщень у заданій конструкції та є підставою для оцінки міцності під дією постійних та тимчасових навантажень.

Для визначення НДС будівлі нині користуються програмними комплексами, у яких використовуються вищезазначені методи. Дані

комплекси здатні розрахувати НДС окремих конструкцій і всього каркасу повністю за правильного завдання розрахункової моделі будівлі та коректного навантаження елементів даної будівлі [16].

Існує ряд нелінійних залежностей, які слід враховувати при розрахунку конструкцій будівлі, що проектується. Основні види нелінійностей:

- фізична [6],
- геометрична,
- конструктивна,
- реологічна,
- генетична.

## 1.2 Фізична нелінійність під час проектування

Під фізичною нелінійністю розуміють порушення лінійної залежності між навантаженням та переміщеннями, яке з'являється в результаті утворення нелінійної залежності між деформаціями складових конструкції (або її в цілому) та напругою.

Для тих випадків, коли фізична нелінійність проявляється за наявності у вузлових зв'язках або окремих частинах монолітних залізобетонних конструкцій непружних деформацій, то можливе утворення тріщин у конструкціях, у тому числі, та їх подальше розкриття [33].

Під проводом Генієва Г.А. була створена феноменологічна теорія міцності бетону та залізобетону. В основі цієї теорії лежить вивчення залежності міцності бетону від зовнішніх навантажень.

Завдяки законам феноменологічної теорії, можна знайти якому етапі виникає руйнація конструкції у складному напруженому стані. Однак, визначити це можливо лише за умови, якщо відома поведінка матеріалу при простому зсуві, розтягуванні, а також стиску. Теорія максимальних напруг (теорія Ранкіна та Галілея) є основною концепцією класичних феноменологічних теорій міцності. Критерієм міцності у цій теорії виступає

максимальна напруга.

Наступною концепцією є теорія Маріотта та Сен-Венана, тобто теорія про максимальні деформації. Згідно з цією теорією, стадія плинності матеріалу виникає при досягненні максимального відносного подовження. Ця концепція передбачає наступне: головною причиною руйнування конструкції є максимальні лінійні деформації, що виникають у переважно критичній точці.

Теорія Кулона і Мора (теорія максимальних дотичних напруг) є третьою теорією міцності бетону. Ця теорія свідчить, що фізична нелінійність конструкції зумовлена непружними деформаціями матеріалу у різних його частинах, зокрема, внаслідок появи та збільшення тріщин.

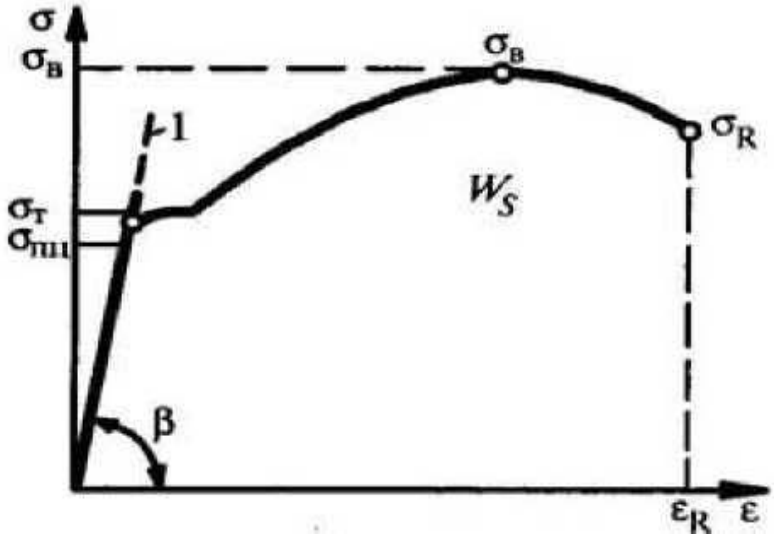
Фізична нелінійність утворюється і в малій, і у великій ділянці деформації (у разі, якщо величина деформації порівнянна з габаритами досліджуваного предмета). Варто відзначити, що від знака та рівня напруги, що виникли в матеріалі, залежить величина фізичної нелінійності деформування.

Теорія нелінійної пружності розглядає нелінійну залежність деформації та напруги, що виникають у залізобетонних конструкціях. Ця залежність є постійною як навантаження, так розвантаження, інакше кажучи, несе однозначний характер. Слід зазначити, що нелінійна пружність невластива для багатьох будівельних матеріалів, не розглядатиметься. На рисунку 1.1 представлені схеми пружнопластичної поведінки матеріалів, що часто зустрічаються.

Діаграми деформацій і напруги служать наочним зображенням поведінки матеріалу за пружнопластичним законом. У цих діаграмах є такі ділянки, як пружна залежність деформацій і напруг, зона плинності, а також зона лінійності або зміцнення, що має змішаний характер.




а)




б)

Рисунок 1.1 - Схема залежності між напругою та деформаціями :

а) бетон; б) арматура

## 1.3 Геометрична нелінійність під час проектування

Під геометричною нелінійністю розуміють порушення взаємозв'язку навантаження та переміщень, яке спричинене появою додаткових зусиль у конструкції або окремих її елементів, а також їх деформації. Геометричну нелінійність прийнято враховувати за допомогою рівнянь, що у свою чергу пов'язують деформації та переміщення, або за допомогою рівнянь рівноваги. Розрахунки, що виконуються з урахуванням геометричної нелінійності, називаються розрахунками з використанням деформованої схеми. На рисунку 1.2 наведено приклад геометричної нелінійності – пружні тіла.

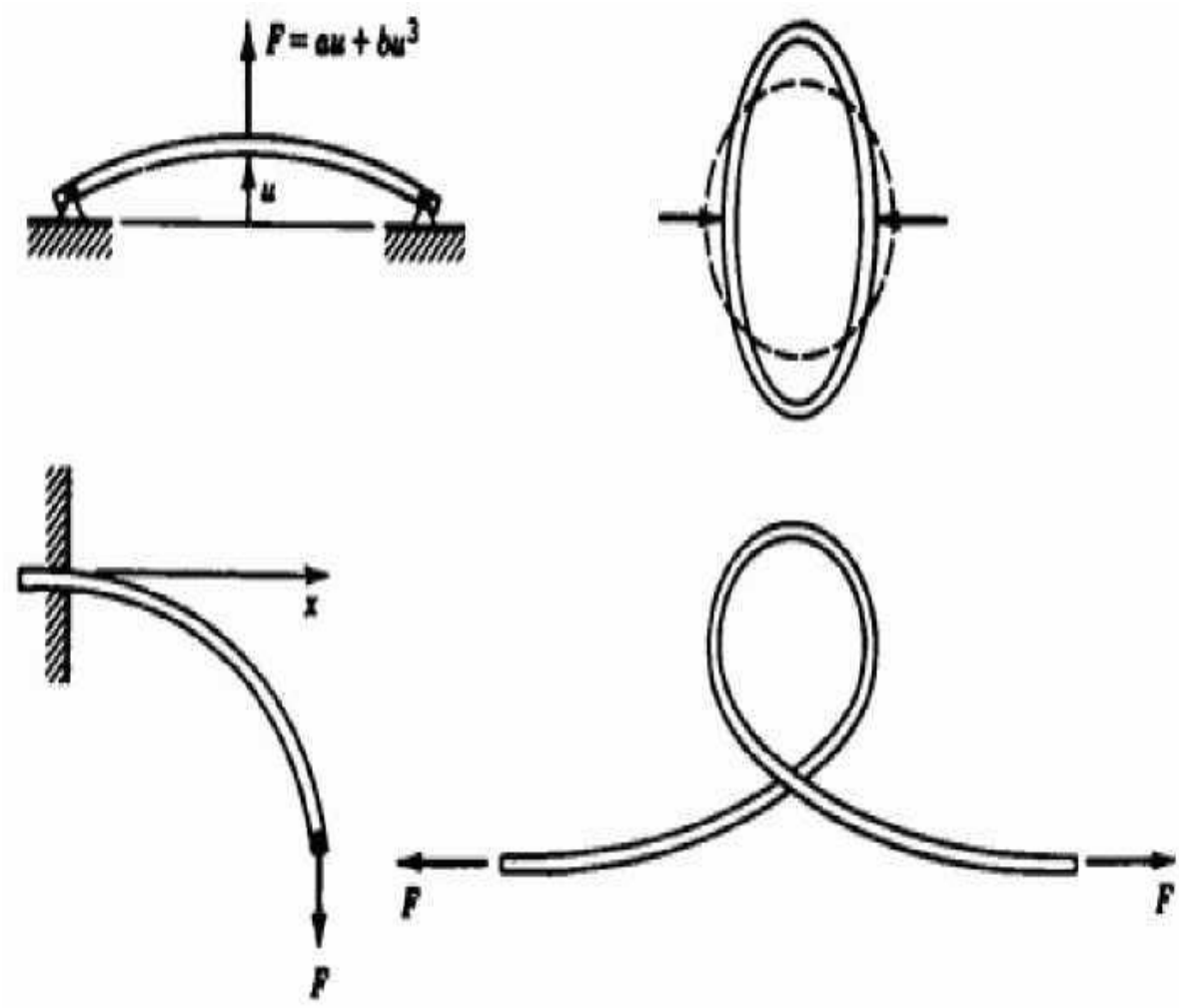



Рисунок 1.2 - Приклад геометричної нелінійності у пружних структурах

Коли йдеться про геометрично нелінійні завдання, то перш за все потрібно чітко визначитися, про який рівень геометричної нелінійності йдеться. Якщо документація до програмного продукту складена грамотно, вона повинна містити ясні, не допускають різночитань і двозначностей вказівки про рівень досяжності під час вирішення геометрично нелінійних завдань.

До першого етапу геометричної нелінійності належить найслабший варіант геометрично нелінійної теорії. У цьому варіанті теорії вважається, що рівняння рівноваги слід записувати для деформованого стану системи. Що ж до зв'язку деформацій з переміщеннями, ці співвідношення для першого поверху геометрично нелінійних завдань приймаються в лінійному варіанті. У будівельній механіці завдання першого поверху геометричної нелінійності називають розрахунком за деформованою схемою» [19].

Далі слідує другий етап геометричної нелінійності. «Відмінністю від першого етапу служить розкриття другого каналу проникнення геометричної нелінійності через геометричні рівняння, що зв'язують переміщення з деформаціями. Істотним тут є розрізнення порядків деформацій і поворотів, при цьому вважається, що квадрати кутів поворотів елементів аналізованої розрахункової схеми є величинами того ж порядку малості, що і компоненти деформації, які в свою чергу зневажливо малі в порівнянні з одиницею »[19].

Слідуючи далі, можна назвати, що до третьому за рахунком етапу геометричної нелінійності можна віднести завдання, у яких деформації малі проти одиницею, тоді як щодо поворотів таких припущень зробити не можна. Конструкції з гнучкими нитками є чудовим прикладом завдань цього поверху геометричної нелінійності. Завдання третього поверху нелінійності, своєю чергою, може бути ранжовані з допомогою запровадження додаткових спрощуючих припущень.

«Нарешті, на вершині цієї ієрархії розташовані найскладніші завдання – завдання четвертого поверху геометричної нелінійності, коли самі відносні деформації не можна вважати малими величинами порівняно з одиницею.

Необхідність проведення розрахунків виробів із гуми та гумоподібних матеріалів змушує розрахунків підніматися і на ці висоти» [19].

## 1.4 Конструктивна нелінійність під час проектування

Конструктивна нелінійність - нелінійність, яка виникла в результаті зміни параметрів розрахункової схеми всієї конструкції або її окремих елементів внаслідок застосування навантажень у ході проектування. Через появу переміщень, які призводять до утворення та розкриття тріщин і з'являються зміни.

Однією з причин прояву такої нелінійності можуть бути залізобетонні елементи, включенню в роботу конструкції яких характери такі фактори НДС:

- зусилля в елементі, при яких окремий елемент конструкції або стискується або розтягується;

- робота елемента починається після вибору зазору;

- відмова у роботі елемента при максимально допустимому зусиллі.

Прояв конструктивної нелінійності може бути обумовлено зміною розташування зв'язків, зміною положення окремих вузлів всієї будівлі або споруди.

При зміні положення конкретних точок з'являються зміни у розрахунковій схемі. Прикладом є такі умови:

- система включає елементи з односторонніми зв'язками, такі елементи приймають тільки позитивні або тільки негативні зусилля;

- припинення роботи при досягненні елементом граничного стану;

- включення окремих конструктивних елементів у роботу після досягнення ним будь-яких факторів;

- зсув різних конструкцій будівлі та споруди щодо один одного.

На рисунках 1.3 та 1.4 показано залежність зусиль від переміщень при конструктивній нелінійності.

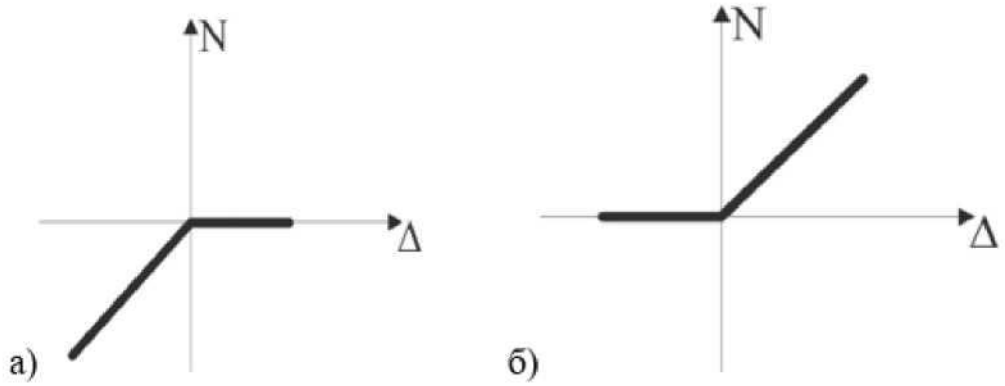



Рисунок 1.3 - Залежність зусилля (N) та деформації (Δ) для різних типів конструктивної нелінійності :

а) Робота елемента лише з стиснення;

б) Робота елемента лише на розтягування

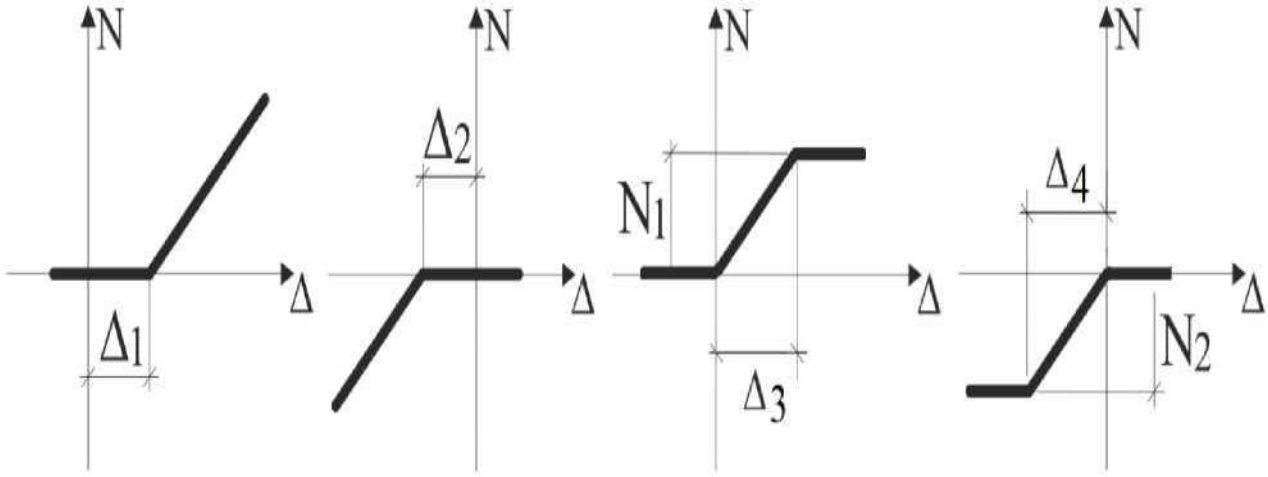



Рисунок 1.4 - Залежність зусилля (N) та деформації (Δ) для різного роду конструктивної нелінійності:

а) Елемент починає роботу після того, як здійсниться вибір зазору $\Delta_1$; б) елемент починає працювати на стиск після вибору зазору $\Delta_2$; в) елемент працює тільки на розтяг і в результаті досягнення граничного зусилля $N_1$ перестає працювати; г) елемент працює тільки на стиск та і в результаті досягнення граничного зусилля $N_2$ перестає працювати

Таким чином прояв конструктивної нелінійності може бути обумовлено зміною розташування зв'язків, зміною положення окремих вузлів всієї будівлі або споруди. Конструктивна нелінійність є дуже значним елементом при проектуванні і заслуговує на увагу при подальших дослідженнях.

## 1.5 Реологічна нелінійність

Реологічна нелінійність - ефекти, що несуть нелінійний характер, які проявляються в конструкціях, елементах, матеріалах у разі виникнення в них процесів реології.

Реологія - це вивчення течії речовини, головним чином рідкому або газоподібному стані, але також і у вигляді "м'яких твердих тіл" або твердих тіл в умовах, коли вони реагують пластичним потоком, а не пружно деформуються у відповідь на прикладену силу. це розділ у фізиці, де розглядаються суцільні середовища, їх деформацію та перебіг.

Дані середовища мають такі властивості, як в'язкість, пружність і пластичність. Реологія бере свій початок з гідродинаміки, а також теорії пружності.

Сухі будівельні суміші, такі як цемент, слід відносити до дисперсних систем, якщо спиратися на джерела колоїдної хімії. Існує дві великі групи дисперсійних систем: Системи, у яких відсутня суцільна структура безструктурні, а також системи, які мають чітку структуру - структуровані (дисперсні) системи.

На рисунку 1.5 показані діаграми деформування бетону при короткочасних та тривалих завантаженнях.тривалих завантаженнях.

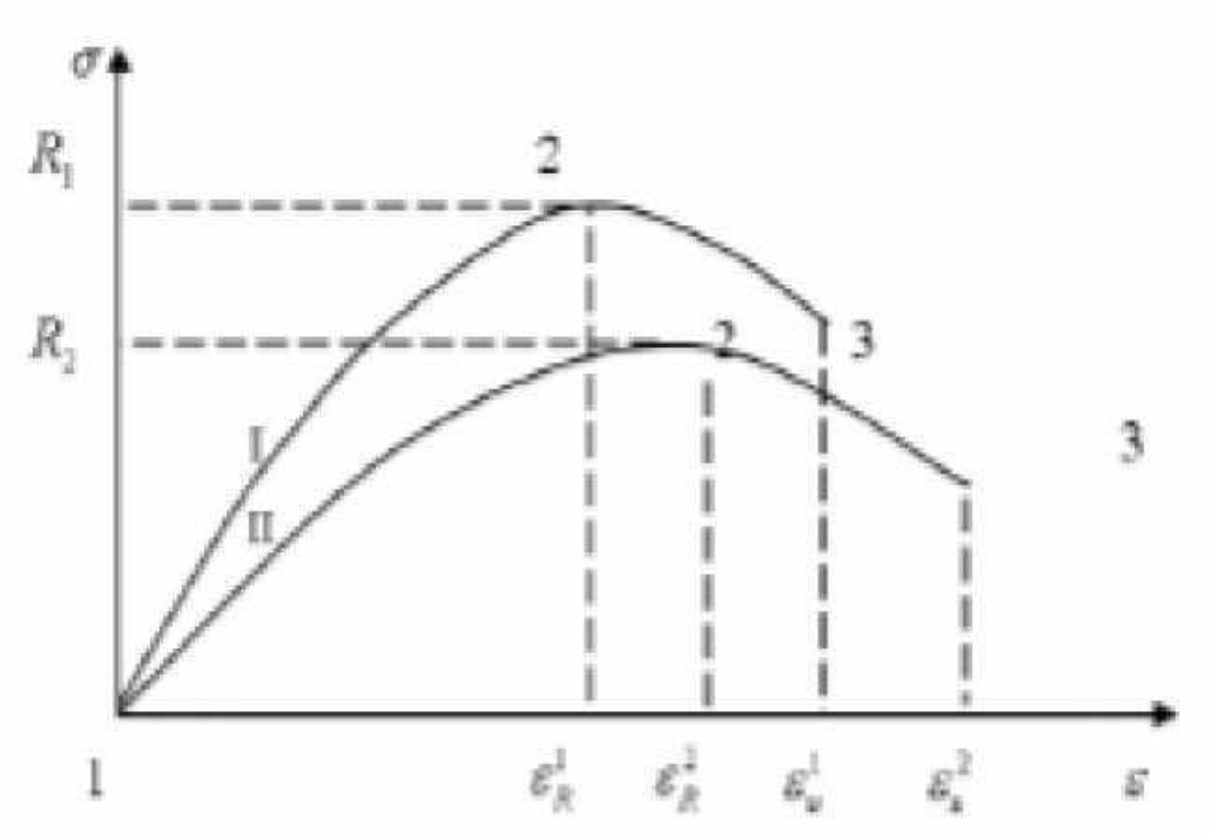



Рисунок 1.5 - Діаграми деформування бетону при короткочасному (I) та тривалому (II) навантаженні

Виникнення реологічної нелінійності обумовлено як поєднанням елементів реологічно-лінійних. Звичайні розбіжності з лінійною залежністю виявляються у межах навіть однієї реологічної основної якості. Таким чином, коли заходить розмова про реологічну нелінійність або текучі середовища, то можна навести в приклад цілий клас, який не піддається поясненню через закони Ньютона, це «неньютонівські» рідини.

Змінна в'язкість, яка строго залежить від деформації та швидкості її протікання, це властивість, яка характерна для вищезгаданих «неньютонівських» рідин.

Для цього класу рідин коефіцієнт в'язкості вже не є фундаментальною характеристикою речовини. Приклад реологічної нелінійності є повзучість залізобетонних конструкцій.

## 1.6 Генетична нелінійність під час проектування

Нещодавно в проектуванні з'явилося поняття «генетична нелінійність».

Генетична (інженерна) нелінійність пов'язана з етапами створення конструкції (монтаж), в процесі якого в тому чи іншому порядку можуть вводитися або видалятися окремі елементи системи, прикладатися або видалятися навантаження, т.е. е. перехід із одного етапу монтажу до іншого супроводжується зміною розрахункової схеми [12-14].

На етапах монтажу здійснюється підсумовування компонентів НДС. Не дивлячись на те, що кожен етап описується співвідношеннями лінійної будівельної механіки, в результаті зміни розрахункової схеми завдання проектування будівель і споруд є нелінійним.

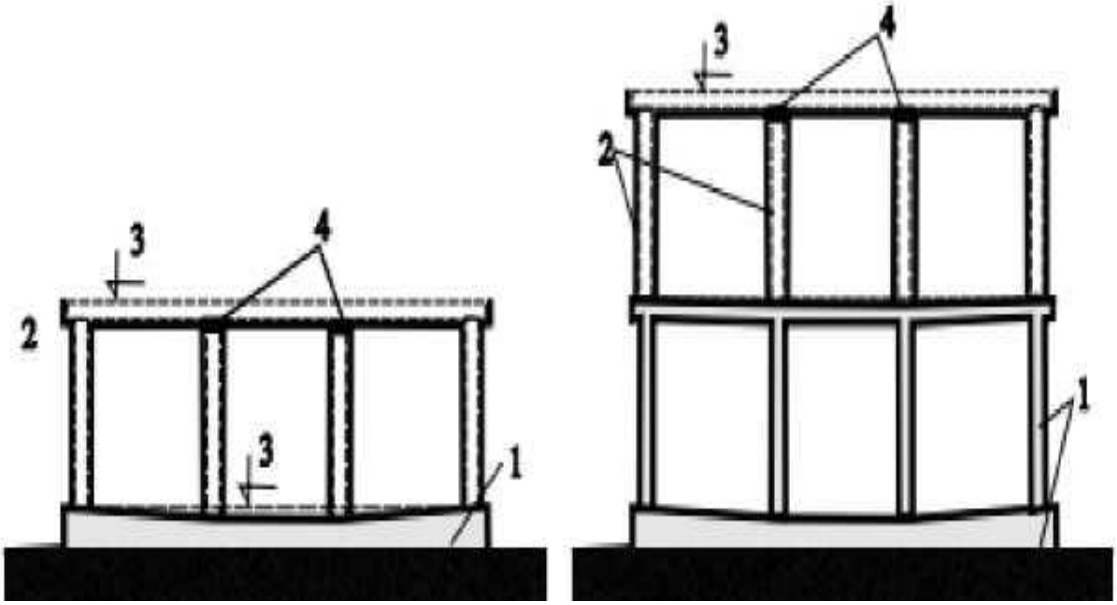



Рисунок 1.6 - Схема зміни розрахункової моделі у процесі зведення :

1 – частина будівлі, побудована на попередньому етапі; 2 - етап будівлі, що зводиться на цій стадії; 3 - проектна відмітка елементів конструкції на стадії; 4 - збільшення довжини елемента конструкції, що виникає в результаті появи деформацій нижчих частин конструкції на попередніх етапах будівництва.

Слід зазначити, що зведення будівлі, зображений на рисунку 1.6, несе характер постадийного нарощування. Дана технологія спричиняє зростання довжини вертикальних конструкцій, а також призводить до збільшення переміщень поверхів у горизонтальній площині, внаслідок чого вісь будівлі відхиляється від вертикального положення. Виникнення перерахованих відхилень зумовлено нерегулярністю жорсткостей будівлі, а також нерівномірними деформаціями основи конструкції [17].

Користуючись відомостями статей [1,2,3], можна дійти невтішного висновку, що генетична нелінійність є важливою і значної частиною під час проектування висотних будинків та будівель з каркасом зі збірних елементів. Генетична нелінійність пов'язана з етапами створення конструкції (монтаж), у процесі якого в тому чи іншому порядку можуть вводитися або видалятися окремі складові системи, прикладатися або видалятися навантаження, отже перехід з одного етапу монтажу до іншого супроводжується зміною розрахункової схеми. На етапах монтажу проводиться сумування компонентів НДС.

Розрахунок з урахуванням генетичної нелінійності має на увазі під собою облік НДС на кожній стадії будівництва та покроковий додаток навантаження на розрахункову модель.

Основний акцент у вивчених матеріалах приділяється напружено-деформованому стану висотних будівель із монолітним залізобетонним каркасом. Також перевіряється НДС каркасів із збірного залізобетону. У зв'язку з різноманіттям конструктивних рішень монолітних конструкцій генетична нелінійність при проектуванні будівель підвищеної висотності з каркасом із залізобетону не розкрита достатньою мірою і вимагає подальшого вивчення. Недостатньо інформації про ступінь розбіжності результатів розрахунків, що враховують та не враховують генетичну нелінійність при проектуванні подібних будівель.

Впливи на систему, що визначають характер її напруженого та деформованого стану, поділяють на:

- базові (накопичувані) дії, котрим напружено - деформований стан передається наступні стадії монтажу. Наприклад, власна вага чи попереднє напруга;

- незалежні навантаження, що діють лише на поточній стадії монтажу та не мають відношення до інших стадій. Наприклад, вітрове навантаження на будівлю, що знаходиться в процесі збирання.

Усі присутні зв'язку за часом накладення (в умовному сенсі) поділяють на:

- ранні зв'язки - зв'язки, накладені систему до моменту її навантаження (на попередніх стадіях навантаження) і які вплинули на рівноважний деформований стан системи;

- пізні зв'язки - зв'язки, що накладаються вже на навантажену та продеформовану систему, що виявляються, у такому разі, ненапруженими.

Пізній зв'язок особливо впливає форму можливого деформування при подальшому навантаженні, але не відбивається на рівновазі системи. В даному випадку не обнулюється її переміщення при включенні до схеми даного зв'язку, але виключається будь-яке переміщення на подальших етапах.

Основні операції будівництва будівель та споруд мають різний вплив на розрахунково-конструктивну схему, відповідно до цього виділено такі впливи:

- додаток всіх навантажень на систему, що включають також температурні впливи, основні навантаження і переміщення;

- виключення можливості переміщення або повороту конструкції внаслідок введення у схему зовнішнього зв'язку;

- виключення можливості переміщення або повороту конструкції внаслідок введення у схему зовнішнього зв'язку;

- зміна напружено-деформованого стану елемента при виключенні з конструктивної схеми існуючого внутрішнього або зовнішнього зв'язку, яке обумовлюється наявністю зусиль у елементі, що виключається;

- монтаж будь-якого елемента конструкції об'єкта, що проектується;

- зміна напружено-деформованого стану через демонтаж

конструктивного елемента.

Розглянуті дії та операції слід підрозділяти на два етапи, тому що з боку відсутнього елемента не повинно виникати жодних впливів.

- обнулення зусиль взаємодії між частиною системи, що залишається і видаляється;

- внесення корективів до розрахункової схеми.

Видалення частини системи тут має значення активного втручання у конструкцію за її створенні.

аким чином і виключаються з розрахункової схеми всі тимчасові конструкції підпірки або різні розкріплення, які встановлюються протягом будівництва на різних його етапах, для початку приводять даний елемент в ненапружений стан, після чого виконується його демонтаж.

Наступним впливом на розрахунково-конструктивну схему є зміна модуля пружності конструктивного елемента. За допомогою цього модуля можна змоделювати набір бетоном міцності, а також інші процеси, наприклад зношування, які можуть вплинути на жорсткі характеристики елемента.

Далі слідує зміна жорстких параметрів основ і фундаментів будівель та споруд. Прикладом таких змін може бути призначення коефіцієнтів ліжка при проектуванні кожному етапі з урахуванням стадійності зведення. За цих змін можливі два варіанти:

- жорстка характеристика проектованої конструкції чи окремого її елемента змінюється, але НДС залишився незмінним і вплив цієї характеристики буде помітно лише у момент зміни навантаження;

- жорсткість характеристик проектованої конструкції або окремого її елемента змінюється під навантаженням. У такому випадку всі зусилля, що виникають усередині елемента, передаються на новий елемент, в результаті даних дій відбувається перерозподіл усіх зусиль у розрахунковій схемі, при цьому навантаження не змінюється.

Для аналізу всіх вищевикладених аргументів слід виконувати розрахунок напружено деформованого стану будівлі.

Результатом розрахунку ПДВ будівлі є чисельні значення деформацій та напруг, що виникають у конструкції при додатку всіх навантажень до проектованої будівлі. На рисунку 1.7 наведено приклад результатів розрахунку у програмному комплексі ЛІРА.

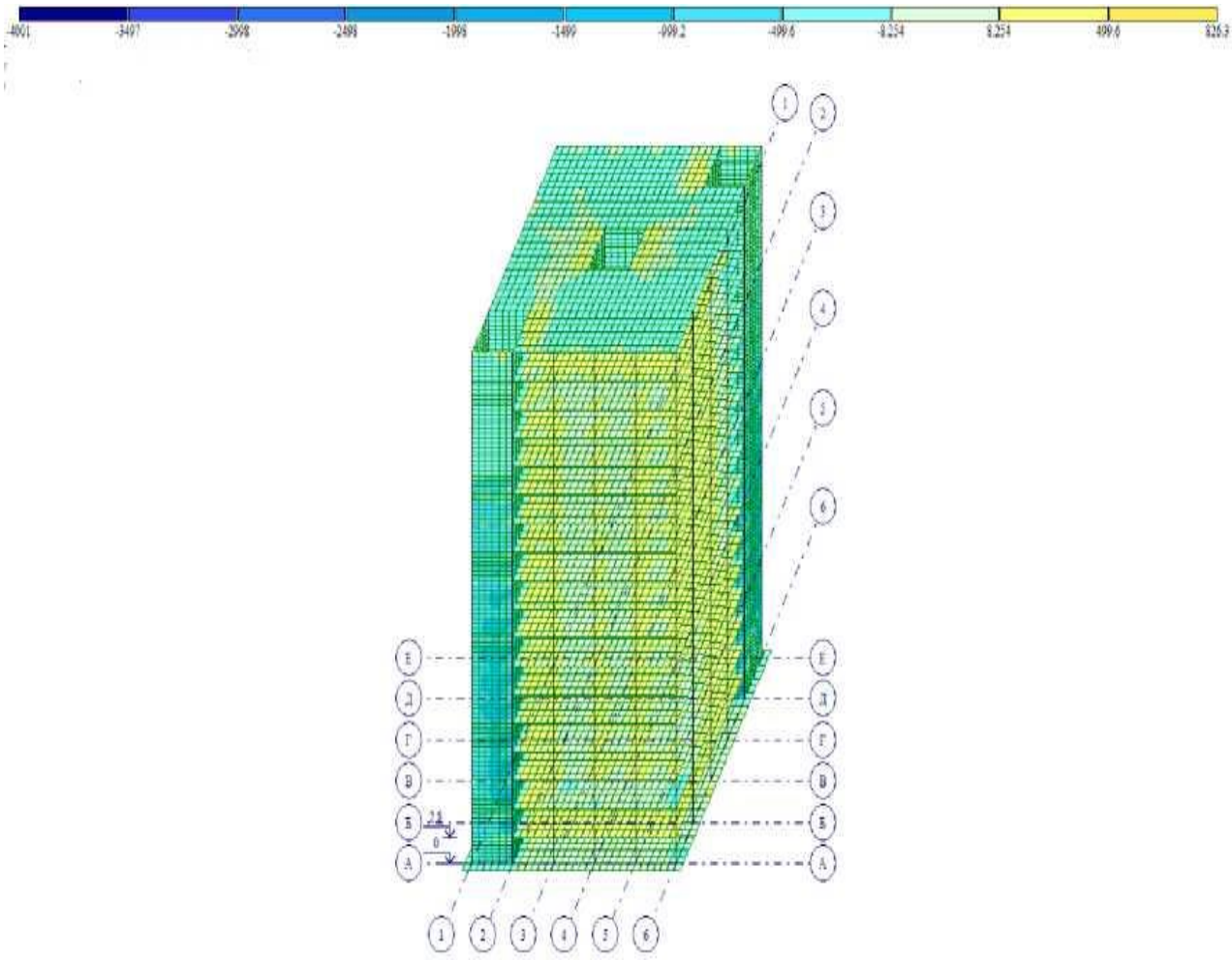


Рисунок 1.7 - Приклад результатів розрахунку

При розрахунку ПДВ будівлі з урахуванням стадійності зведення мається на увазі наступний алгоритм: Будівля, що проектується, розбивається на n стадій:

Перша стадія - зведення першого поверху, друга - зведення другого поверху і т.д. Після цього проводиться розрахунок конструкцій кожного поверху, враховуючи всі горизонтальні та вертикальні переміщення елементів,

що виникли на попередніх стадіях, а також зміни модулі пружності елементів, також потрібно брати до уваги можливе занижене значення міцності та жорсткості бетону, у зв'язку з недобором міцності на момент монтажу наступній стадії. «Але є можливість проводити комп'ютерне моделювання різних процесів» [4] і всі ці нюанси та особливості реалізовані в розрахункових програмних комплексах, таких як ЛІРА-САПР, SCAD Office [15].

### 1.7 Програмний комплекс для дослідження

При визначенні напружено-деформованого стану конструкцій будівлі необхідно використовувати програмні комплекси, що дають можливість враховувати черговість будівництва поетапно та зміну розрахункової конструктивної схеми каркасу будівлі.

У переважній більшості розглянутих статей для визначення НДС будівлі використовуються програмні комплекси ЛІРА-САПР, SCAD Office. У цих програмах можна відобразити послідовність зведення будівлі за допомогою функції «Монтаж», так само вони дозволяють зробити комп'ютерне моделювання на всіх стадіях створення різного роду конструкцій, прийняти до уваги збір монтажних навантажень, а також контролювати поетапну трансформацію конструктивної схеми в цілому. Слід зазначити, що комплект функцій перелічених програм розуміють участь кожному етапі демонтажу конструкції. Протягом цих етапів можливе зняття деяких навантажень з конструкцій і демонтаж окремих частин. Також, паралельно з ними ведеться розрахунок конструктивної схеми, яка у свою чергу складається із змонтованих чи демонтованих елементів.

Паралельно ведеться облік поточної міцності бетону та його модуля деформації.

У програмних комплексах можна здійснити розрахунок з використанням методу кінцевих елементів за такими позиціями:

- завантаження;

- сполучення поєднання зусиль (надалі - РСЗ);

- розрахункові сполучення навантажень (надалі - РСН).

Визначення значень РСЗ включає пошук і виявлення максимальних значень зусиль в елементах конструкції, при яких НДС будівлі наражається на найбільшу небезпеку. У цьому розрахунку приділяється особлива увага особливостям кожного типу кінцевих елементів і кількість різних поєднань максимально скорочується.

Таким чином, програма здатна виділити, проаналізувати всі поєднання та визначити максимально несприятливе з них.

Внаслідок того, що конструктивна система може складатися з безлічі різних елементів, і максимальні значення можуть проявлятися в різних вузлах, переміщення в даних вузлах за підсумками розрахунку не будуть представлені.

Концепція РСН є модуль, який здатний аналізувати і описувати чисельне переміщення у вузлах і зусилля в конструктивних елементах при впливі звичайних лінійних комбінацій завантажень. Звичайні комбінації є поєднаннями, які прописані в нормативній літературі, в ДСТУ і ДБН і т.д. На рисунку 1.8 представлений приклад таблиці РСН, що містить стандартні комбінації.

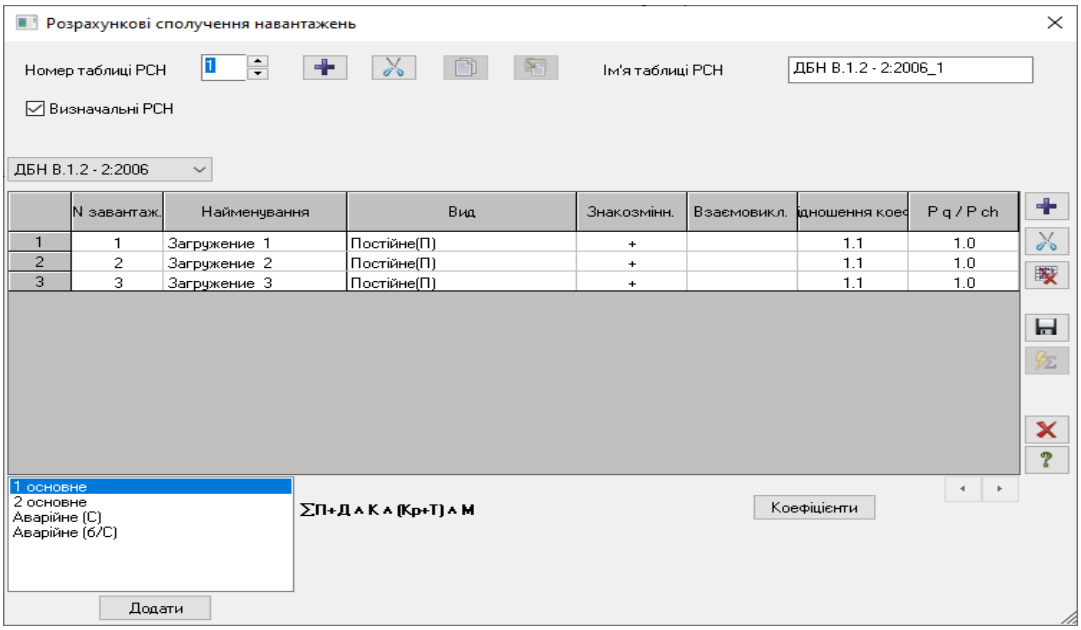



Рисунок 1.8 - Таблиця РСН

Таким чином, у системі РСЗ відбувається розрахунок усіляких поєднань навантажень, результатом даного розрахунку буде найнесприятливіший Напружено-деформований стан будівлі. А при розрахунку в системі РСН результатом буде НДС будівлі з урахуванням усіх поєднань, які вказав сам проектувальник.

Розрахунок конструкцій та основ за граничними станами 1-ї та 2-ї груп слід виконувати з урахуванням несприятливих поєднань навантажень або відповідних їм зусиль.

Ці поєднання встановлюються з аналізу реальних варіантів одночасної дії різних навантажень для стадії роботи конструкції або підстави, що розглядається.

В зависимости от учитываемого состава нагрузок следует различать:

а) основні поєднання навантажень, що складаються з постійних, тривалих та короткочасних:

$$C_m = P_d + (\psi_{l1}\, P_{l1} + \psi_{l2}\, P_{l2} + \cdots) + (\psi_{t1}\, P_{t1} + \psi_{t2}\, P_{t2} + \cdots), \quad (1.1)$$

б) особливі поєднання навантажень, що складаються з постійних, тривалих, короткочасних та одного з особливих навантажень:

$$C_s = C_m + P_s, \quad (1.2)$$

де $C_m$ – навантаження для основного поєднання;

$C_s$ – навантаження для особливого поєднання;

$\psi_{li}$ - (i = 1, 2, ...,) - коефіцієнти поєднань для тривалих навантажень;

$\psi_{ti}$ - (i = 1, 2, ...,) - коефіцієнти поєднань для короткочасних навантажень.

### 1.7.1 ЛІРА-САПР

Переваги програмного комплексу ЛІРА-САПР:

- можливість урахування фізичної, геометричної, конструктивної нелінійності [7];

- можливість урахування стадійності зведення будівлі;

- здатність моделювати процес динамічного впливу з урахуванням фізичної та геометричної нелінійності;

- можливість підбору необхідної площі армування з урахуванням вимог усіх нормативів України;

- локальний режим армування максимально пов'язаний розрахунковою моделлю, що дозволяє моментально отримати всю необхідну інформацію про матеріали та розрахункові поєднання;

- можливість 3D-моделювання будівлі, що допомагає наочно та найбільш зрозуміло відобразити проектований об'єкт;

- можливість імпорту розрахункових схем з інших програм сімейства ЛІРА.

Недоліки ЛІРА-САПР:

- тривалий розрахунок та тривала обробка інформації порівняно зі SCAD – Office.

### 1.7.2 SCAD Office

SCAD Office - програмний комплекс створений для вирішення різних завдань у галузі будівництва, що включає велику кількість зручних функцій [18].

Достоинства SCAD Office:

- легко задаються навантаження та жорсткості;

- можливість отримати в результаті не тільки теоретичну площу арматури, а також розміщення її із заданим кроком;

- можливість здійснювати розрахунок геометрично та фізично нелінійних завдань;

- можливість обліку стадій зведення конструкції;

- можливість імпорту розрахункових схем з інших програм сімейства SCAD.

Недоліки SCAD Office:

- погана візуалізація деформування схеми;

- відсутня інформація про можливість обліку конструктивної нелінійності;

- Підвищені результати значень стійкості у двох площинах.

### 1.8 Метод кінцевих елементів

Усі програмні комплекси, виконують розрахунок конструкцій базуються на методі кінцевих елементів, надалі МКЕ. Метод кінцевих елементів можна як цілу конструкцію, яка розбита окремі частини, ці частини називаються кінцевими елементами, вони можуть бути стрижневими для моделювання конструкції балок і колон, пластинчастими - для моделювання різних плит перекриття, фундаментів, стін будівлі та ядер жорсткості. На рисунку 1.9 наведено приклад кінцево-елементної моделі [21].

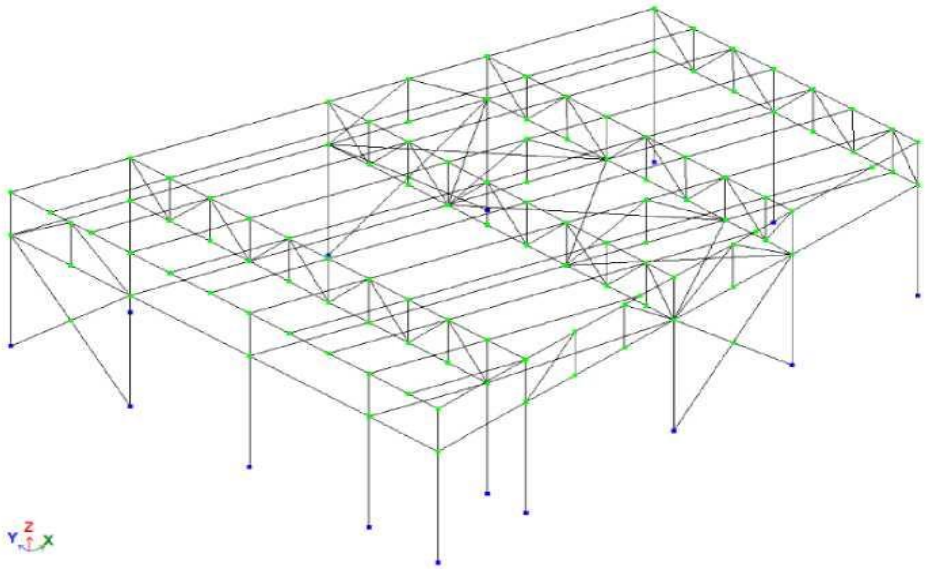



Рисунок 1.9 - Приклад кінцево-елементної моделі

Найголовнішою та обов'язковою умовою при моделюванні будівлі, споруди або будь-якої конструкції - це поєднання кінцевих елементів між собою, зване вузловими зв'язками.

Колони обов'язково повинні бути пов'язані з плитою та мати спільні вузли. Для отримання кращого і більш точного результату кожен кінцевий елемент слід розбивати на кілька частин, це дасть можливість проаналізувати поведінку колон не тільки у верхньому і нижньому вузлах, але і в проміжних моментах, це стосується не тільки стрижневих елементів а й пластинчастих в тому числі.

При розподілі пластинчастих елементів на кілька кінцевих елементів виходить так звана сітка кінцевих елементів. Чисельне значення розміру боку одного кінцевого елемента називається крупністю сітки, а процес розбиття - тріангуляція. У графічному середовищі ВІЗОР-САПР можливе наочне відображення конструктивних елементів, тільки без відображення товщин, Всі елементи будуть являти собою лінію або площину, що проходять по центру стрижня або пластини, що задається відповідно.

Як правило, у точках спирання колон на плити перекриття (або плит перекриттів на колони), сітки пластин кінцевих елементів необхідно «зближувати». Іншими словами, слід поетапно знизити крупність сітки так: чим ближче до вузла примикання плити до колони, тим густіша сітка.

Дане рішення дозволить примножити точність розрахунку напруг і зусиль як у стрижнях, що примикають, так і в самих плитах Різні методи згущення сіток будуть наведені пізніше.

Конструктивним елементом є колона, і вона також розбита кілька кінцевих елементів. Слід зазначити, що для розрахунку багатьох мостових конструкцій необхідно приймати крок розбивки кінцевих елементів стрижневих і крупність сіток пластинчастих кінцевих елементів у розмірі 0,5-2 м. Природно, можна прийняти інший крок розбивки, проте приймати крок розбивки більше 5 м не рекомендується. Проте, водночас дуже «дрібна» розбивка підвищує трудомісткість розрахунку і його проведення.

Також, ще одна умова перешкоджає розбивці пластинчастих кінцевих елементів. Воно полягає в тому, що програма «ЛІРА-САПР» не може розглядати пластинчасті КЕ, якщо їхній радіус вписаного кола (r) більш ніж у 50 разів менший за радіус описаного кола (R.). Ця умова обмежує застосування наступних трикутних пластинчастих кінцевих елементів:

- трикутних пластинчастих КЕ із надмірно гострими кутами;

- прямокутних пластинчастих КЕ, що мають різницю між лінійними розмірами елемента більш ніж у 50 разів.

Як правило, спирання будь-якої розрахункової моделі має здійснюватися за допомогою навколишнього середовища. Дані спирання називаються граничними умовами.

Виходячи з теорії будівельної механіки, для проведення розрахунку та аналізу конструкції необхідно врахувати важливе правило: конструкція повинна бути геометрично незмінною. В даному випадку, граничні умови слід підбирати так, щоб незалежно від напрямку дії зовнішнього навантаження, «середовище» має чинити опір. В іншому випадку, розрахункова модель стає нестійкою в якомусь із напрямків і втрачає свою геометричну незмінність. За такого результату, програма «ЛИРА-САПР» видає помилку чи накладає новий зв'язок у цьому напрямі, що тягне до неправильним результатам розрахунку. У програмі «ЛІРА-САПР» граничні умови, що прив'язуються до вузлів, називають зв'язками. Кожен зв'язок фіксує вузол і обмежує його переміщення по одному з шести напрямків глобальної системи координат: трьох лінійних переміщень (X, Y, Z) і трьох кутових переміщень, тобто поворотів щодо глобальних осей (UX, UY, UZ).

## 1.9 Висновки за розділом 1

1. Було проведено огляд навчальної, довідкової та наукової літератури на тему дослідження. При аналізі дослідження було виявлено:

• існує велика кількість конструктивних рішень будівель із монолітним

залізобетонним каркасом;

• недостатньо вивчена область генетичної нелінійності під час проектування будівель підвищеної поверховості;

• мало інформації щодо відносної різниці результатів розрахунків з урахуванням і без урахування генетичної нелінійності.

2 Було здійснено підбір програмного комплексу для подальшого дослідження. Враховуючи наведені переваги та недоліки та спираючись на думки проектувальників, було прийнято рішення для досліджень використовувати програмний комплекс ЛІРА-САПР.

# РОЗДІЛ 2
# ВИЗНАЧЕННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ БУДІВЛІ

У цьому розділі виконано розрахунок каркаса висотного будинку з монолітного залізобетону і визначено напружено-деформований стан з урахуванням і не враховуючи генетичної нелінійності.

## 2.1 Опис конструктивного рішення будівлі

У цій роботі було розглянуто будинок 17 поверхів з підвальним приміщенням [25-27]. Підвал виконаний заввишки 2,8 метри, а висота поверхів з першого по сімнадцятий дорівнює трьом метрам. Каркас даної будівлі виконаний із монолітного залізобетону [28-30].

Основними вертикальними несучими елементами є залізобетонні колони. Крок колон в обох напрямках – 6 метрів.

Колони підвалу та першого поверху запроектовані з поперечним перерізом 700*700 мм, колони другого-дев'ятого поверхів 600*600 мм; колони 10-17 поверхів 500*500 мм.

Фундаментна плита даної будівлі виконана з Бетону класу С20/25, товщина даної плити складає 1 метр і розміри в плані дорівнюють 34х34м. Перекриття виконані у вигляді монолітної залізобетонної плити завтовшки 200 мм. Також у будівлі виконані ядра жорсткості, які відіграють роль сходових кліток та ліфтових шахт.

Дані ядра жорсткості виконані також із монолітного залізобетону, товщина монолітних стін – 200мм.

При бетонуванні конструкцій застосовується бетон класу С20/25 та арматура класу А500. Схема розташування колон у плані та на розрізі показана на рисунку 2.1.

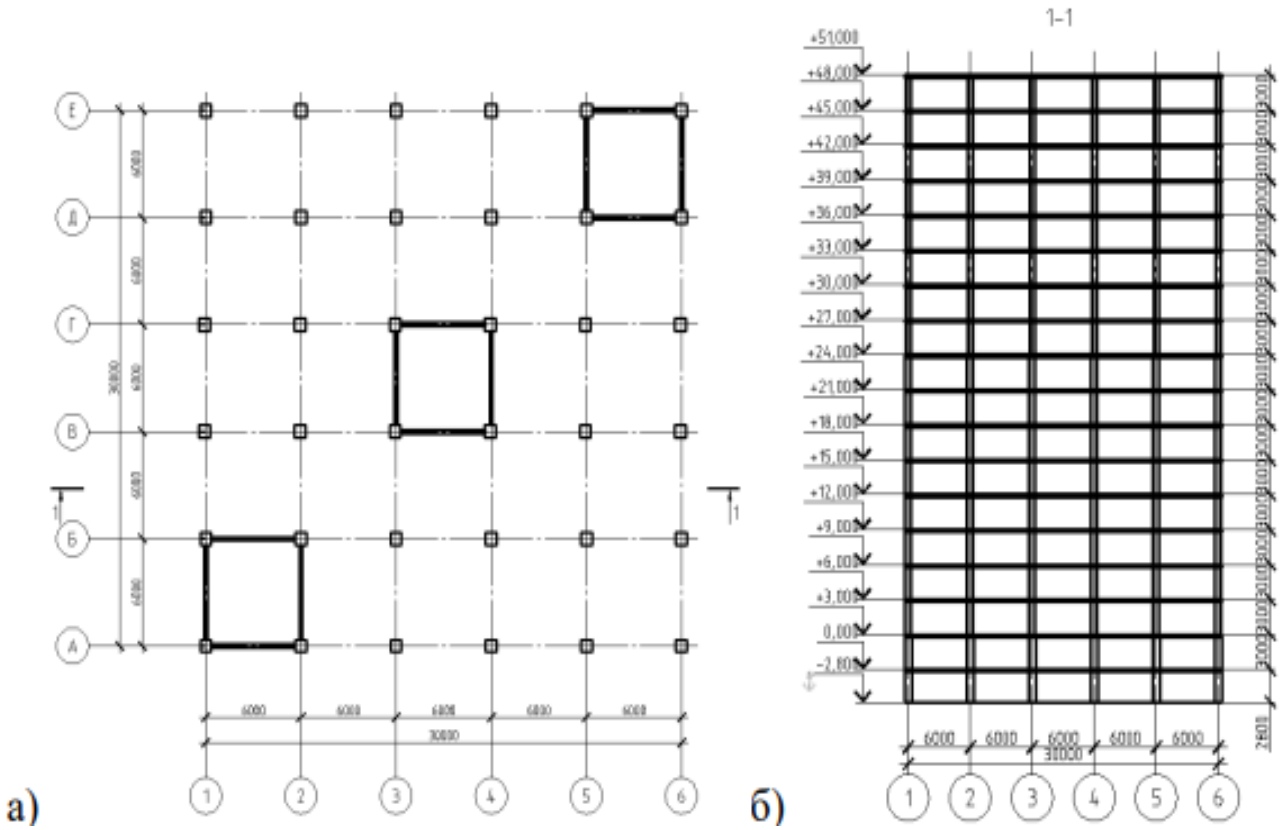



Рисунок 2.1 - Схема розташування колон :

а) схема розташування колон проектованої будівлі у плані;

б) розташування колон проектованої будівлі у розрізі.

Зовнішні стіни - самонесучі, виконані з пустотілої одинарної цегли, товщина стіни - 250мм [31]. Як утеплювач - мінераловатна плита ROCKWOOL ВЕНТІ БАТТС Д ОПТИМ. Зовнішнє оздоблення – керамогранітні плити. Довжина будівлі в осях 1-6 – 30 метрів. Ширина будівлі в осях А-Е – 30 метрів.

Фундаментна плита спирається на ґрунтову основу. Для завдання ґрунтової основи використовується модуль «Грунт» у ПК ЛІРА-САПР [8,9].

Створюємо модель ґрунту, для цього задаємо початкові параметри ґрунту, як на рисунку 2.2 і переходимо до завдання самих свердловин та шарів ґрунту.

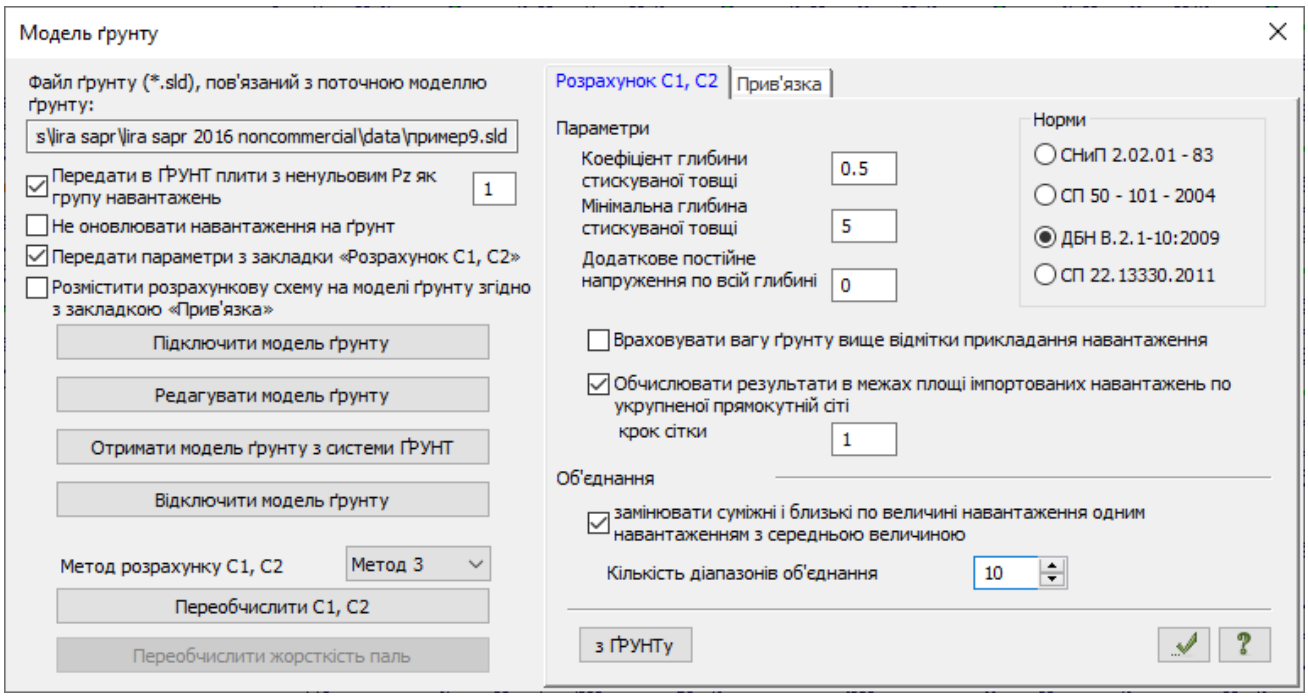
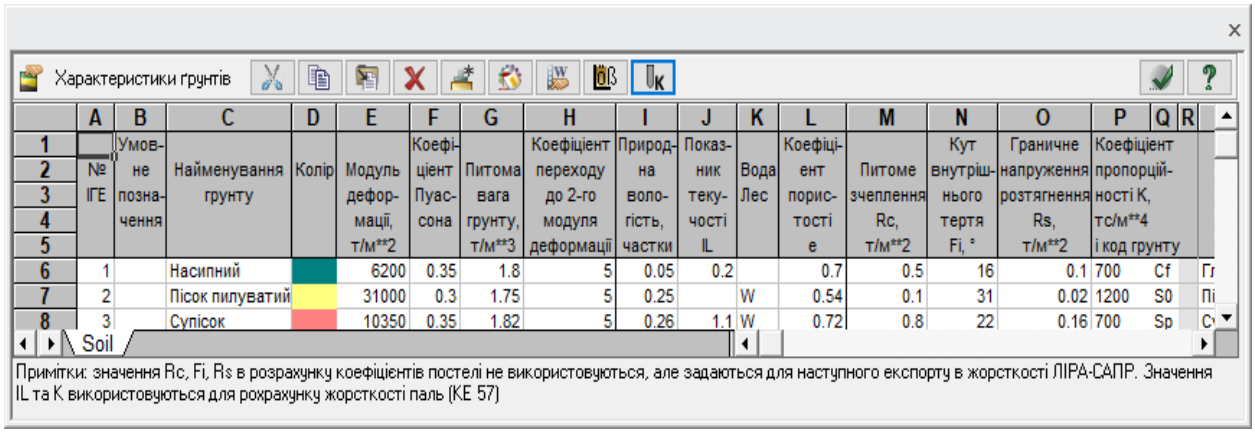



Рисунок 2.2 - Параметри моделі ґрунту

Досліджувана основа складається з суглінгка тугопластичного непросадного, Піску дрібного, щільного і суглинку твердого, непросадного. Дані ґрунти були взяті з існуючого проекту та представлені на рисунку 2.3.




| | A | B | C | D | E | F | G | H | I | J | K | L | M | N | O | P | Q | R |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | | Умов-не позна-чення | Найменування грунту | Колір | Модуль дефор-мації, т/м**2 | Коефі-цієнт Пуас-сона | Питома вага грунту, т/м**3 | Коефіцієнт переходу до 2-го модуля деформації | Природ-на воло-гість, частки | Показ-ник теку-чості IL | Вода Лес | Коефіці-єнт порис-тості e | Питоме зчеплення Rc, т/м**2 | Кут внутріш-нього тертя Fi, ° | Граничне напруження розтягнення Rs, т/м**2 | Коефіцієнт пропорцій-ності K, тс/м**4 і код грунту | | |
| 2 | № ІГЕ | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 3 | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 4 | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 5 | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 6 | 1 | | Насипний | | 6200 | 0.35 | 1.8 | 5 | 0.05 | 0.2 | | 0.7 | 0.5 | 16 | 0.1 | 700 | Cf | Гр |
| 7 | 2 | | Пісок пилуватий | | 31000 | 0.3 | 1.75 | 5 | 0.25 | | W | 0.54 | 0.1 | 31 | 0.02 | 1200 | S0 | Пі |
| 8 | 3 | | Супісок | | 10350 | 0.35 | 1.82 | 5 | 0.26 | 1.1 | W | 0.72 | 0.8 | 22 | 0.16 | 700 | Sp | Су |

Рисунок 2.3 - Характеристики ґрунтів

Після завдання всіх шарів задається мережа для розміщення фундаментної плити та розташування геологічних свердловин, за допомогою яких було зроблено інженерно-геологічні дослідження. Кількість свердловин дорівнює чотирьом та їх зазначені на рисунку 2.4.

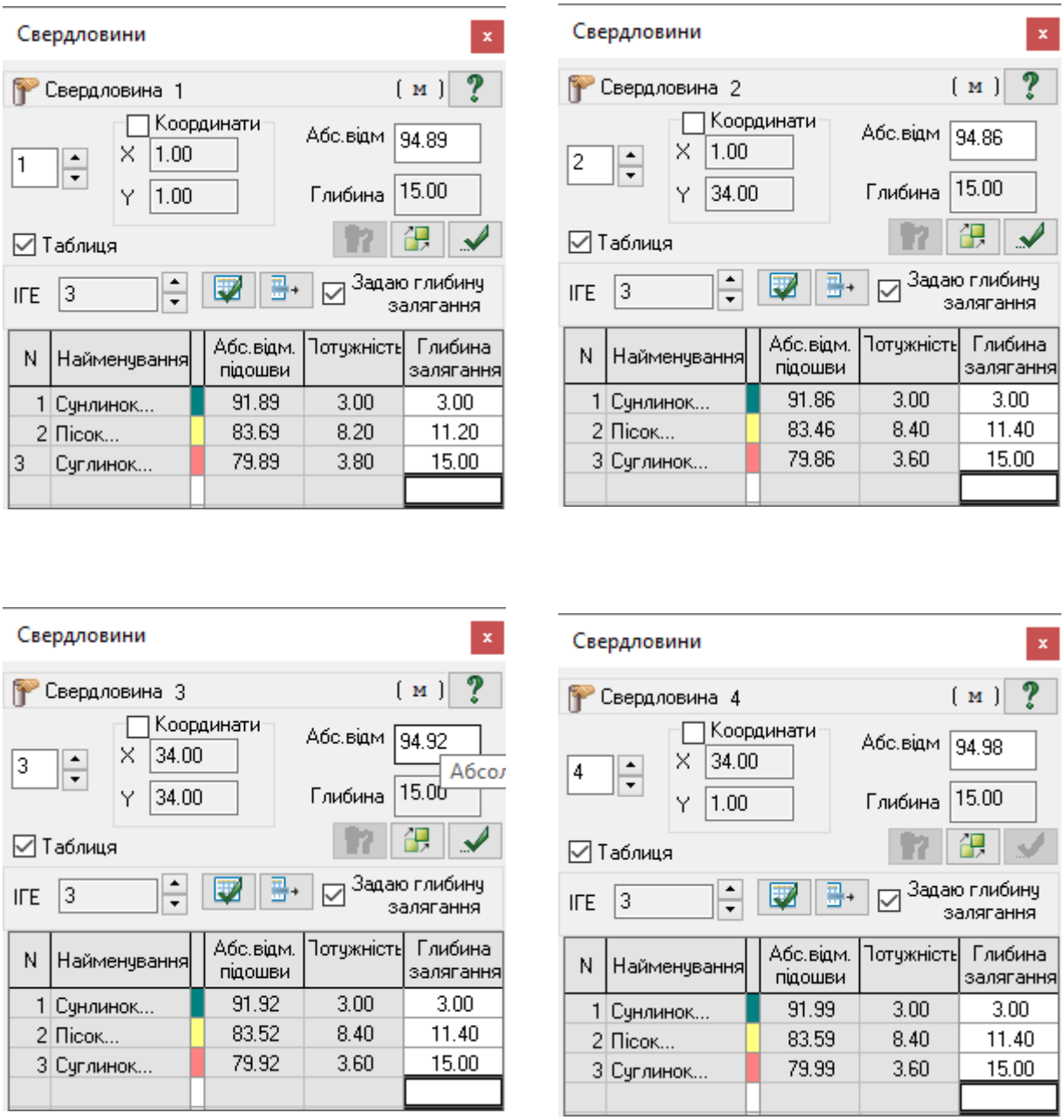



Рисунок 2.4 - Геологічні свердловини

Після завдання всіх характеристик проектована плита повинна бути посаджена на грунт, тільки після цього може бути виконаний розрахунок, який наведено в пункті 2.3.

## 2.2 Збір навантажень

### 2.2.1 Постійне навантаження

Постійні навантаження наведено у таблиці 2.1

Таблиця 2.1 - Постійні навантаження

| Найменування навантаження | Нормативні навантаження, кН/м$^2$(кН/м) | Коефіцієнт надійності за навантаженням, $Y_{fm}$ | Розрахункові навантаження $q_n$ кН/м$^2$(кН/м) |
|---|---|---|---|
| 1 | 2 | 3 | 4 |
| На перекриття | | | |
| Цегляні стіни завтовшки 250 мм 0.25мх2.78х15,7кН/м $^3$ = 24,02кН/м | 10,91 | 1,1 | 12 |
| Цегляні перегородки завтовшки120 мм | 1,06 | 1,1 | 1,17 |
| На покриття | | | |
| Техноеласт ЕКП, 2 шари завтовшки 4мм: 0,0032 кН/м$^2$ | 0,032 | 1,3 | 0,042 |
| Цементно-піщана стяжка: 0,04мх17,64 кН/м$^3$= 0,706 кН/м$^2$ | 0,706 | 1,3 | 0,917 |
| Розухильність з Технoруф Н30-Клін: 0,04мх1,57 кН/м$^3$= | 0,063 | 1,3 | 0,082 |

| | | | |
|---|---|---|---|
| 0,063 кН/м$^2$ | | | |
| Утеплювач Ізовер Руф В Оптимал: 0,03х1,67 кН/м$^3$= 0,050 кН/м$^2$ | 0.050 | 1,3 | 0,065 |
| Утеплювач Ізовер Руф Н Оптимал: 0,12х0,98 кН/м$^3$= 0,118 кН/м$^2$ | 0.118 | 1,3 | 0,153 |
| Пароізоляція Техноніколь завтовшки 2 мм: 0,008 кН/м$^2$ | 0.008 | 1,3 | 0,010 |
| Разом: | 0,976 | 1,3 | 1,269 |
| Цегляний парапет завтовшки250 мм: 0.25мх1х15,7кН/м$^3$= 5,97кН/м | 3,93 | 1.1 | 4,32 |

Навантаження від власної ваги прикладається автоматично у комплексі ЛІРА-САПР.

### 2.2.2 Тимчасові навантаження

**Снігове навантаження**

Нормативне снігове навантаження

$S0 = c_e * c_t * \mu * Sg = 1,0 * 1,0 * 1,0 * 1,65 = 1,65$кН/м$^2$,

де $c_e$ - коефіцієнт, що враховує знос снігу з покриттів будівель під дією

вітру або інших факторів, обчислюється за формулою (2.1), але приймається не менше 0,5 і не більше 1:

$$c_e = (1{,}4 - 0{,}4\sqrt{k}) \text{ x } (0{,}8 + 0{,}002 l_c), \quad (2.1)$$

$$c_e = (1{,}4 - 0{,}47\sqrt{121}) \text{ x } (0{,}8 + 0{,}002 * 30) = 1{,}82,$$

де k - приймається типів місцевості А, k = 1,21;

$l_c$ - характерний розмір покриття, що приймається не більше 100 м:

$$l_c = 2b - \frac{b^2}{1} = 2 * 30 - \frac{30^2}{30} = 30\text{м},$$

де b-найменший розмір покриття в плані;

l - максимальний розмір покриття в плані;

$c_t$ - термічний коефіцієнт, $c_t$ =1;

μ – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву землі до снігового навантаження на покриття, що приймається відповідно до ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження та впливи. Норми проектування. [22], μ= 1.

$S_g$ – «нормативне значення ваги снігового покриву на 1 м$^2$ горизонтальної поверхні землі для IV снігового району, що дорівнює 1,65 кПа».

Розрахункове снігове навантаження:

$$S_p = S_0 * \gamma_{fe} = 1{,}65 \text{ x } 1{,}4 = 2{,}31 \text{кН/м}^2,$$

де $\gamma_{fe}$— коефіцієнт надійності для снігового навантаження, $\gamma_{fe}$= 1,4.

**Вітрове навантаження**

Нормативне вітрове навантаження

У всіх випадках нормативне значення основного вітрового навантаження слід визначати як суму середньої та пульсаційної складових:

$$W = W_m + W_g, \quad (2.2)$$

де $W_m$ - середня складова вітрового навантаження, що визначається залежно від еквівалентної висоти:

$$W_m = W_0 * k(z_e) * c, \quad (2.3)$$

де $W_0$ - нормативне значення вітрового тиску для III вітрового району, що дорівнює 0,38кПа;

$k(z_e)$ - коефіцієнт, що враховує зміну вітрового тиску для висоти $z_e$;

$z_e$ - еквівалентна висота;

c - аеродинамічний коефіцієнт;

$W_g$ - пульсаційна складова вітрового навантаження.

На рисунку 2.5 вказані вузли докладання навантажень, для яких буде здійснено розрахунок вітрового навантаження при напрямі навантаження по осі X.

При напрямку вітру по осі Yнавантаження будуть повернені щодо центральної осі будівлі на 90 градусів проти годинникової стрілки.

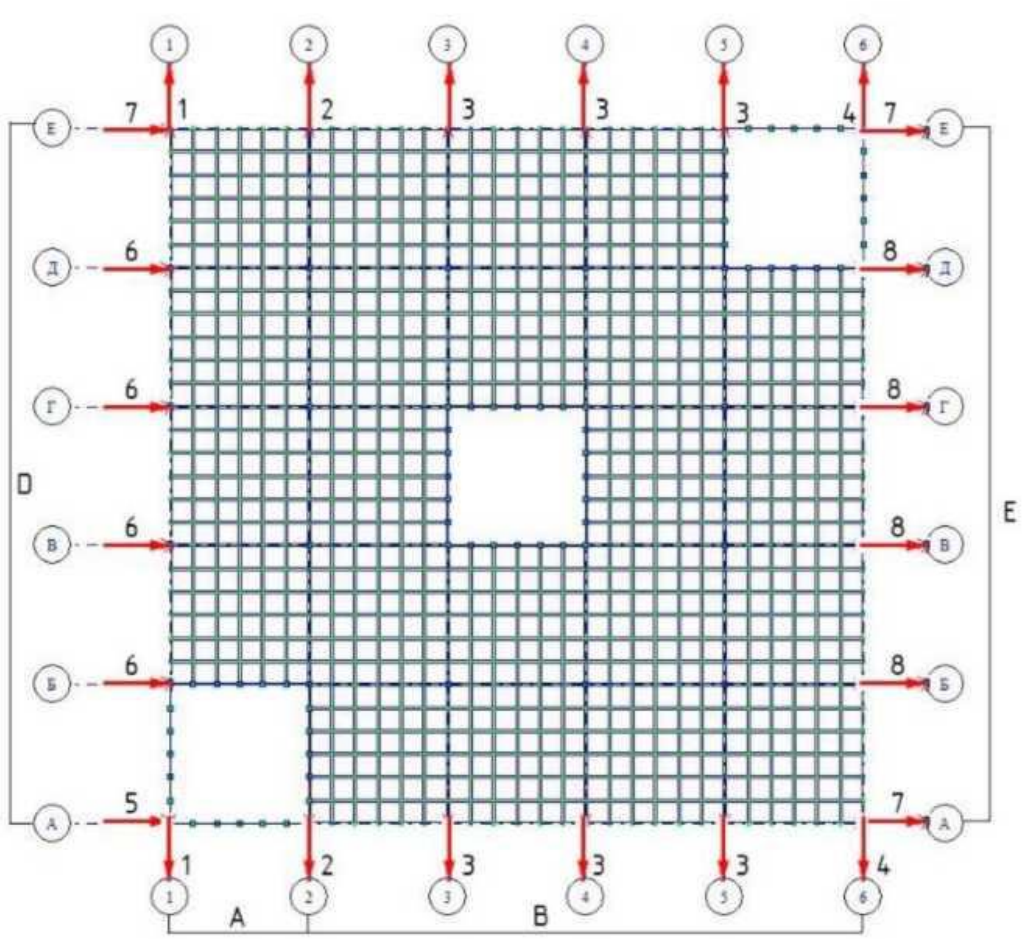



Рисунок 2.5 - Вузли програми вітрового навантаження

Усі розрахунки кожної колони зведені в таблицю 2.2.

Таблиця 2.2 - Вітрове навантаження

| № | Висота над рівнем землі, м | Нормативне навантаженняW$_0$, кПа | Коеф K($z_e$) | Аеродинамічний коефіцієнтс | Вантажна ширина | Коефіцієнт надійності по навантаженню, $\gamma_{fm}$ | Середня складова вітрового навантаженн Wm,кПа*м |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
| 1 | 0 | 0,38 | 0,98 | 1 | 3 | 1,4 | 1.56 |
| | 21 | | 1,21 | 1 | 3 | | 1.93 |
| | 51 | | 1,21 | 1 | 3 | | 1.93 |
| 2 | 0 | | 0,98 | 0,9 | 6 | | 2.82 |
| | 21 | | 1,21 | 0,9 | 6 | | 3.48 |
| | 51 | | 1,21 | 0,9 | 6 | | 3.48 |

| № | Висота над рівнем землі, м | Нормативне навантаженняW0, кПа | Коеф $K(z_e)$ | Аеродинамічний коефіцієнтc | Вантажна ширина | Коефіцієнт надійності по навантаженню, $\gamma_{fm}$ | Середня складова вітрового навантаженнWm,кПа*м |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 2 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
| 3 | 0 | 0,38 | 0,98 | 0,8 | 6 | 1,4 | 2.50 |
| | 21 | | 1,21 | 0,8 | 6 | | 3.09 |
| | 51 | | 1,21 | 0,8 | 6 | | 3.09 |
| 4 | 0 | | 0,98 | 0,8 | 3 | | 1.25 |
| | 21 | | 1,21 | 0,8 | 3 | | 1.54 |
| | 51 | | 1,21 | 0,8 | 3 | | 1.54 |
| 5 | 0 | | 0,98 | 0,8 | 3 | | 1.25 |
| | 21 | | 1,21 | 0,8 | 3 | | 1.54 |
| | 51 | | 1,21 | 0,8 | 3 | | 1.54 |
| 6 | 0 | | 0,98 | 0,8 | 6 | | 2.50 |
| | 21 | | 1,21 | 0,8 | 6 | | 3.09 |
| | 51 | | 1,21 | 0,8 | 6 | | 3.09 |
| 7 | 0 | | 0,98 | 0,5 | 3 | | 0.78 |
| | 21 | | 1,21 | 0,5 | 3 | | 0.97 |
| | 51 | | 1,21 | 0,5 | 3 | | 0.97 |
| 8 | 0 | | 0,98 | 0,5 | 6 | | 1.56 |
| | 21 | | 1,21 | 0,5 | 6 | | 1.93 |
| | 51 | | 1,21 | 0,5 | 6 | | 1.93 |

Вітрове навантаження в ЛІРА-САПР задається у двох завантаженнях: по осі X і по осі Y, як взаємовиключні.

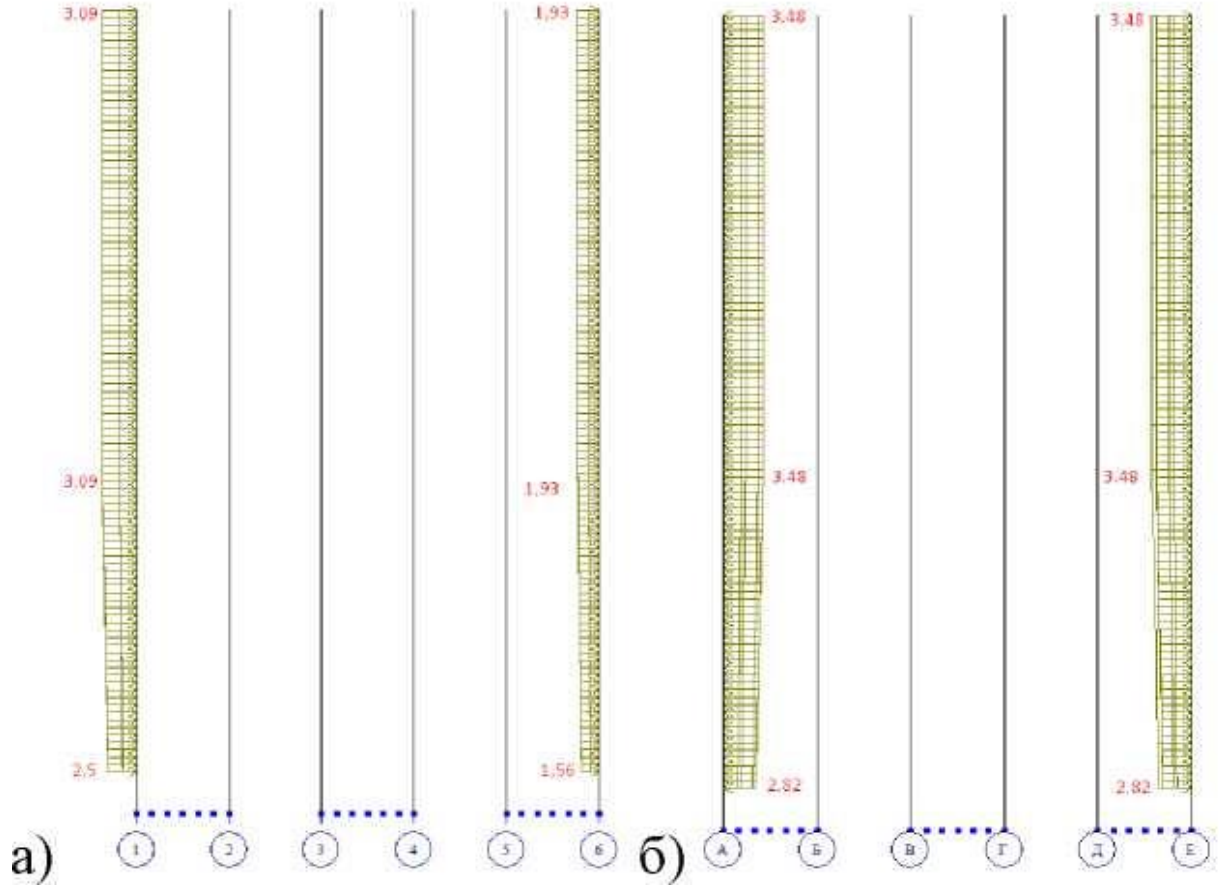



Рисунок 2.6 - Вітрове навантаження по осі Xi по осі Y
а) площина X0Z; б) площина Y0Z.

Пульсаційне навантаження комплекс ЛІРА-САПР вважає автоматично для кожного статичного вітрового навантаження. На рисунку 2.6 представлено завантаження від вітрового навантаження на колони при напрямку вітру вздовж осі X.

### 2.2.3 Тривалі навантаження

Як тривале навантаження приймається навантаження від людей, рівномірно розподілене по всій площі залізобетонної плити перекриття для кожного поверху. Навантаження від людей розраховується за формулою:

$$P = P_t * 0,35 = 1,5кПа * 0,35 = 0,53кПа, \quad (2.4)$$

де $P_t$ - нормативне значення рівномірно розподіленого навантаження, що приймається 1,5 кПа, як для квартир житлових будівель;

0,35 - знижувальний коефіцієнт, призначений для переведення нормативних значень короткочасних навантажень у тривалі навантаження.

## 2.3 Розрахунок каркасу без урахування генетичної нелінійності в ПК ЛІРА-САПР 2016

Розрахунок каркасу будівлі та визначення ПДВ зроблено у ПК ЛІРА - САПР 2016. Усі елементи були взяті з бібліотеки кінцевих елементів. На рисунку 2.7 показано розрахункову схему каркасу проектованої будівлі. У програмному комплексі для завдання конструкції колон були використані стрижневі кінцеві елементи (КЕ 10), для плит перекриття, покриття та фундаментних, а також стін ядер жорсткості були використані кінцеві чотиривузлові елементи (КЕ 41).

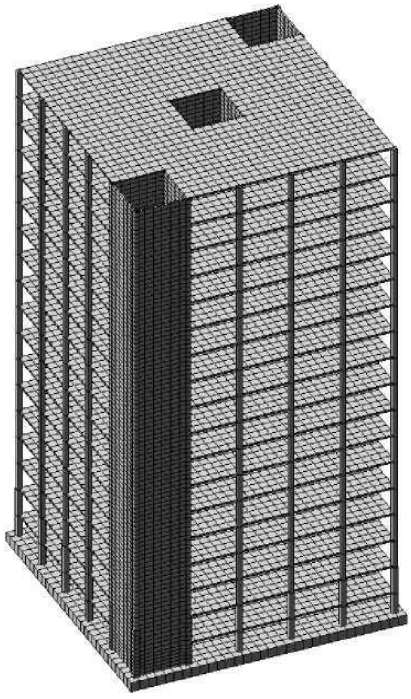


Рисунок 2.7 - Розрахункова схема залізобетонного каркасу

На рисунку 2.8 наведено схему каркасу з призначеними типами жорсткості.

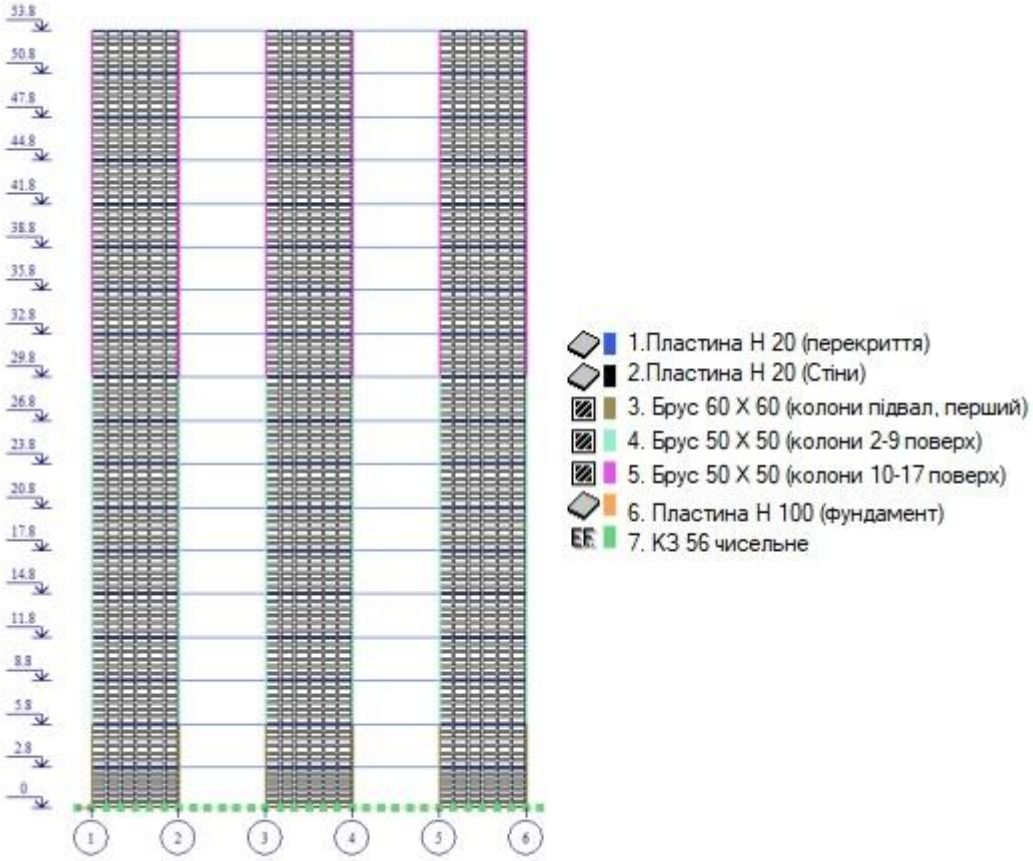



Рисунок 2.8 - Схема каркасу із призначеними типами жорсткості

Після застосування всіх навантажень до даної розрахункової схеми виконується розрахунок фундаментної плити будівлі. Для цього потрібно захистити фундамент будівлі від горизонтальних переміщень, найкраще здійснюється шляхом введення пружних зв'язків. Пружні зв'язки задаються за допомогою у вузлах одновузлового кінцевого елемента 56 ПК ЛІРА-САПР, чисельні характеристики якого представлені на рисунку 2.9.

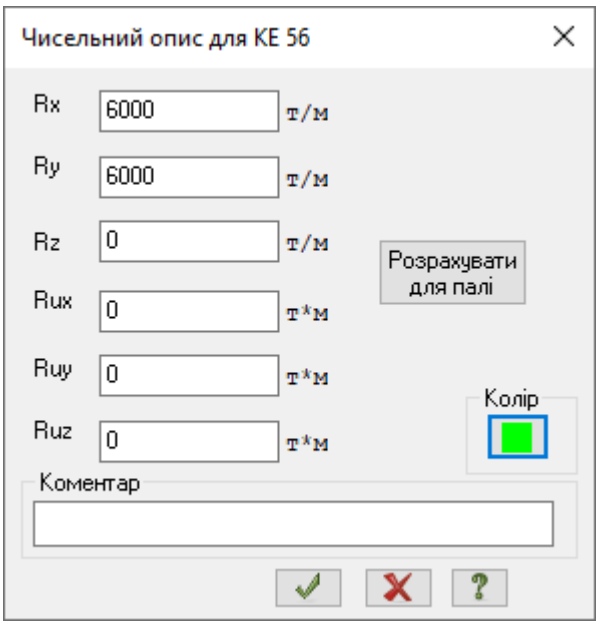



Рисунок 2.9 - Чисельні характеристики елемента 56

Величини $R_x$ та $R_y$ обчислюється за формулою [24]:

$$R_x = R_y = \frac{0{,}7 * C_z * A_ф}{n} = \frac{0.7 * 9105 * 1024}{1089} = 6000 \text{ кН/м}, \quad (2.5)$$

де $C_z$ - коефіцієнт пружного рівномірного стиснення, кН/м$^3$, який розраховується за такою формулою:

$$C_Z = b_0 * E * \left(1 + \sqrt{\frac{A_{10}}{A}}\right) = 1.2 * 6200 * \left(1 + \sqrt{\frac{10}{200}}\right) = 9105 \text{ кН/м}^3, \quad (2.6)$$

де b0 - коефіцієнт, що дорівнює 1,2 м$^{-1}$ для суглинків;

E - модуль деформації ґрунту під підошвою фундаменту, кПа;

$A_{10}$ - величина, що приймається рівною 10м$^2$;

A - площа підошви фундаменту м$^2$, якщо більше 200м$^2$ приймається рівним 200м$^2$;

$A_ф$ – площа фундаментної плити, м$^2$;

n - кількість вузлів даної конструкції дорівнює 1089 шт.

Після даних обчислень здійснюється імпорт навантажень у систему «Грунт». Потім проводиться розрахунок даної плити, під час якого визначаються коефіцієнти ліжка у першому наближенні. Далі виконується екстраполяція моделі ґрунту та за допомогою методу послідовного наближення виконуються розрахунки коефіцієнтів ліжка доки не відбудеться стабілізація їх значень [23]. Через війну розрахунку у системі «Грунт» отримуємо результати, наведені на рисунках 2.10 і 2.11.

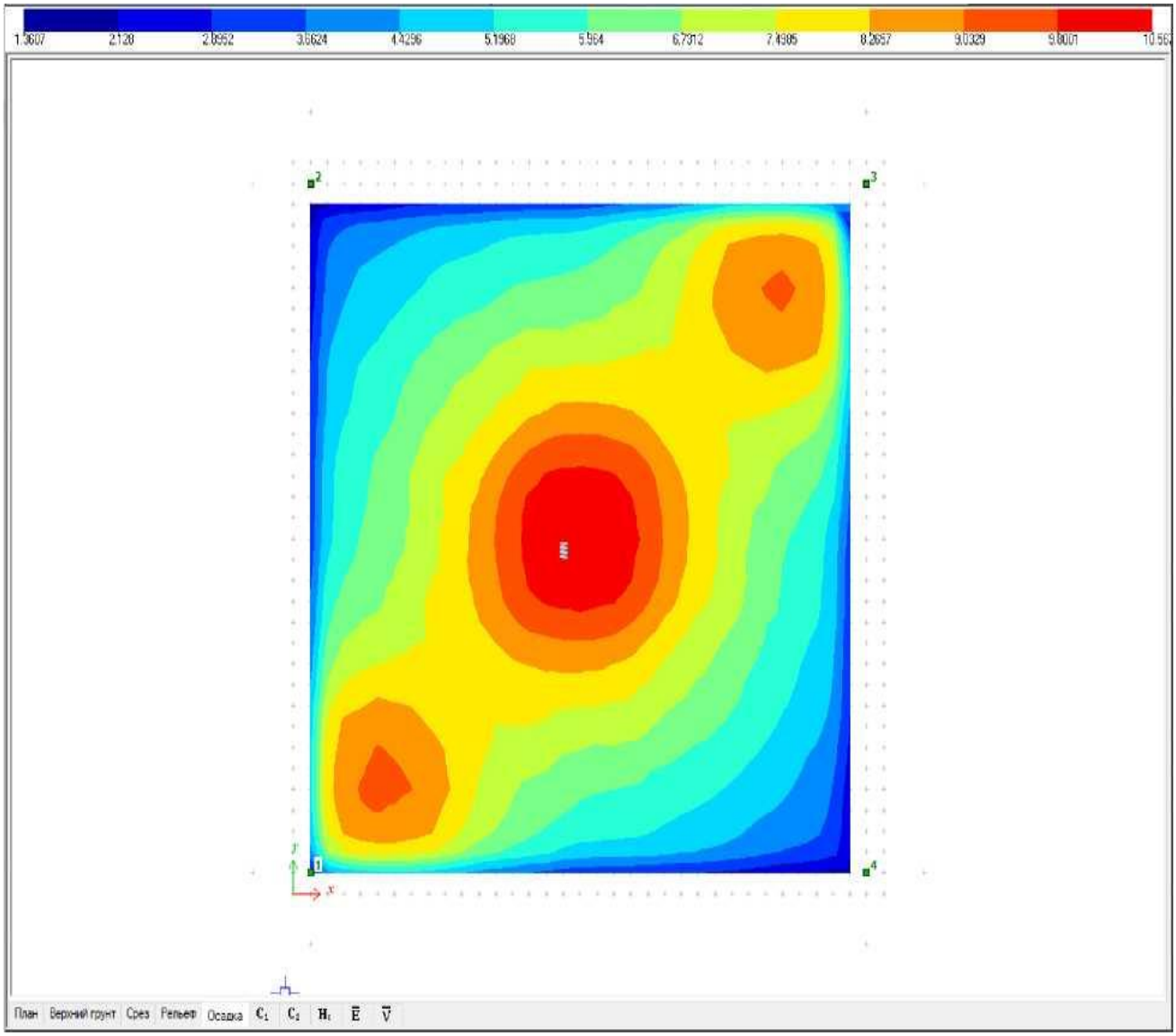



Рисунок 2.10 - Осаду ґрунту

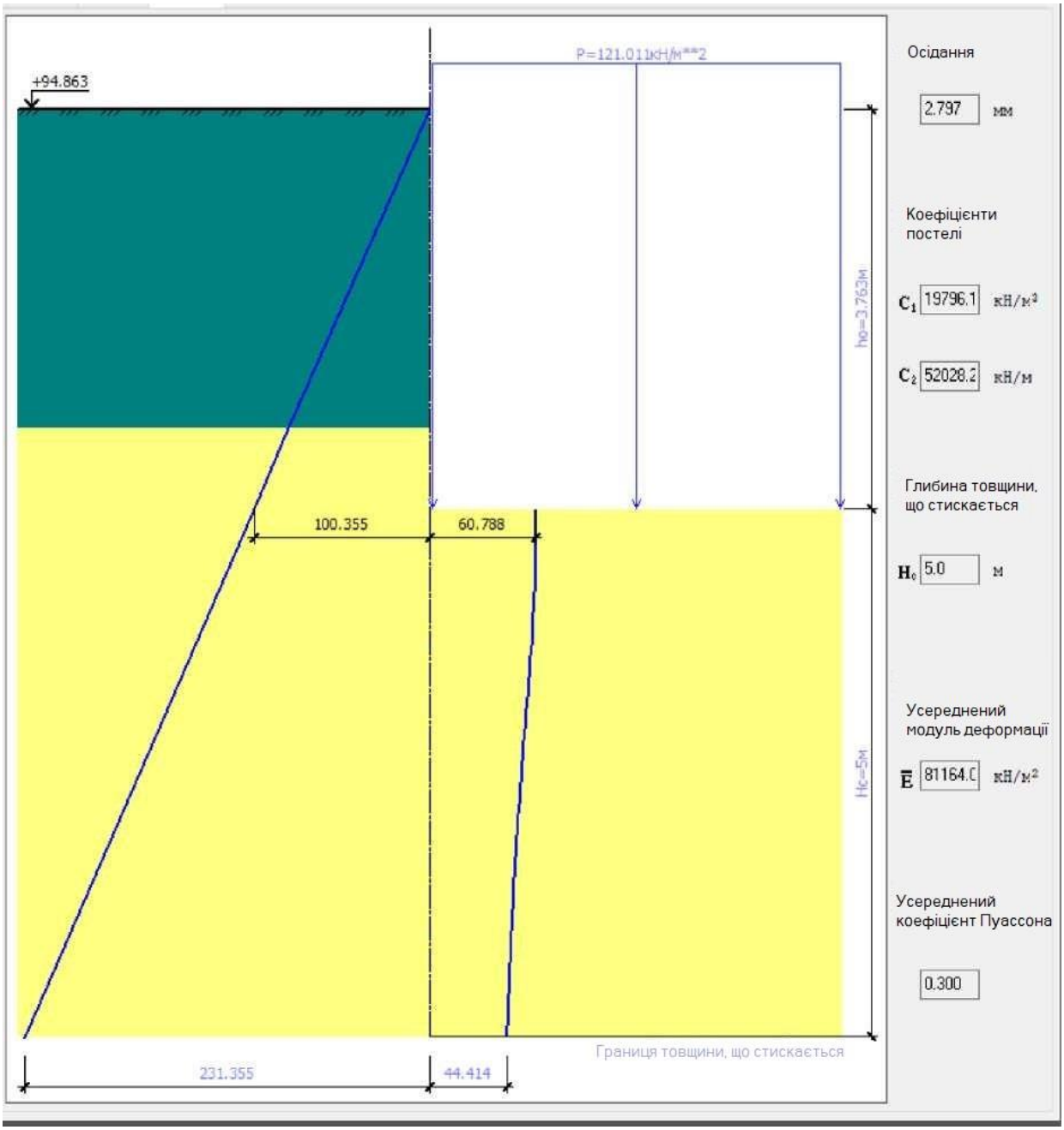



Рисунок 2.11 - Результати розрахунку фундаментної плити

Таким чином отримуємо, розрахунковий опір під підошвою ґрунту дорівнює 101,07 кН/м$^2$, що більше тиску під підошвою ґрунту рівного 60.79 кН/м$^2$, а значить умова виконується і дана плита проходить за розрахунком. Також осідання ґрунту під підошвою фундаменту дорівнює 2.797 мм, що значно менше максимальної осадки допустимої при зведенні цивільних багатоповерхових будівель з повним каркасом і монолітним перекриттям, що дорівнює 15 см.

Після всіх перерахованих вище етапів виконується розрахунок напружено-деформованого стану будівлі. Заповнюється таблиця РСЗ, яка показана на рисунку 2.12.

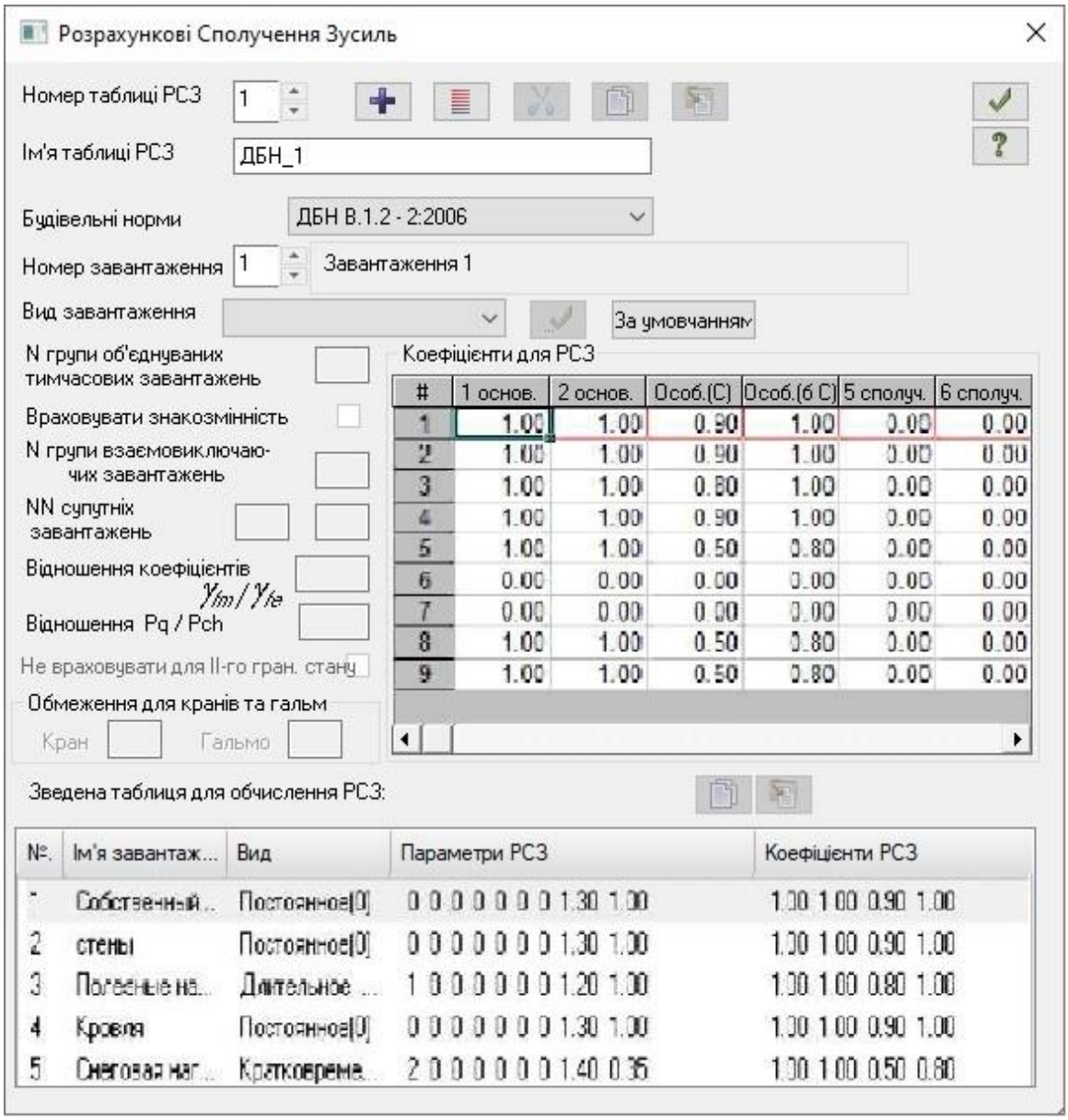



Рисунок 2.12 - Таблиця розрахункових поєднань зусиль

За підсумками розрахунку було отримано значення поздовжніх зусиль у колонах, а також зусилля у плитах перекриттів та їх переміщення.

## 2.4. Розрахунок каркасу з урахуванням генетичної нелінійності в ПК ЛІРА-САПР 2016

Для учета генетической нелинейности был использован модуль «МОНТАЖ», который позволяет разбить возведение здания на отдельные стадии и указывать стадию, в которой была приложена или удалена определенная нагрузка [10]. На рисунке 2.13 приведены промежуточные стадии возведения каркаса высотного здания.

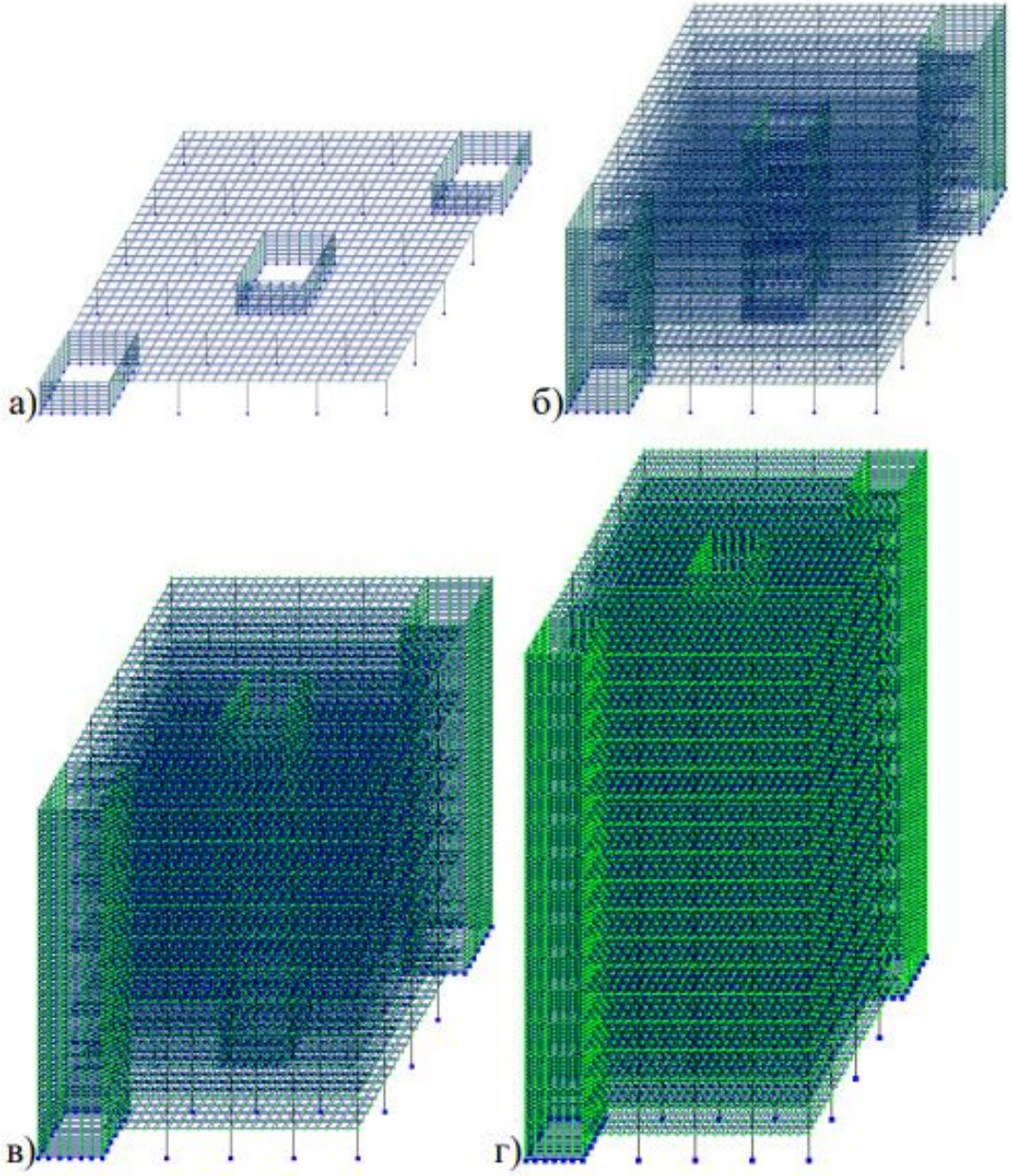



Рисунок 2.13 - Стадії будівництва каркасу будівлі

а) 1 стадія; б) 2 стадія; в) 4 стадія; г) 20 стадія.

Перша стадія – зведений фундамент. Друга стадія – зведені стіни ядер жорсткості, колони та перекриття підвалу. Друга стадія – зведені стіни ядер жорсткості, колони та перекриття першого поверху. Четверта стадія – зведені стіни ядер жорсткості, колон та перекриттів третього поверху та здійснено кладку зовнішніх стін на першому поверсі тощо. Двадцять друга стадія – здійснено кладку зовнішніх стін та перегородок, сімнадцятого поверхів, а також кладку парапету на покрівлі.

У модулі «МОНТАЖ» навантаження задається кожної стадії. У цьому роботі було розглянуто технологію зведення будинку, коли він кладка цегляних стін велася з відставанням від будівництва несучих конструкцій на два поверхи, тобто. цегляні стіни першого поверху зводилися паралельно із виконанням монолітних робіт на 3 поверсі. У таблиці розрахункових поєднань зусиль усі навантаження, що прикладаються під час зведення, враховуються як постійні, а всі стадії розглядаються як взаємовиключні. Усі навантаження традиційного розрахунку прикладаються наприкінці, виключаючи у своїй навантаження стадійного розрахунку [12-14]. При цьому таблиця РСЗ містить у собі всі завантаження та стадії даного процесу зведення будівлі, і виглядає так, показаним на рисунку 2.14.

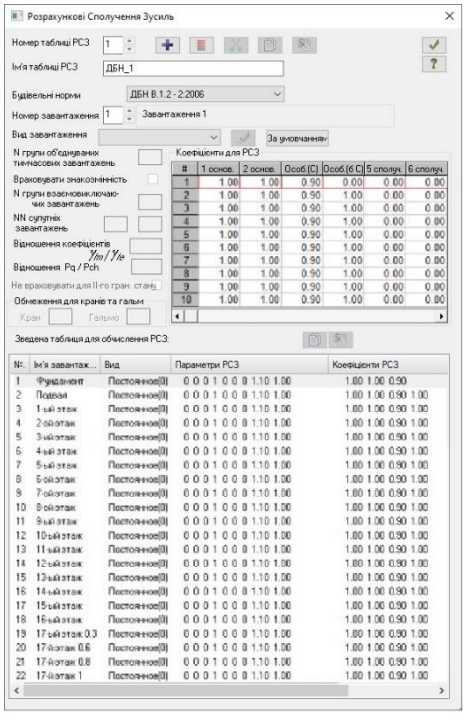



Рисунок 2.14 - Таблиця розрахункових поєднань зусиль

За підсумками розрахунку було отримано значення поздовжніх зусиль у колонах, а також зусилля у плитах перекриттів та їх переміщення. Також у модулі «МОНТАЖ» можна умовно задати характер набору бетоном міцності [11] у табличному вигляді, як показано на рисунку 2.15.

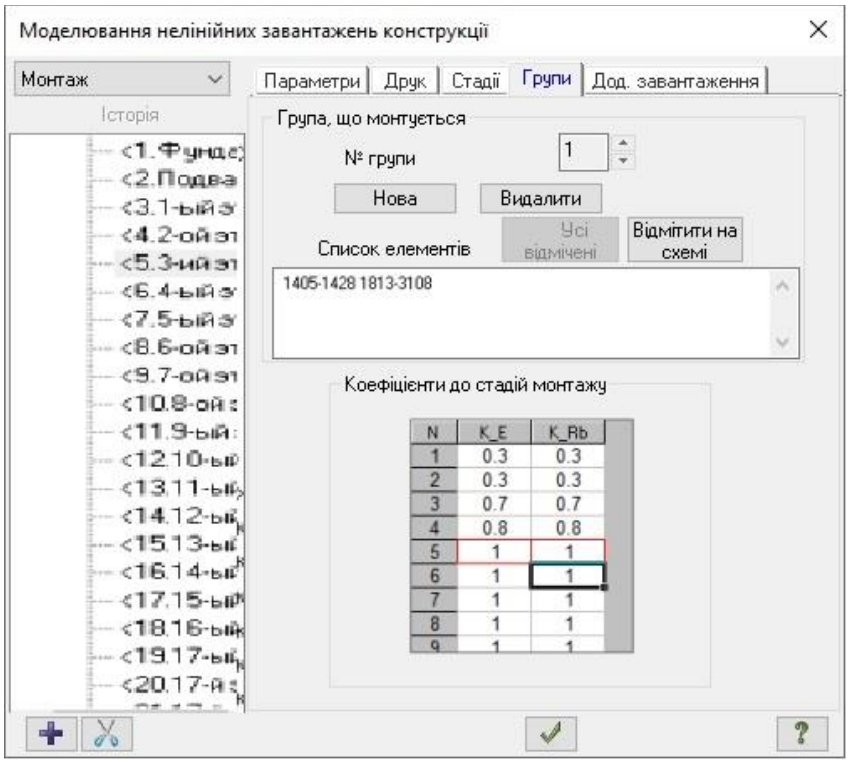



Рисунок 2.15 - Таблиця завдання міцності бетону

У цій таблиці вказуються елементи, які зводяться на цю стадію, і навіть набір міцності бетону частках від одиниці. Так можна побачити, що зведення елементів 1-го поверху (2-я стадія) включає елементи 1405-1428, 1813-3108, міцність яких змінюється від 0,3 (30%) в момент зведення першого поверху до 1,0 ( 100%) після будівництва конструкцій 4-го поверху (5-та стадія).

Після завдання всіх стадій та міцності бетону виконується розрахунок напружено-деформованого стану каркасу будівлі. Усі результати, отримані під час даних розрахунків, наводяться і аналізуються у третій главі цієї магістерської роботи.

У наступному розділі відображені основні результати та висновки щодо поздовжніх зусиль, переміщень, прогинів, моментів, армування в табличній, графічній текстовій формі.

## 2.5 Висновки за розділом 2

- створено розрахункову модель залізобетонного каркаса висотної будівлі, що складається з вертикальних несучих елементів у вигляді колон і ядер жорсткості та горизонтальних у вигляді плит перекриття, плит покриття та фундаментних плит;
- був зроблений збір навантажень на весь каркас будівлі для подальшого розрахунку НДС будівлі;
- були розраховані НДС будівлі з урахуванням генетичної нелінійності та без її обліку.

# РОЗДІЛ 3
# ПОРІВНЯЛЬНИЙ АНАЛІЗ РЕЗУЛЬТАТІВ РОЗРАХУНКУ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ БУДІВЛІ

У цьому розділі наведено таблиці з порівняльним аналізом поздовжніх зусиль у колонах, поверхах, переміщень у плитах перекриття, а також у фундаментній плиті. Також виконано розбір можливих причин зміни напружено-деформованого стану будівлі.

## 3.1. Результати розрахунку та порівняльний аналіз

Після проведення розрахунків напружено-деформованого стану будівлі були отримані різні результати у відповідних елементах, це обумовлюється особливістю роботи системи елементів, яка передбачає спадкування НДС від стадії до стадії.

У таблицях 3.1, 3.2, 3.3 наведено результати розрахунків по колонах та плитах перекриття 3, 10 та 17 поверхів, а також у фундаментній плиті за відсутності обліку генетичної нелінійності та з урахуванням генетичної нелінійності. Для колон кожного поверху передбачені значення для нижньої частини та для верхньої, у таблиці вони позначені min та max. А для плит перекриття та фундаментної плити позиції min та max позначають мінімальне та максимальне значення параметрів для всієї плити. Значення прогинів плит перекриттів знімалися із середини ділянки плити в осях 5-6/А-Б. Для порівняння результатів традиційного розрахунку та розрахунку з урахуванням поетапності зведення були виконані також традиційні розрахунки моделей:

- фундаментна плита, підвал, - конструкції до третього поверху включно,
- конструкції до шостого поверху включно,
- конструкції до дев'ятого поверху включно,
- конструкції до дванадцятого поверху включно,
- будівля цілком.

Усі зазначені вище стадії наочно показані на рисунку 3.1.

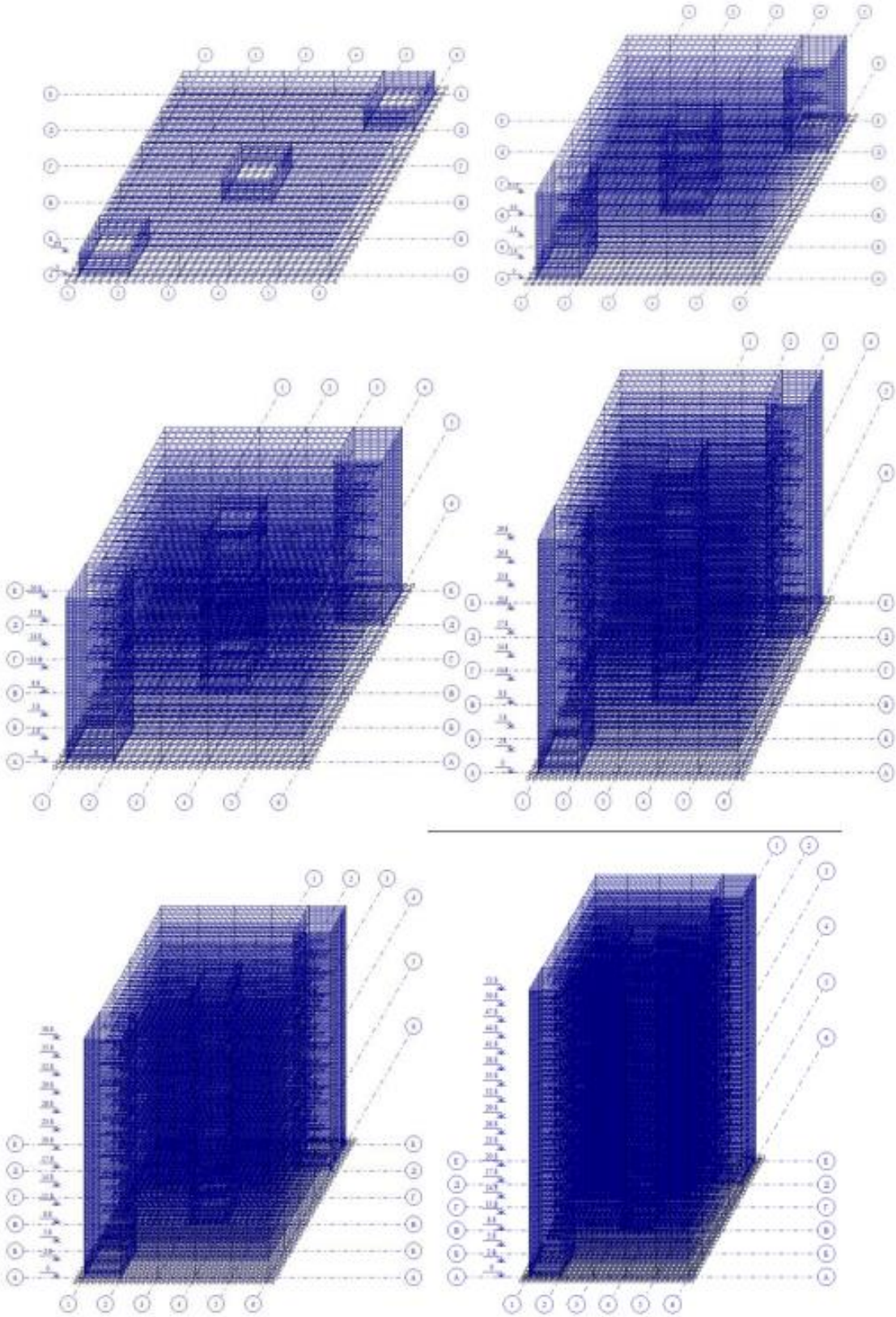


Рисунок 3.1 - Стадії для традиційного розрахунку

Таблиця 3.1 - Поздовжні зусилля у колонах 1, 10, 17 поверхів

| Номер колони | Зусилля у колоні N, кН | | | | Різниця, % | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Без урахування генетичної нелінійності | | З урахуванням генетичної нелінійності | | | |
| | min | max | min | max | min | max |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 |
| 1-й поверх | | | | | | |
| в осях 2/Д | -4680 | -4643 | -5587 | -5553 | +19.38 | +19.6 |
| в осях 3/Е | -3510 | -3470 | -2790 | -2750 | -20.51 | -20.75 |
| в осях 4/А | -3470 | -3430 | -2790 | -2750 | -19.60 | -19.83 |
| в осях 6/Б | -3590 | -3560 | -2970 | -2930 | -17.27 | -17.70 |
| 10-й поверх | | | | | | |
| в осях 2/Д | -2085 | -2066 | -2466 | -2448 | +18.27 | +18.49 |
| в осях 3/Е | -1620 | -1600 | -1280 | -1260 | -20.99 | -21.25 |
| в осях 4/А | -1600 | -1580 | -1280 | -1260 | -20.00 | -20.25 |
| в осях 6/Б | -1640 | -1620 | -1360 | -1340 | -17.07 | -17.28 |
| 17-й поверх | | | | | | |
| в осях 2/Д | -263.8 | -245 | -319,7 | -300,9 | +21.19 | +22.82 |
| в осях 3/Д | -240 | -221 | -284 | -265 | +18.33 | +19.91 |
| в осях 4/Б | -240 | -221 | -284 | -265 | +18.33 | +19.91 |
| в осях 6/Б | -166 | -145 | -162 | -143 | -2.41 | -1.38 |

Таблиця 3.2 - Переміщення у плитах перекриття 1, 10, 17 поверхів

| Параметр | Значення переміщень | |
|---|---|---|
| | Без урахування генетичної нелінійності | З урахуванням генетичної нелінійності |
| 1-й поверх | | |
| Переміщення по осі Z, мм | -5,386 | -4,516 |
| 10-й поверх | | |
| Переміщення по осі Z, мм | -5,766 | -5,051 |
| 17-й поверх | | |
| Переміщення по осі Z, мм | -6,888 | -4,26 |

Таблиця 3.3 - Переміщення та зусилля в фундаментній плиті

| Параметр | Значення зусиль та переміщень | | | | Різниця, % | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Без урахування генетичної нелінійності | | З урахуванням генетичної нелінійності | | | |
| | min | max | min | max | min | max |
| Переміщення по осі Z, мм | -17,8 | -5,78 | -14,2 | -1,8 | -20,22 | -68,86 |
| Mx, (кН*м)/м | -506 | +945 | -521 | +1054 | +2,96 | +11,53 |
| My, (кН*м)/м | -507 | +951 | -521 | +1047 | +2,76 | +10,09 |
| Qx, кН/м | -995 | +1390 | -972 | +1368 | -2,31 | -1,58 |
| Qy, кН/м | -995 | +1366 | -965 | +1368 | -3,02 | +0,15 |

Також при збільшенні поверховості з кожною стадією відбувається поступове збільшення навантажень на колони підвалу, отримані значення для проміжних стадій зведені в таблиці 3.4 і 3.5 для колони в осях 2/Д при традиційному методі розрахунку для розрахунку з урахуванням стадійності відповідно, також в таблиці 3.6 і 3.7 зведені результати колони в осях 4/А. На рисунках 3.2 і 3.3 показано суміщений графік залежності зусиль у колонах 2/Д та 4/А від стадії при цих розрахунках.

Екстремум максимальних переміщень фундаментної плити було знято в кутовій точці в осях 6/Е, а екстремум мінімальних переміщень розташовується в осях 1/А. Що стосується плит перекриття, то екстремуми розташовуються всередині ділянки плити в осях 5-6/А-Б.

Таблиця 3.4 - Зусилля в колоні підвалу в осях 2/Д за традиційного розрахунку

| Параметр | Колона 2/Д | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Підвал | 3-й поверх | 6-й поверх | 9-й поверх | 12-й поверх | 17-й поверх |
| My max, кНм | 3.548 | -2.221 | -4.696 | -7.018 | -9.101 | -11.91 |
| My min, кНм | 6.01 | 15.34 | 23.7 | 31.25 | 38.15 | 47.54 |
| Mz max, кНм | 3.551 | -2.219 | -4.696 | -7.018 | -9.097 | -11.9 |
| Mz min, кНм | 6.009 | 15.34 | 23.7 | 31.25 | 38.14 | 47.53 |
| N max, кН | -224,4 | -979,3 | -1699 | -2382 | -2996 | -3929 |
| N min, кН | -258,7 | -1014 | -1733 | -2416 | -3030 | -3963 |

Таблиця 3.5 - Зусилля в колоні підвалу в осях 2/Д з урахуванням генетичної нелінійності

| Параметр | Колонна 2/Д | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Ст2. | Ст.5 | Ст.8 | Ст.11 | Ст.14 | Ст.21 |
| My max, кНм | 7.386 | 7.064 | 6.735 | 7.958 | 9.653 | -7.43 |
| My min, кНм | -2.811 | 0.288 | -4.144 | -12.65 | -24.06 | 38.7 |
| Mz max, кНм | 7.386 | 6.3 | 4.748 | 3.533 | 2.243 | -8.338 |
| Mz min, кНм | -2.811 | 2.449 | 6.479 | 12.94 | 20.57 | 45.79 |
| N max, кН | -224.1 | -1035 | -1932 | -2818 | -3663 | -5158 |
| N min, кН | -258.4 | -1070 | -1966 | -2852 | -3697 | -5192 |

Таблиця 3.6 - Зусилля в колоні підвалу в осях 4/А за традиційного розрахунку

| Параметр | Колона 4/А | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Підвал | 3-й поверх | 6-й поверх | 9-й поверх | 12-й поверх | 17-й поверх |
| My max, кНм | 0,925 | 1,087 | 1,355 | 1,546 | 1,624 | 1,507 |
| My min, кНм | -1,782 | -3,435 | -4,895 | -5,995 | -6,72 | -6,965 |
| Mz max, кНм | 51,28 | 22,56 | 22,08 | 20,5 | 18,46 | 13,7 |
| Mz min, кНм | -25,49 | -11,45 | -6,975 | 0,6582 | 9,764 | 29,93 |
| N max, кН | -211 | -812,6 | -1442 | -2078 | -2693 | -3641 |
| N min, кН | -245,3 | -846,9 | -1476 | -2112 | -2727 | -3675 |

Таблиця 3.7 - Зусилля в колоні підвалу в осях 4/А з урахуванням генетичної нелінійності

| Параметр | Колона 4/А | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Ст2. | Ст.5 | Ст.8 | Ст.11 | Ст.14 | Ст.21 |
| My max, кНм | 0,768 | 1,332 | 1,704 | 2,34 | 3,135 | 4,911 |
| My min, кНм | 0,636 | -2,441 | -5,993 | 12,28 | -21,29 | -47,1 |
| Mz max, кНм | 50,49 | 49,36 | 39,69 | 32,13 | 24,48 | 5,698 |
| Mz min, кНм | -22,66 | -13,08 | 19,92 | 56,26 | 93,62 | 187,1 |
| N max, кН | -168,8 | -650,08 | -1154 | 1662 | -2154 | -2927 |
| N min, кН | -202,8 | -683,08 | -1187 | 1695 | -2188 | -2955 |

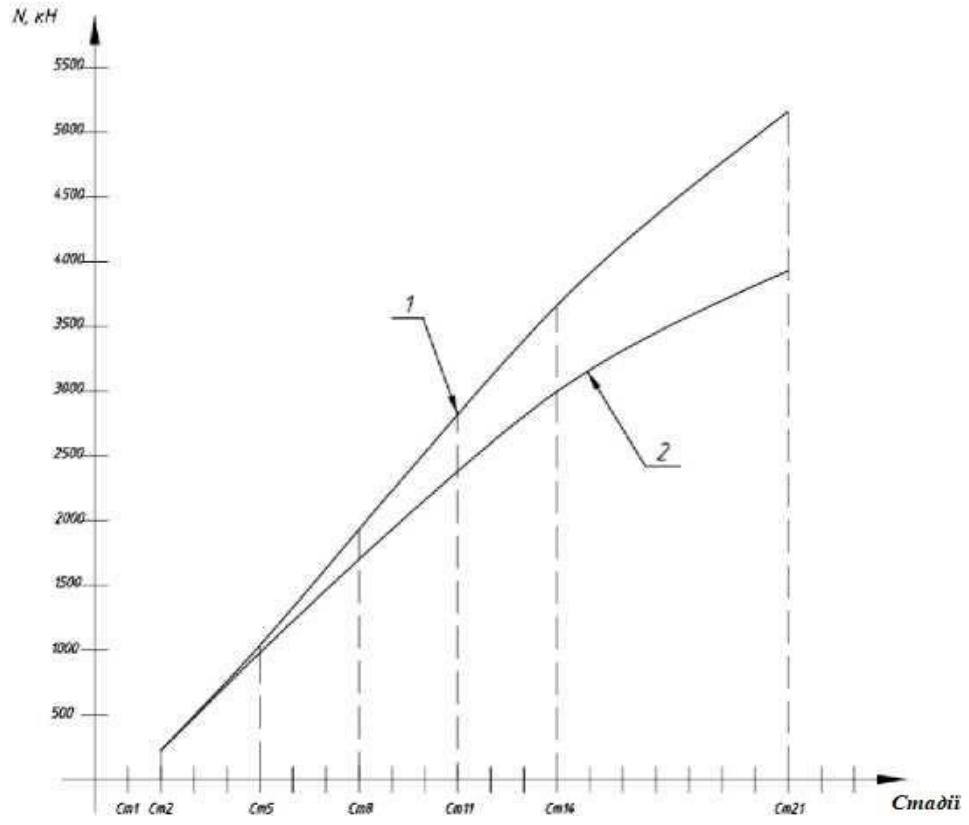



Рисунок 3.2 - Залежність зусиль у колоні підвалу в осях 2/Д від стадії

1 – з урахуванням генетичної нелінійності; 2-без урахування генетичної нелінійності.

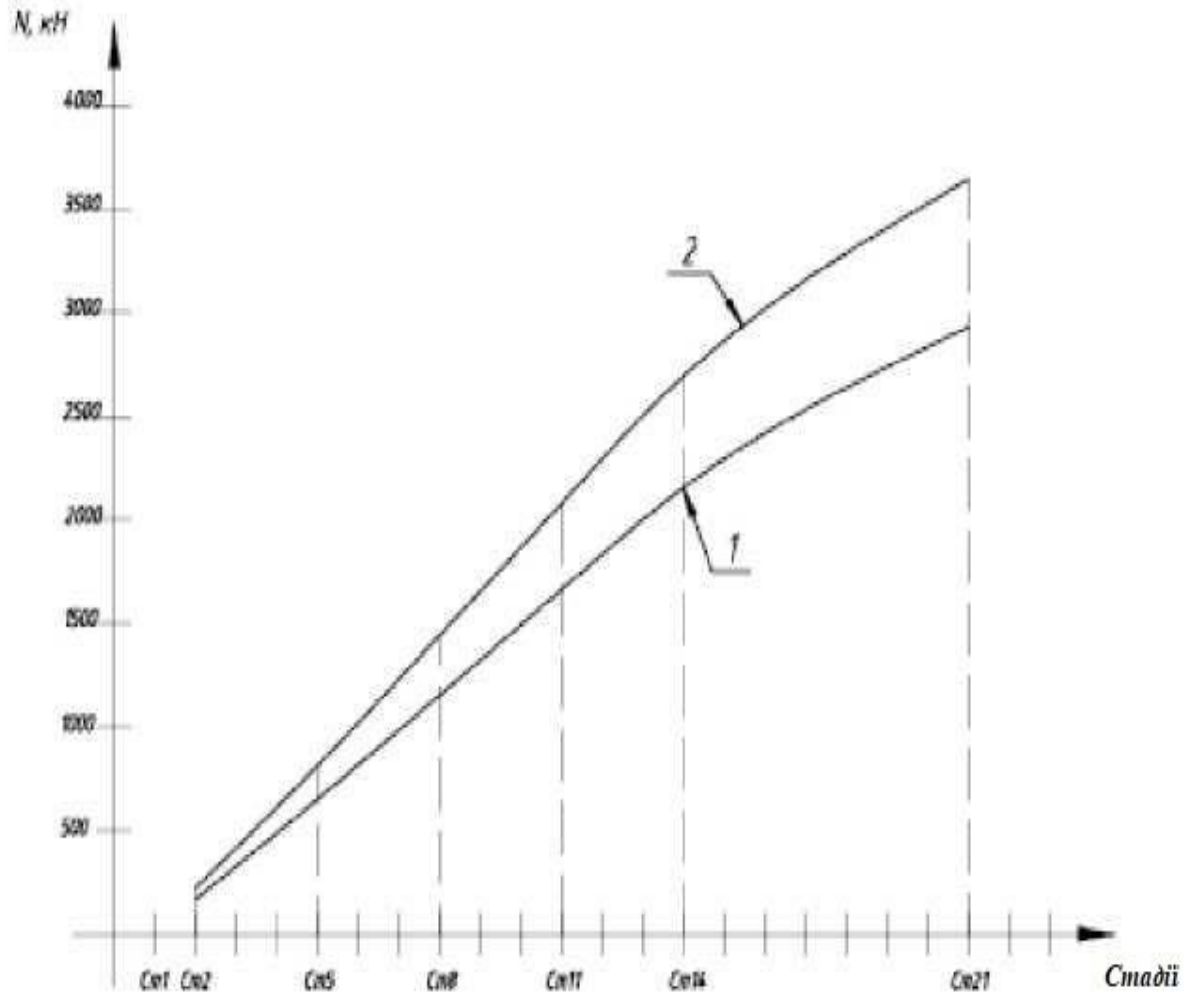



Рисунок 3.3 - Залежність зусиль у колоні підвалу в осях 4/А від стадії :

1 – з урахуванням генетичної нелінійності; 2-без урахування генетичної нелінійності.

З цих графіків та таблиць, за якими вони складені, можемо помітити, що зусилля в колонах підвалу розходяться при традиційному розрахунку та при розрахунку з урахуванням генетичної нелінійності, причому у різних колонах знак розбіжностей відрізняється і зі збільшенням поверховості будівлі розбіжності відповідно збільшуються з урахуванням відповідного знака.

За аналогією перевіримо і зведемо в таблицю 3.8 та 3.9 значення прогинів фундаментної плити по стадіях при традиційному методі розрахунку та для розрахунку з урахуванням стадійності відповідно.

Таблиця 3.8 - Прогини в фундаментній плиті без урахування генетичної нелінійності

| Параметр | Фундаментна плита | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Підвал | 3-й поверх | 6-й поверх | 9-й поверх | 12-й поверх | 17-й поверх |
| Z max, мм | -2,155 | -4,18 | -6,328 | -8,986 | -12,03 | -17,66 |
| Z min, мм | -1,772 | -3,193 | -4,266 | -4,954 | -5,395 | -5,65 |

Таблиця 3.9 - Прогини у фундаментній плиті з урахуванням генетичної нелінійності

| Параметр | Фундаментна плита | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Ст2. | Ст.5 | Ст.8 | Ст.11 | Ст.14 | Ст.21 |
| Z max, мм | -3,176 | -4,616 | -6,157 | -7,758 | -9,491 | -13,48 |
| Z min, мм | -2,449 | -3,457 | -4,78 | -6,06 | -7,267 | -8,908 |

За наведеними даними було побудовано суміщений графік залежності прогинів у фундаментній плиті залежно від стадії, що відображено на малюнку 3.4.

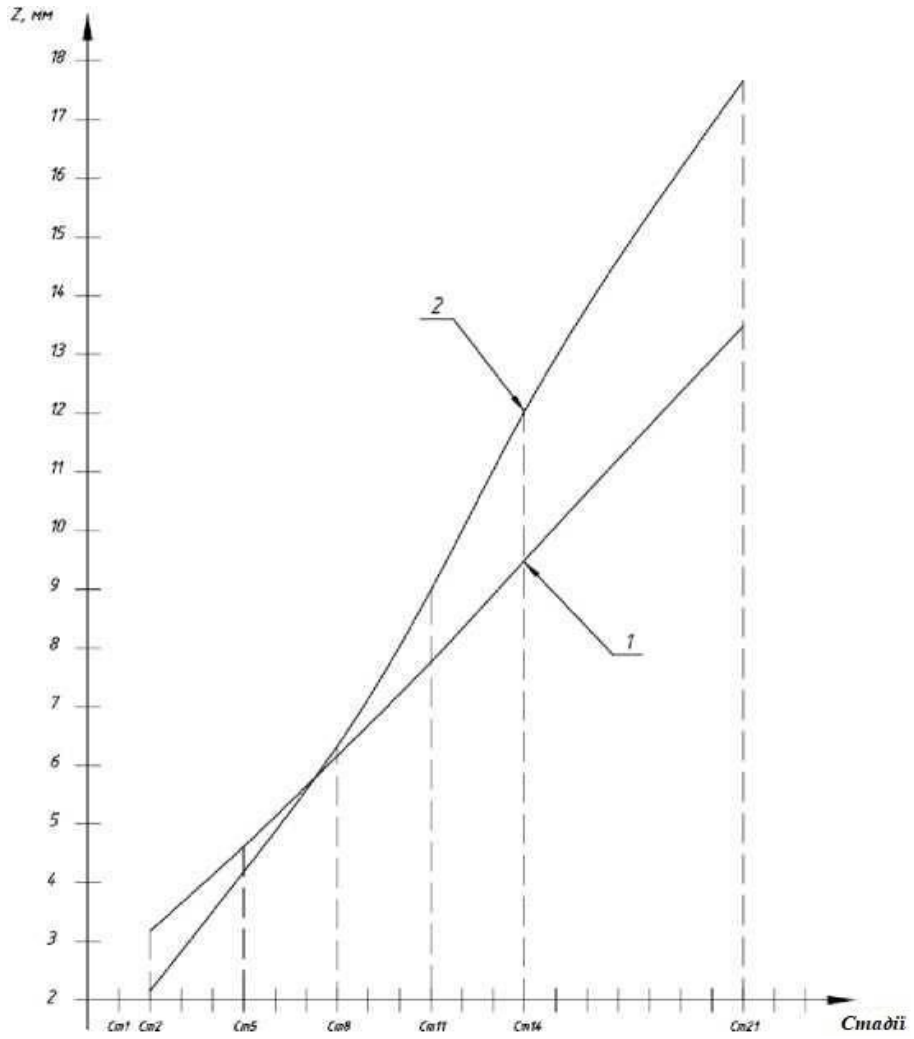



Рисунок 3.4 - Залежність прогинів у фундаментній плиті від стадії

1 – з урахуванням генетичної нелінійності; 2-без урахування генетичної нелінійності.

Можна помітити, що прогини в фундаментній плиті також мають відмінності, причому при врахуванні поетапності зведення будівлі прогини менше, це пов'язано швидше за все зі зростанням вертикальних переміщень конструкції фундаменту під колонами через збільшення зусилля в них.

Для наочнішого результату порівняємо також армування в конструкціях будівлі при різних методах розрахунку. Візьмемо плиту перекриття 6-го поверху та порівняємо отримане армування з урахуванням генетичної нелінійності та без її обліку. На рисунках 3.5-3.8 наведено значення армування вихідної плити без урахування стадійного зведення та з її врахуванням.

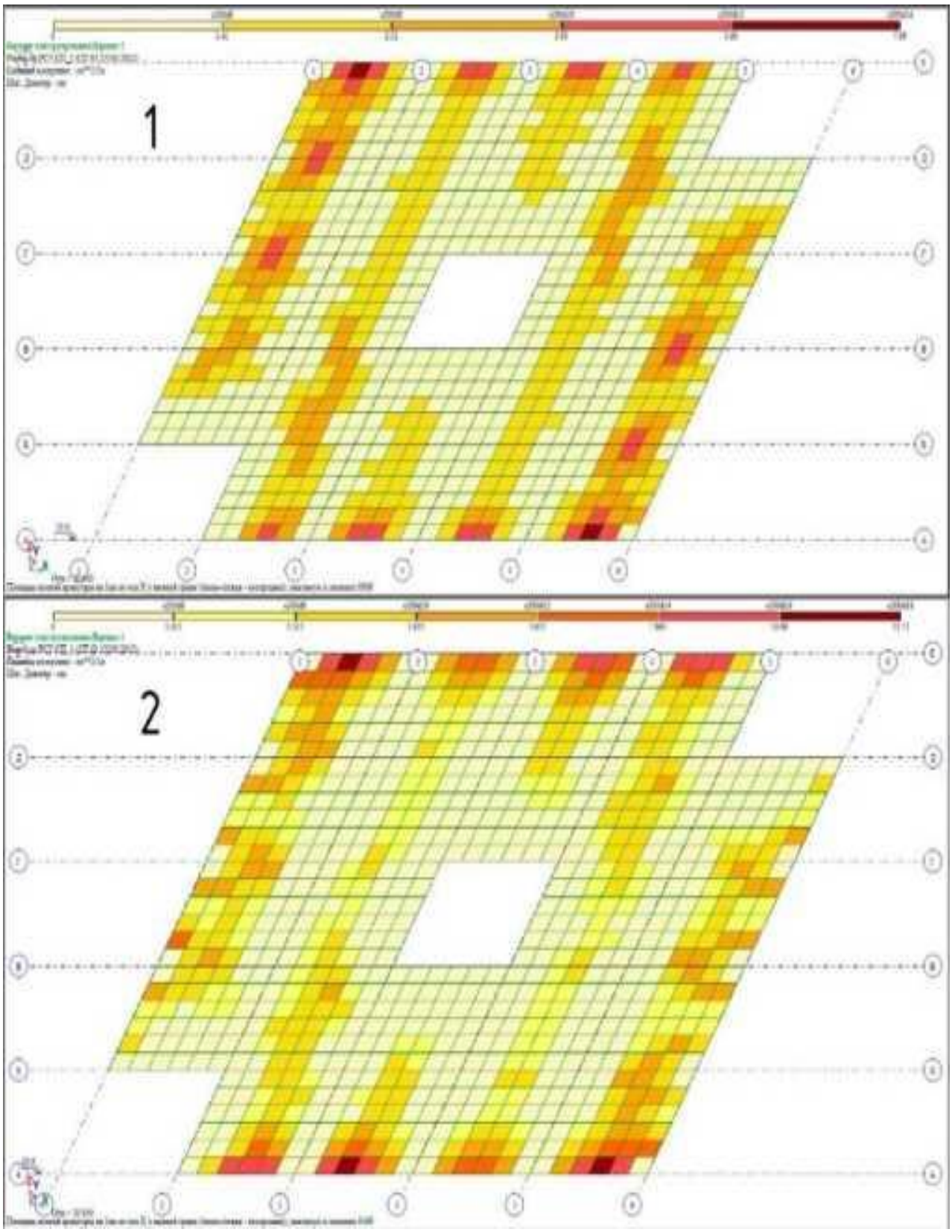



Рисунок 3.5 - Нижнє армування по осі Х

1 - без урахування генетичної нелінійності;

2- з урахуванням генетичної нелінійності.

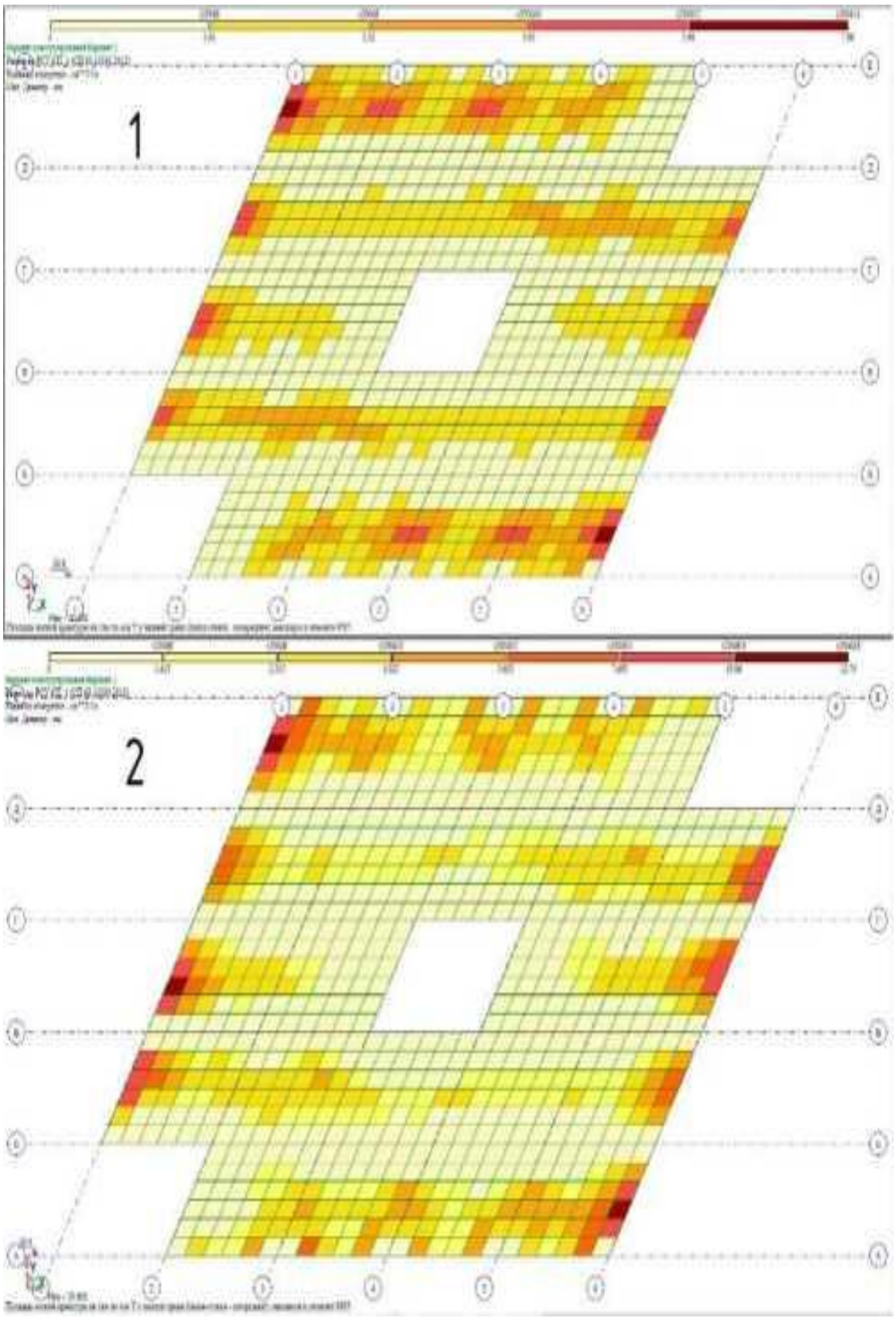



Рисунок 3.6 - Нижнє армування по осі Y

1 - без урахування генетичної нелінійності;

2- з урахуванням генетичної нелінійності.

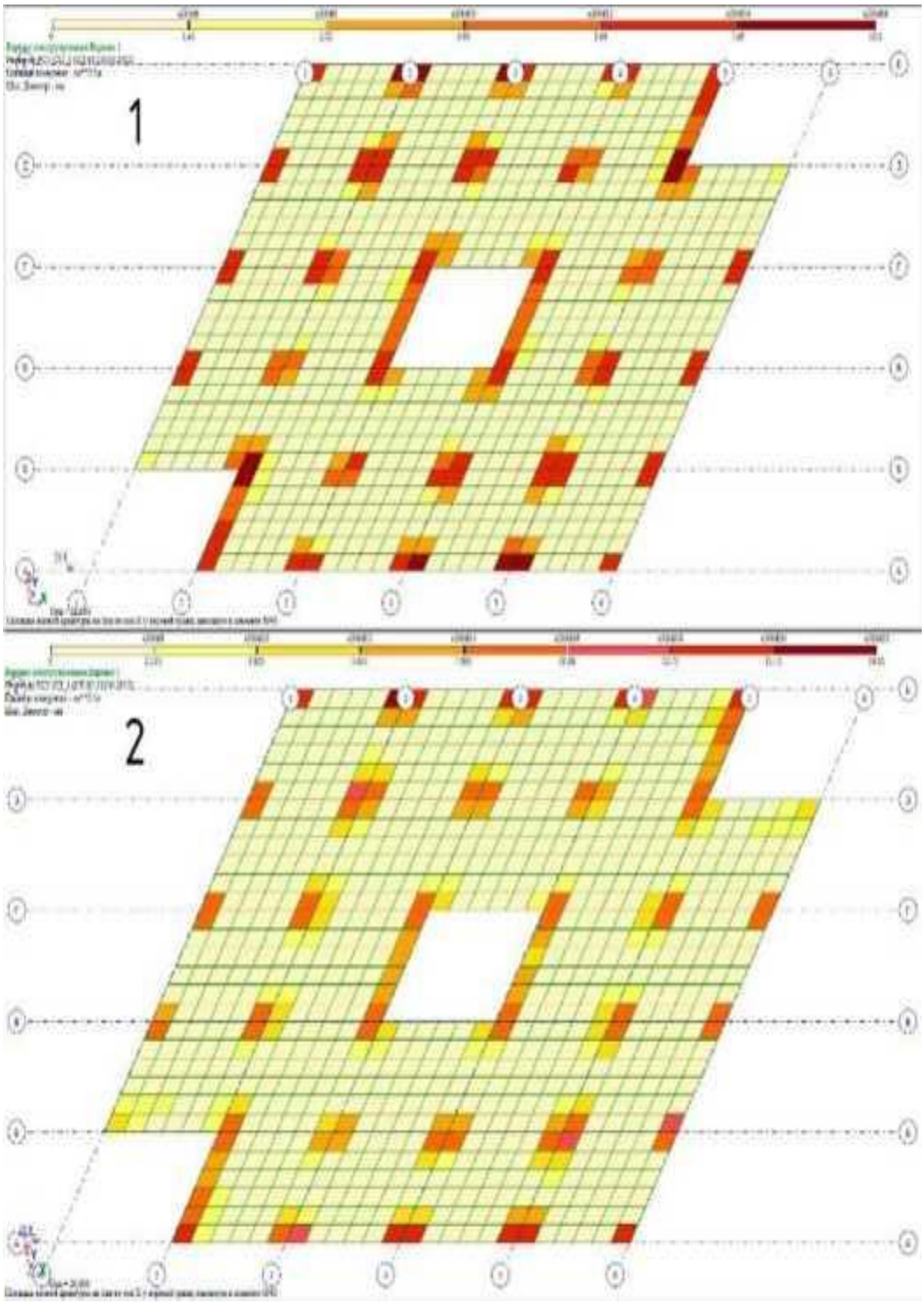



Рисунок 3.7 - Верхнє армування по осі Х

1 - без урахування генетичної нелінійності;

2- з урахуванням генетичної нелінійності.

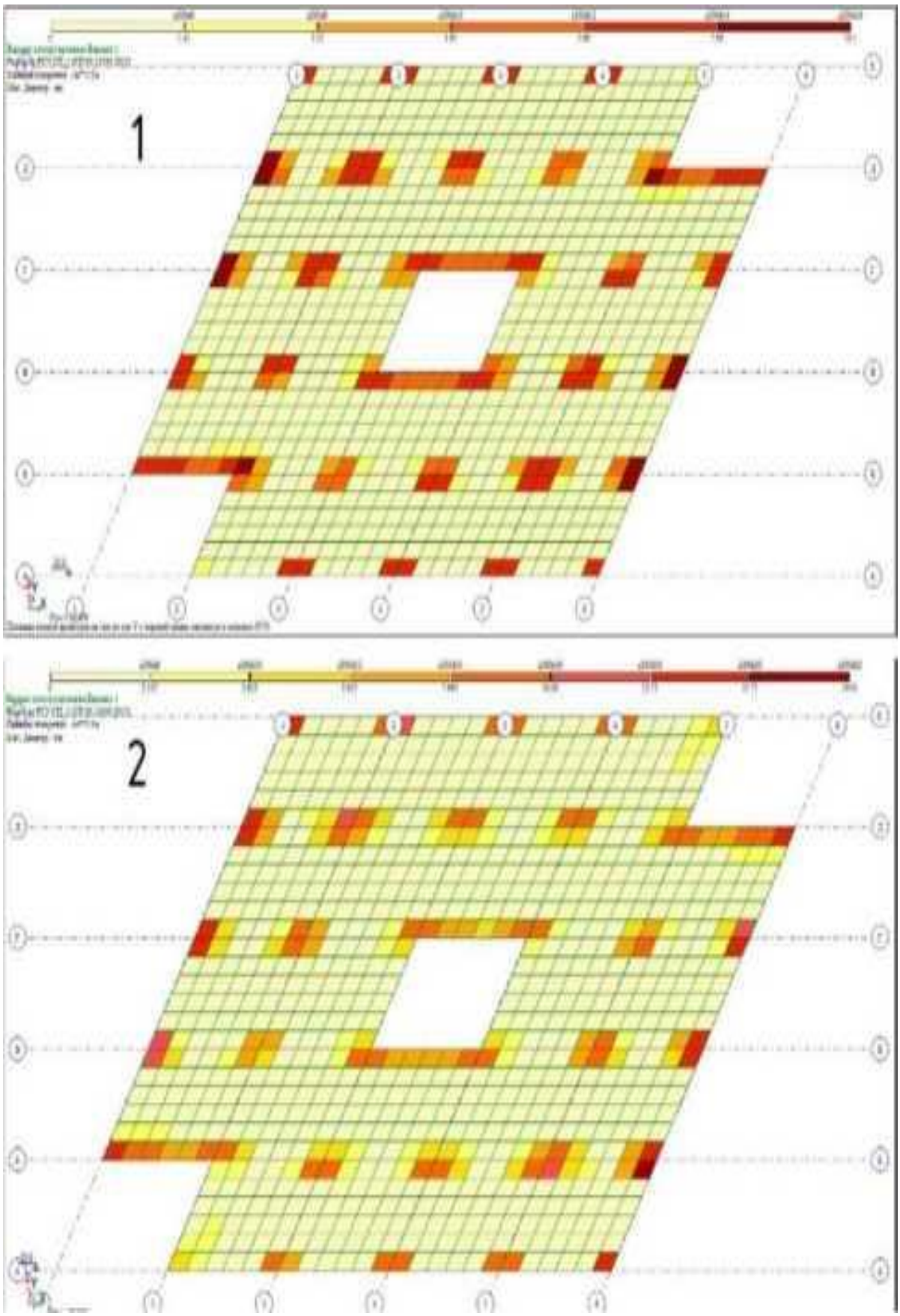



Рисунок 3.8 - Верхнє армування по осі Y

1 - без урахування генетичної нелінійності;

2- з урахуванням генетичної нелінійності.

При конструюванні плити перекриття (розрахунки наведені у виробничій технологічній практиці) було отримано витрати арматури, які зведені до таблиці 3.10.

Таблиця 3.10 – Витрата арматури на плиту перекриття

| Витрата | Маса арматури, кг | |
|---|---|---|
| | Без урахування генетичної нелінійності | З урахуванням генетичної нелінійності |
| АрматураØ14А5ОО | — | 24476,5 |
| АрматураØ12А5ОО | 18828,8 | 2853,54 |
| АрматураØ8А5ОО | 560,18 | — |
| АрматураØ8А24О | 1087,2 | 1087,2 |
| Разом: | 20476,1 | 28417,24 |

Таким чином отримуємо різницю: 28417,24 кг – 20476.1 кг = 7941,14 кг.

Аналізуючи отримані результати розрахунків моделі з урахуванням генетичної нелінійності і її обліку, можна назвати помітні розбіжності щодо НДС між традиційним розрахунком і розрахунком з урахуванням поетапного будівництва.

Значення прогинів плит перекриття зменшуються, це може бути обумовлено вертикальним переміщенням колон, розташованих нижче плит перекриття.

При розрахунку НДС будівлі без урахування генетичної нелінійності значення переміщення зростають через одночасного застосування всіх зовнішніх навантажень і навантажень від проектованих конструкцій на будівлю. При врахуванні поетапності всі навантаження додаються поступово, відповідно прогини плит поверхами зменшуються.

У фундаментній плиті зусилля відрізняються на 5-10%, що несе у себе незначні зміни. Щодо прогинів, то вони суттєво відрізняються, це може бути обумовлено, як сказано вище, вертикальним переміщенням ділянок

фундаменту будівлі під колонами у зв'язку із зміною зусиль у колонах.

Поздовжні зусилля в колонах, особливо колони нижчележачих поверхів відрізняються, так як додається навантаження від поверхів, що лежать вище, можуть збільшуватися і поздовжні стискаючі зусилля, а також згинальні моменти.

Також можна спостерігати в різних колонах зміну знака змін, в одних колонах збільшуються на 15-20%, в інших зменшуються на 15-20%, це може зумовлюватися перерозподілом зусиль у колонах з урахуванням стадійності будівництва.

Отримані витрати з армування показують, що різниця в необхідної арматурі між розрахунками становить близько 8 тонн, що є значним результатом, ці цифри наочно показують розбіжності при поетапному і при звичайному (традиційному) розрахунках. Приріст арматури становив приблизно 28%.

Отже, порівняльний аналіз, отриманих під час роботи, розрахунків показує, що з проектування будинків з урахуванням генетичної нелінійності, можна побачити результат відмінний від цього, який ми бачимо за традиційному методі розрахунку НДС, не враховує поетапність зведення. У деяких елементах ця різниця несуттєва, але в інших може сильно вплинути на результат проектування.

Для об'єктів висотного будівництва розрахунок з урахуванням стадійного будівництва необхідний та потребує подальшого дослідження. Це дозволить проектувальникам та інженерам у будівництві точніше оцінити роботу будівлі, виконати розрахунки НДС, а також раціонально використати ресурси бетону, арматури.

### 3.2 Загальні аспекти техніки безпеки на будівельному майданчику

Будівельний майданчик охоплює територію, де ведеться будівництво, розташовані тимчасові споруди (склади, розчинні вузли, прохідні тощо), під'їзні шляхи та місця для зберігання будівельних матеріалів. Забезпечення безпечних умов праці та дотримання правил техніки безпеки є обов’язком керівників будівельних організацій і відповідальних осіб за виконання робіт. Відповідальність за загальний стан безпеки на підприємстві несуть начальник (керівник) та головний інженер будівельної організації. Контроль за дотриманням правил техніки безпеки, впровадження організаційно-технічних заходів та санітарно-гігієнічних норм, спрямованих на запобігання травматизму та професійним захворюванням, покладається на спеціально призначених інженерно-технічних працівників, а також громадських інспекторів. Їх обов’язки включають:

- контроль виконання інструкцій, наказів і розпоряджень щодо техніки безпеки;
- проведення інструктажів для працівників;
- участь у випробуваннях обладнання та механізмів;
- розслідування причин аварій та нещасних випадків.

Види травм та їх причини.

Травма — це раптове ушкодження організму, яке може призвести до тимчасової або постійної втрати працездатності. Вирізняють два основні види травм:

1. Виробничі — отримані під час виконання службових обов’язків, у тому числі дорогою на роботу або з роботи.

2. Побутові — виникають під час виконання домашніх справ або інших дій, не пов’язаних із виробничим процесом.

Основними причинами травматизму на будівельних майданчиках є:

- порушення правил техніки безпеки;
- недостатня кваліфікація працівників;

- погана організація праці.

До травматизму також можуть призводити: ненадійність захисних засобів, неправильна експлуатація механізмів, ураження електричним струмом тощо.

Розслідування нещасних випадків.

Усі випадки травматизму на будівельному майданчику розслідуються протягом 24 годин. Розслідування проводиться комісією, яка складається з керівника будівельної ділянки, представника служби техніки безпеки та члена профспілкової організації постраждалого. Після завершення розслідування складається акт встановленої форми, де вказуються причини інциденту та пропонуються заходи для запобігання подібним випадкам у майбутньому.
Нещасні випадки, що трапляються з працівниками інших організацій, які працюють на території будівництва, розслідує будівельна організація, на території якої стався інцидент, а облік веде організація, яка направила працівника. Якщо ж нещасний випадок стався з учнем під час виробничої практики, його розслідує або будівельна організація (якщо учень працював під її наглядом), або навчальний заклад (якщо учень перебував під керівництвом його персоналу).

Інструктаж з техніки безпеки.

Перед початком роботи кожен працівник повинен пройти інструктаж із техніки безпеки, який поділяється на:

- Вступний інструктаж — короткий курс (щонайменше 10 годин), організований адміністрацією для всіх нових працівників незалежно від їхньої освіти, досвіду чи посади. Проводиться за затвердженою програмою в кабінеті охорони праці або спеціально обладнаному приміщенні. Після завершення працівник підписує журнал реєстрації.
- Первинний інструктаж — проводиться безпосередньо на робочому місці, де демонструються безпечні методи виконання робіт. Лише після цього працівник допускається до самостійної роботи.

- Повторний інструктаж — здійснюється щонайменше раз на 6 місяців.

Організація роботи з учнями ВНЗ.

Перед початком виробничої практики учні повинні:

1. Пройти первинний інструктаж, зокрема навчання безпечним методам роботи.
2. Працювати під посиленим наглядом досвідчених бригадирів та керівників практики.
3. Бути забезпечені спецодягом, взуттям, захисними пристроями та санітарно-побутовими умовами.

### 3.3 Правила техніки безпеки на будівельному майданчику

Будівельний майданчик огороджується парканом висотою не менше 2 м, із передбаченими воротами для в'їзду та виїзду транспорту. Відстань від огорожі до споруди повинна становити не менше 10 м. Якщо будівля розташована поблизу вулиці й огорожу встановлено ближче, то обов'язково облаштовується захисний навіс шириною не менше 1 м, нахилений під кутом 20° у бік майданчика.

По периметру будівлі визначається небезпечна зона, межі якої позначаються попереджувальними знаками. Для будівель висотою до 20 м ця зона повинна мати ширину не менше 7 м, а для висот від 20 до 70 м — не менше 10 м.

На території облаштовуються проїзди для транспорту та пішохідні проходи. У місцях в'їзду транспорту встановлюються попереджувальні знаки, які в темний час доби мають бути освітлені. Для переходу через котловани та траншеї зводяться містки із поручнями висотою не менше 1,1 м. Якщо нахил укосів перевищує 20°, облаштовуються сходи або драбини з поручнями з одного боку.

Електрокабелі в місцях пересування транспорту чи пішоходів прокладаються під землею або захищаються спеціальними містками. Колії

внутрішнього транспорту (наприклад, для кранів чи вагонеток) повинні бути справними та укладеними на надійну основу.

У всіх небезпечних місцях встановлюються попереджувальні написи, такі як «Не стій під вантажем» чи «Не перевантажуй риштування».

Розміщення будівельного сміття і матеріалів.

Для скидання будівельного сміття з висоти понад 3 м використовуються закриті жолоби, кінець яких має розташовуватися на відстані не більше 1 м від землі. Якщо сміття скидається безпосередньо в кузов автомобіля, жолоб встановлюється трохи вище рівня його бортів. Місця для збирання сміття огороджуються.

Будівельні матеріали зберігаються на рівних утрамбованих майданчиках. Взимку ці майданчики очищаються від снігу та льоду. Матеріали укладаються у штабелі з урахуванням проходів і проїздів (ширина проходу — не менше 1 м, проїзду — не менше 3 м). Висота штабелів визначається залежно від матеріалу:

- бутовий камінь — не більше 1 м;
- цегла — не більше 1,7 м;
- дошки — не більше половини ширини штабеля.

Ящики зі склом зберігаються вертикально в один ряд, круглий ліс укладається у штабелі заввишки до 1,5 м із прокладками між рядами. Сипкі матеріали (цемент, гіпс тощо) розміщуються в закритих бункерах, ящиках або засіках, щоб уникнути їх розпилення. Забороняється безладне розміщення матеріалів на території майданчика.

Правила для студентів на практиці.

Студенти ВНЗ, перебуваючи на будівельному майданчику, зобов’язані дотримуватися наступних правил:

- Пересуватися лише пішохідними доріжками, уникати незнайомих чи небезпечних місць.
- Не ходити по транспортних коліях і проїздах, призначених для транспорту.

- Звертати увагу на попереджувальні знаки, бути обережними у небезпечних зонах.
- Дотримуватись дисципліни та порядку.
- Не перебувати біля підйомних механізмів, під піднятим вантажем чи поблизу працюючих машин.
- При перенесенні та складанні матеріалів не захаращувати проходи і проїзди.
- Не стояти біля рухомих частин працюючих механізмів.
- Не торкатись електропроводів, кабелів чи шлангів під тиском.
- Бути обережними біля машин, що розвантажуються.
- У разі травмування негайно повідомляти майстра та звертатися за медичною допомогою.
- За потреби надавати першу допомогу постраждалим і доставляти їх до медпункту.
- Після роботи прибрати інструменти і привести робоче місце до ладу.

### 3.4 Висновки за розділом 3

- були отримані, зведені в таблицю та проаналізовано значення поздовжніх зусиль у колонах. Максимальна розбіжність: 22,82%.

- були отримані, зведені в таблицю та проаналізовано значення прогинів у плитах перекриття. Прогини зменшились на 1-2 мм.

- були отримані, зведені в таблицю та проаналізовані значення згинальних моментів, поперечних сил та переміщень у фундаментній плиті. Прогини зменшились на 4 мм. Моменти зменшились на 5-10%. Поперечні сили збільшились на 0-5%.

- - пораховано витрату арматури на плиту перекриття шостого поверху з урахуванням генетичної нелінійності і без її обліку. При обліку генетичної нелінійності плита вимагає більшого армування, ніж при традиційному розрахунку.

# ОСНОВНІ ВИСНОВКИ

1.У цій кваліфікаційної роботі магістра можна переконатися, що з проектуванні будинків з урахуванням генетичної нелінійності, виходить результат відмінний від цього, що ми бачимо при традиційному методі розрахунку НДС, не враховує поетапність зведення.

2. У деяких елементах ця різниця несуттєва, але в інших може сильно вплинути на результат проектування. Для об'єктів висотного будівництва розрахунок з урахуванням стадійного будівництва необхідний та потребує подальшого дослідження. Це дозволить проектувальникам та інженерам у будівництві точніше оцінити роботу будівлі, виконати розрахунки НДС, а також раціонально використати ресурси бетону, арматури.

3. Вивчено теоретичні відомості про напружено-деформований стан будівлі з каркасом із монолітного залізобетону з урахуванням генетичної нелінійності.

4. Проведено аналіз отриманих результатів та оцінка ступеня впливу генетичної нелінійності при проектуванні будівель.

5. В результаті досліджень генетичної нелінійності при проектуванні багатоповерхової будівлі з каркасом із монолітного залізобетону були сформульовані такі висновки:

- максимальна розбіжність при традиційному розрахунку та розрахунку з урахуванням генетичної нелінійності значень поздовжніх зусиль у колонах дорівнює 22,82%;
- розбіжність значень прогинів з урахуванням генетичної нелінійності у цій роботі зменшилися на 1-2 мм в порівнянні з традиційним розрахунком;
- були отримані, зведені в таблицю та проаналізовані значення згинальних моментів при традиційному методі розрахунку та розрахунку з урахуванням поетапності зведення будівлі, поперечних сил та переміщень у фундаментній плиті. Прогини зменшились на 4 мм. Моменти зменшились на

5-10%. Поперечні сили збільшились на 0-5%;

- пораховано витрату арматури на плиту перекриття шостого поверху з урахуванням генетичної нелінійності і без її обліку. При обліку генетичної нелінійності плита вимагає більшого армування, ніж при традиційному розрахунку.

# СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. A. Kaveh, H. Rahami. Nonlinear analysis and optimal design of structures via force method and genetic algorithm // Computers and Structures, 84. Pp 770778.

2. Foad Kiakojouri, Mohammad Reza Sheidaii, Valerio De Biagi, Bernardino Chiaia. Progressive collapse of structures: A discussion on annotated nomenclature // Structures, 29. Pp 1417-1423.

3. H. Rahami, A. Kaveh, Y. Gholipour. Sizing, geometry and topology optimization of trusses via force method and genetic algorithm // Engineering structures, 30. Pp 2360-2369.

4. Luciano Catallo. Genetic anti-optimization for reliability structural assessment of precast concrete structures // Computers & Structures, 82. Pp 1053-1065.

5. Mitsui K., Kanemitsu T. Construction process analysis for structure by genetic algorithm // Proceedings of the 40 Anniversary Congress "Shell and Structures: From recent Past to the next Millennium". Pp. 31-36.

6. Toshin D.S. Perspectives of the application for the nonlinear deformation model in the calculations of reinforced concrete elements // Materials Science Forum. - 2019. T. 974. Pp. 505-509.

7. Барабаш М. С. Методи мінімізації ймовірності прогресуючого руйнування висотної будівлі при дії сейсмічних навантажень // Науково-технічний журнал «Нові технології в будівництві» / М. С. Барабаш, Ю. В. Гензерский, Я. В. Покотило. випуск 1(21)’11, 2011. С. 17–22.

8. Павліков А.М. Залізобетонні конструкції: будівлі, споруди та їх частини : Підручник. /. А.М. Павліков. Полтава,. ПолтНТУ,. 2017. 284 с.

9. Галінський О. М. Нормативна база з висотного будівництва в Україні та напрями її вдосконалення // «Нові технології в будівництві» 2(20) / О. М. Галінський, А. А. Франківський, Т. В. Рунова. Київ, 2001, С. 3–10.

10. Павліков А.М. Розрахунок міцності нормальних перерізів балкових елементів за нелінійною деформаційною моделлю (на основі ДБН В.2.6-

98:2009) : навчальний посібник / А.М. Павліков, О.В. Гарькава. За ред. А.М. Павлікова. Полтава : ПолтНТУ, 2013. 83 с.

11. Бамбура А.М. Експериментальні основи прикладної деформаційної теорії залізобетону [Текст]: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня докт. техн. наук:“Будівельні конструкції, будівлі та споруди”/ А.М. Бамбура. Харків, 2006. 49 с.

12. Барзилович Д. В. Розвиток національної нормативної бази в будівництві України [Текст] / Д. В. Барзилович, В. Г. Тарасюк, П. І. Кривошеєв // Будівельні конструкції : зб. наук, праць : у 2-х кн. Київ : ДП. НДІБК, 2011. Кн. 1, вин. 75. С. 9-17

13. Бамбура А.М. До оцінки здатності сталебетонних елементів, що згинаються, на основі деформаційного методу і реальних діаграм деформації матеріалів / А.М. Бамбура, Ю.Г. Аметов // Сталезалізобетонні конструкції Кривий Ріг: КТУ, 2004. № 6. С.71-76.

14. Валовой О. І. Методика оцінки деформативності складених залізобетонних конструкцій з похилими тріщинами / О. І. Валовой, О. Ю. Єрьоменко, М. О. Валовой // Гірничий вісник. 2016. Вип. 101. С. 169-174

15. Програмне забезпечення інженерних розрахунків : конспект лекцій для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» всіх форм навчання / Уклад. А. П. Сорочак. Тернопіль : Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя, 2018. 128 с.

16. Биба В.В. Стиснені сталезалізобетонні елементи зі стрічковим армуванням: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук : спец. 05.23.1 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / В.В. Биба.Полтава, 2006. 16 с.

17. Гайдук О. М. Напружено-деформований стан та розрахунок несучої здатності сталебетонних елементів, що працюють на позацентровий стиск та згинання: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук : спец. 05.23.01 “Будівельні конструкції, будівлі та споруди”/О.М. Гайдук. Полтава, 106 1996. 23 с.

18. Шмиг Р. А. Розрахунок будівельних конструкцій в обчислювальному комплексі SCAD : навч. посіб. / Р. А. Шмиг, І. М. Добрянський ; за заг. ред. Р. А. Шмига. Львів : Ліга Прес, 2015. 79 с.

19. Нікулін В.Б. Оцінка впливу розриву в бетонуванні плити перекриття системи «МОНОФАНТ» на її напружено-деформований стан / В.Б. Нікулін та ін. Збірник наукових праць УкрДУЗТ. Вип. 185.Харків, 2019. С. 61-70.

20. Сучасні методи дослідження нелінійних динамічних систем. Посібник для студентів спеціальностей 123 «Комп‘ютерна інженерія» та 151 «Автоматизація та комп‘ютерно-інтегровані технології»/ О. О. Сердюк. – Краматорськ : ДДМА, 2018. – 120 с.

21. Барабаш М.С. Чисельне моделювання напружено-деформованого стану конструкцій з урахуванням стадій життєвого циклу будівель і споруд. Автореферат дисертації на здобуття наукового ступеня д.т.н. Одеса, 2014.

22. ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об`єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. Зі Змінами № 1 та № 2

23. ДБН В.2.1-10:2018 Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення

24. ДСТУ-Н Б В.1.1-40:2016 Настанова щодо проектування будівель і споруд на слабких ґрунтах

25. ДБН В.2.2-24:2009 Проектування висотних житлових і громадських будинків. Київ, 2009.

26. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. Мінрегіонбуд України, Київ, 2009.

27. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи. Норми проектування. Київ. Мінрегіонбуд України, 2006.

28. ДСТУ-Н Б В.2.6-205:2015 Настанова з проектування монолітних бетонних і залізобетонних конструкцій будівель та споруд

29. ДБН В.1.2-14-2009. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ,

Київ, 2009

30. .ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. Мінрегіон України, Київ, 2014.

31. ДСТУ Б В.2.7-215:2009 Будівельні матеріали. Бетони. Правила підбору складу. Київ: Укрархбудінформ. 2010. 14 с.

32. Гасенко, А.В., Новицький, О.П., Рожко, В.Н. (2017). Особливості створення скінченно-елементної моделі системи «основа – віброармована ґрунтоцементна паля». Зб. наук. праць УкрДУЗТ, 167, 34-41.

33. Гасенко, А.В., Кириченко, В.А., Крупченко, О.А. (2013). Чисельні дослідження напружено-деформованого стану пошкоджених залізобетонних ребристих плит покриття. Зб. наук. пр. ПНТУ. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво, 4 (39), Т.1, 78-83.

34. Гапонова Л. В. Проектування висотних будівель: конспект лекцій (для студентів денної та заочної форм навчання освітнього рівня «магістр» за спеціальністю 192 – Будівництво та цивільна інженерія) / Л. В. Гапонова; Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова. Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2019. 84 с.

35. Павліков А.М. Проектування монолітних ребристих перекриттів : навчальний посібник / А.М. Павліков, О.В. Бойко. За ред. А.М. Павлікова. Полтава : ПолтНТУ, 2015. 84 с.

36. Залізобетонні конструкції : підруч. для студ. вищ. навч. закл. / А.Я. Барашиков, Л.М. Буднікова, Л.В. Кузнєцов та ін. ; За ред. А.Я. Барашикова – К. : Вища шк., 1995. – 591с. ; іл.

37. Баженов В.А. Нелінійне деформування, стійкість та закритична поведінка анізотропних оболонок : монографія / В.А. Баженов, М.П. Семенюк, В.М. Трач. Київ, Каравела, 2010. 352 с.

38. Сучасні будівельні матеріали і конструктивні системи для зведення доступного житла та об’єктів інфраструктури / К.К. Пушкарьова, А.М. Бамбура, Л.Й. Дворкін та ін. Київ : Вік-принт, 2015. 280 с.

39. Масюк Г.Х. Залізобетонні конструкції інженерних споруд

промислових підприємств : Навчальний посібник / Г.Х. Масюк. Рівне : НУВГП, 2011. 212 с.

40. Барашиков А.Я. Будівельні конструкції / А.Я. Барашиков, В.М. Колякова // Підручник для студентів вищих навчальних закладів. Київ : Видавничий дім «Слово», 2011. 256 с.

41. Будівельні конструкції : навчальний посібник / Ю.Л. Винников, С.Ф. Пічугін, О.О. Довженко, А.О. Дмитренко. Полтава : ТОВ «АСМІ», 2015. 400 с.

42. Механіка ґрунтів. Основи та фундаменти : Підручник / В.Б. Швець, І.П. Бойко, Ю.Л. Виннников, М.Л. Зоценко та ін. ; Дніпропетровськ : «Пороги», 2014. 232 с.

43. Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6-98:2009 у порівнянні з розрахунками за СНиП 2.03.01-84* і EN 1992-1-1 (Eurocode 2) / В.М. Бабаев, А.М. Бамбура, О.М. Пустовойтова та ін. ; за заг. ред. В.С. Шмуклера. Харків : Золоті сторінки, 2015. 208 с.

44. О.О Шишкін, О.П. Хільченко. Технологія бетону: Підручник для студентів вищих навчальних закладів. Кривий Ріг:. «Видавничий дім», 2007 367с.

45. Петрикова Є.М. Арматура для залізобетонних конструкцій. Київ: Основа, 2010. – 248 с.

46. Кривенко П.В., Пушкарьова К.К., Барановський В.Б. та ін. Будівельне матеріалознавство: Підручник для студентів будів. спец. вищ. навч. Закладів III-IV рівнів акредит. Київ: Основа, 2007. 697 с.

47. Борзяк О.С. Механізм електрокорозії бетону залізобетонних конструкцій в складних умовах експлуатації: Автореф. Дис.. канд.. техн. наук: Українська державна академія залізничного транспорту.Харків: 2010. 22 с.

48. Шаповалов О.М. Залізобетонні конструкції: Навч.-метод. посібник для студентів будівельних спеціальностей. Харків: ХНАМГ, 2005. 147 с

49. Іщенко І.І. Технологія кам’яних і монтажних робіт. Київ «Вища школа»- 2009. 300с.

50. Zhu, Wenbo & Yeh, Wei-Chang & Chen, Jianwen & Chen, Dafeng & Li, Aiyuan & Lin, Yangyang. (2019). Evolutionary Convolutional Neural Networks Using ABC. ICMLC '19: Proceedings of the 2019 11th International Conference on Machine Learning and Computing. 156-162. 10.1145/3318299.3318301.

51. Ayeni, Joshua. (2022). Convolutional Neural Network (CNN): The architecture and applications. Applied Journal of Physical Science. 4. 42-50. 10.31248/AJPS2022.085.

52. Vaz, Joel & Seetharaman, Balaji. (2021). Convolutional neural networks (CNNs): concepts and applications in pharmacogenomics. Molecular Diversity. 25. 10.1007/s11030-021-10225-3.

53. Chahar, Vijay & Katoch, Sourabh & Chauhan, Sumit. (2021). A Review on Genetic Algorithm: Past, Present, and Future. Multimedia Tools and Applications. 80. 10.1007/s11042-020-10139-6.