

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

До захисту
Допускається
Завідувач кафедри
Будівельних конструкцій

_____/...../

підпис

«___» _____ 2023 р.

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

за другим рівнем вищої освіти

На тему: «Трьохсекційний 11-ти поверховий будинок в м. Суми»

Виконав (ла)

(підпис)

Самбур В.О.

(Прізвище, ініціали)

Група

ПЦБ 2201м

(Науковий)
керівник

(підпис)

Срібняк Н.М.

(Прізвище, ініціали)

Суми – 2023 р.

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Кафедра: будівельних конструкцій

Спеціальність: 192 "Будівництво та цивільна інженерія"

ЗАВДАННЯ

НА МАГІСТЕРСЬКУ КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ

Самбур Владислав Олександрович

Тема роботи: Трьохсекційний 11-ти поверховий будинок в м. Суми

Затверджено наказом по університету № 175-н від «26» січня 2023р.
Строк здачі студентом закінченої роботи: «___» _____ 2023 р.

Вихідні дані до роботи:

Дослідити питання впливу класу бетону на напружено-деформований стан конструкцій, оцінити вплив фізичної нелінійності бетону на деформативність та напружений стан плити перекриття

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

Виконати огляд джерел щодо питань розрахунків конструкцій з урахуванням фізичної нелінійності, сформулювати алгоритм дослідження монолітної залізобетонної плити перекриття, виконати числовий експеримент, сформулювати висновки роботи та окреслити перспективи подальших досліджень

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

Мультимедійна презентація в форматі Microsoft PowerPoint

Керівник :



(підпис)

Н.М. Срібняк

(Прізвище, ініціали)

Консультант



(підпис)

Н.М. Срібняк

(Прізвище, ініціали)

Завдання прийняв до виконання:

Здобувач



(підпис)

В.О. Самбур

(Прізвище, ініціали)

Анотація

Самбур Владислав Олександрович. Трьохсекційний 11-ти поверховий будинок в м. Суми – Кваліфікаційна робота магістра на правах рукопису.

Кваліфікаційна робота магістра за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія». – Сумський національний аграрний університет, Суми, 2023.

Робота складається із змісту, загальної характеристики роботи та її кваліфікаційних ознак, архітектурно-планувальних рішень будівлі, огляд досліджень за обраною темою, розділів основної частини, висновки за результатами МКР (українською та англійською мовами).

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

Результати досліджень дозволяють оцінити не тільки вплив зусиль на напружено-деформований стан та армування плити перекриття, а й деформативність конструкції, яка працює на вигін, з урахуванням нелінійності в програмному комплексі «ЛІРА-САПР». Оцінка реальних прогинів залізобетонної конструкції, що працює на вигін, не можлива без врахування фізичної нелінійної роботи матеріалу конструкції.

Аналіз публікацій та досліджень, встановив, що при розрахунку залізобетонних конструкцій, а саме монолітних плоских плит перекриття є необхідність обов'язкового врахування нелінійності та роботи матеріалів (бетону та арматури) в пластичній стадії. Врахування нелінійної роботи конструкцій надає можливість знайти резерви міцності, мати варіанти поведінки конструкцій та зміни напружено-деформованого стану від робіт по бетонуванню плити до процесів її руйнування.

В основній частині наведено опис розрахункової моделі плоскої монолітної плити перекриття, варіантний розрахунок залізобетонної плити за різними класами бетону та арматури. Виконано порівняльний розрахунок за різними методами – лінійним та з урахуванням нелінійності, так званою

«Інженерною нелінійністю» в програмному комплексі «ЛІРА-САПР». Проведено порівняння прогинів за відповідними методами розрахунку.

У **висновках** встановлено, що прогини конструкції розраховані з урахуванням нелінійної роботи плити, в середньому на 55% більші, ніж при розрахунку залізобетонної плити в пружній постановці. При пружному розрахунку програмні комплекси, що реалізують метод кінцевих елементів, видають занижений результат щодо прогинів конструкцій.

Ключові слова: залізобетонна плита, плоска плита, фізична нелінійність, інженерна нелінійність, нелінійний розрахунок, прогини.

Список публікацій та/або виступів на конференціях студента:

Самбур В.О., Срібняк Н.М., Галушка С.А. Варіантне дослідження монолітного перекриття житлової будівлі. // Матеріали Всеукраїнської наукової конференції студентів та аспірантів, присвяченої Міжнародному дню студента (13-17 листопада 2023 р.) – Суми, 2023. – 700 с. (с.118)

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

Структура роботи. Робота складається з основного тексту на 80 сторінках, у тому числі 23 таблиці, 51 рисунок. Текст роботи містить загальну характеристику роботи, 9 розділів, що включають висновки, список з 10 використаних джерел, 2 додатків на 26 сторінках. Графічна частина складається з 25 слайдів мультимедійної презентації.

Abstract

Sambur Vladyslav Oleksandrovych. Three-Section 11-Store Apartment Building in Sumy – Master’s qualification work with manuscript rights.

Master’s qualification work in specialty 192 "Construction and civil engineering". – Sumy National Agrarian University, Sumy, 2023.

The work consists of the *contents, the general characteristics of the work and its qualification features, architectural and planning solutions for the building, an overview of research on the chosen topic, sections of the main part, conclusions based on the results of the MQW (in Ukrainian and English).*

The **goal, tasks, object and subject of research, methods of scientific research** are formulated.

The **results of the research** highlight not only the force influence on the stress-strain state and a reinforced floor slab but also the bending-active structure deformability based on the nonlinearity with LIRA-SAPR software. The design of the real life ferro-concrete structure deflection rests upon physical nonlinear material dynamics.

The analysis of publications and studies found out the ferro-concrete structure, in particular flat monolithic floor slabs, to hinge upon the nonlinearity and the materials' dynamics (reinforced concrete) in the plastic stage. Nonlinear structure dynamic analysis enables one to identify the strength reserves, foresee more construction behaviours and changes in the stress-deformed state from slab concreting to its destruction processes.

The main parts describe the design model of the flat monolithic floor slab, a variant design of the ferro-concrete slab according to the different types of the concrete and reinforcement. The given work outlines the comparative design according to different methods that are linear and with regard to the nonlinearity. i. e. engineering nonlinearity with LIRA-SAPR software. The deflections were compared according to the corresponding analysis methods.

The conclusions estimate that on average deflections in structures designed with regard to nonlinear slab dynamics are 55 % larger than if referred to the ferro-concrete slab design in the elastic stage. Resorting to the later, the software implementing the finite element methods show understated structure deflections rate.

Key words: ferro-concrete slab, flat slab, physical nonlinearity, engineering nonlinearity, nonlinear design, deflections.

A list of the student's publications and/or speeches at conferences:

Sambur V. O., Sribniak N. M., Halushka S. A. Variant research on the monolithic floor slab of a residential building. // Materials of the All-Ukrainian Students and Postgraduates Scientific Conference Dedicated to the International Students' Day (13–17 November 2023). – Sumy, 2023. – 700 p. (P. 118).

In the appendices, conference papers and an album of multimedia presentation slides are given.

Structure of the work. The work consists of the main text on 80 pages, including 23 tables, 51 figures. The text of the work contains a general description of the work, 9 sections with conclusions, a list of 10 used sources, 2 appendices on 26 pages. The graphic part consists of 25 slides of a multimedia presentation.

ЗМІСТ

Завдання

Анотація

РОЗДІЛ 1. ЗАГАЛЬНА ХАРАКТЕРИСТИКА РОБОТИ.....	3
1.1 Актуальність теми	3
1.2 Мета і завдання дослідження, об'єкт, предмет та метод дослідження ...	3
1.3 Практичне значення одержаних результатів	4
РОЗДІЛ 2. АРХІТЕКТУРНО - ПЛАНУВАЛЬНЕ ВИРІШЕННЯ	
БУДІВЛІ	5
2.1 Вихідні дані	5
2.2 Генплан	6
2.3 Архітектурно-планувальні рішення	7
2.4 Конструктивно-будівельні рішення	14
2.5 Експлікація підлоги	17
РОЗДІЛ 3. БІБЛІОГРАФІЧНИЙ ОГЛЯД ДОСЛІДЖЕНЬ.....	18
РОЗДІЛ 4. МЕТОДИКА ДОСЛІДЖЕНЬ.....	26
РОЗДІЛ 5. АЛГОРИТМ ВИКОНАННЯ ЧИСЛОВОГО	
ЕКСПЕРИМЕНТУ	27
РОЗДІЛ 6. РОЗРАХУНКОВА СХЕМА МОНОЛІТНОЇ ПЛИТИ	
ПЕРЕКРИТТЯ.....	31
6.1 Побудова скінчено-елементної схеми.....	31
6.2 Навантаження.....	35
6.3 Завдання параметрів розрахунку за РСН та РСЗ	36
РОЗДІЛ 7. РОЗРАХУНОК ПЛИТИ ЗА РІЗНИХ ВАРАНТІВ ЇЇ	
КОНСТРУЮВАННЯ	39
7.1 Варіанти конструювання, що прийнято	39
7.2 Жорсткість СЕ розрахункової схеми	41
7.3 Аналіз результатів статичного розрахунку	42
7.3.1 Напружений стан	42
7.3.2 Деформований стан	48
7.3.3 Підбір армування	51

7.4 Висновки по розділу 7	56
РОЗДІЛ.8 ЛІНІЙНИЙ ТА НЕЛІНІЙНИЙ РОЗРАХУНОК ПЛИТИ	58
8.1 Вихідні дані для проведення розрахунку	58
8.2 Аналіз результатів розрахунку від РСН	58
8.2.1 Напружений стан	58
8.2.2 Деформований стан	64
8.2.3 Підбір армування	68
8.2 Висновки по розділу 8	77
РОЗДІЛ 9. ВИСНОВКИ ТА ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ	
ДОСЛІЖДЕНЬ	78
Література.....	79
Додатки.....	80

РОЗДІЛ 1. ЗАГАЛЬНА ХАРАКТЕРИСТИКА РОБОТИ

1.1 Актуальність теми.

Сфера житлового будівництва мабуть ніколи не втратить свою актуальність. Тим паче в час, в який ми зараз живемо. Наразі в нашій країні дуже багато пошкодженого та зруйнованого житла, з часом його будуть відновлювати. І як в протипагу всім негараздам, технології житлового будівництва постійно розвиваються й удосконалюються. Тому сучасне будівництво повною мірою використовує каркасно-монолітне будівництво. В чому його переваги: це залізобетонний каркас без несучих стін, це висота житлових приміщень, це сейсмостійкість, це висока швидкість будівництва і висока архітектурно-планувальна свобода дій. А свободу цю дають плоскі залізобетонні перекриття. Це з їх допомогою можна перекрити досить великі прольоти у 6 – 9 метрів між колонами або стінами. Крім цього, застосування такого виду перекриття, дає можливість суттєво економити на зведенні стін, перегородок.

Актуальність теми полягає в розрахунку перекриття, урахування всіх навантажень та розрахунок на міцність та деформації при зведенні, при експлуатації, при можливій руйнації. Для цього в даній роботі буде застосовано нелінійний розрахунок, який підкаже, як запроектувати надійно та економічно.

1.2 Мета і завдання дослідження, об'єкт, предмет та метод дослідження.

Мета – оцінити реальний напружено-деформований стан залізобетонної плити перекриття та її армування з урахуванням «інженерної нелінійності».

Задачі:

- огляд різних видів перекриття, їх принцип роботи;
- складання розрахункової схеми для статичного розрахунку;
- виконати розрахунок двох варіантів конструювання розрахункової моделі та обрати більш економічно доцільний;
- оцінити напружено-деформований стан плити та армування у порівнянні лінійного розрахунку та нелінійного.

Об'єкт дослідження – плита монолітна залізобетонна Трьохсекційного 11-ти поверхового будинку в м. Суми» за адресом: м. Суми, вул. Ковпака, буд. 59/4.

Предмет дослідження – напружено-деформований стан плити від різних видів розрахунку.

Метод дослідження – комп'ютерне моделювання та розрахунок в програмному середовищі «ЛІРА-САПР» за різних типів статичних розрахунків - з пружними жорсткостями та із застосуванням методу «інженерна нелінійність».

1.3 Практичне значення одержаних результатів.

Це дослідження, через порівняння різних видів та класів матеріалів, дозволяє зробити аналітичний висновок та обрати саме ті матеріали, які будуть більш економічно доцільними, але не впливатимуть на стан плити залізобетонної монолітної.

РОЗДІЛ 2

АРХІТЕКТУРНО- ПЛАНУВАЛЬНЕ ВИРІШЕННЯ БУДІВЛІ

2.1 Вихідні дані.

Об'єкт будівництва «Трьохсекційний 11-ти поверховий будинок в м. Суми» розташований за адресою: Сумська обл, м. Суми, вул. Ковпака, буд. 59/4.



Рис. 2.1 Ситуаційний план ділянки

Об'єкт будівництва знаходиться в наступних кліматичних умовах, які визначені згідно [2] та наведені в таблиці 2.

Таблиця 2. Кліматичні умови об'єкта будівництва

№	Найменування умови	Значення
1	Архітектурно-будівельний кліматичний район	I
2	Нормативна глибина промерзання	1,2
3	Клімат району будівництва	помірно-континентальний
4	Середньорічна температура	+6...+7 ⁰ C
5	Середньомісячна температура в січні	-6 ⁰ C
6	Середньомісячна температура в липні	+19,8 ⁰ C
7	Середньомісячна вологість повітря в найбільш холодний період складає	86%
8	Температура найбільш холодної п'ятиденки забезпеченістю (0,92)	-25 ⁰ C
9	Характеристичне значення снігового навантаження	1670 Па
10	Характеристичне значення вітрового тиску	420 Па

Даний об'єкт є добудовою раніше розпочатого будівництва житлового комплексу з вбудовано-прибудованими приміщеннями.

Об'єкт будівництва відноситься до класу наслідків (відповідальності) – СС3.

2.2 Генплан.

Рельєф ділянки доволі рівний, має незначний ухил (0,18%) в південно-західному напрямку. Абсолютні відмітки поверхні ділянки змінюються в межах від 150,00 м до 152,75 м. Відведення дощової та талої води передбачається по проїздам зі послідуочим скидом у дощоприймачі з наступним відводом у зливову каналізацію міста.

Зелені насадження на території виділеної під будівництво - відсутні.

На період геологічних вишукувань при бурінні свердловин глибиною до 20,0 м, було виявлено один безнапірний, водоносний горизонт сталий рівень якого зафіксовано на глибині 8,02-9,75 м. Товщина рослинно-грунтового шару складає 0,8-0,9 м.

Розміщення трьохсекційного 11-ти поверхового будинку виконано з врахуванням раніше розробленої робочої документації, а також з урахуванням раціонального використання земельної ділянки, та дотриманням санітарних вимог і нормативних відстаней від навколишніх будинків.

Будівля житлового комплексу з вбудовано-прибудованими приміщеннями має розміри 94,80 м x 30,60 м.(в осях).

Благоустрій ділянки будівництва передбачає:

- влаштування проїздів, тротуарів і площадок з відповідним типом покриття;
- влаштування пандусів, сходів, додаткових поручнів для потреб інвалідів та для груп населення, що є маломобільними;
- влаштування газонів на ділянках вільних від забудови і твердого покриття;
- майданчики для розвитку дітей, відпочинку дорослого населення, занять фізкультурою, для сміттєвих контейнерів;
- передбачено відкриту стоянку для постійного і тимчасового зберігання автомобілів.

Автомобільні під'їзди і площадки розраховані виходячи з умов безпечного проїзду автотранспорту до житлового будинку з окремим в'їздом та виїздом завширшки 3,5м.

2.3 Архітектурно-планувальні рішення.

Архітектурна композиція житлового комплексу являє собою три 11-ти поверхові житлові будівлі, які об'єднані на рівні першого поверху.

Прийнята поверховість будівлі, планувальна структура та орієнтація за сторонами світу забезпечує необхідну нормативну інсоляцію приміщень і прилеглої забудови.

В склад комплексу входять: торгівельні, житлові та технічні приміщення для обслуговування будівлі.

На рис. 2.2 показаний план типового поверху з 3-го по 9-й.

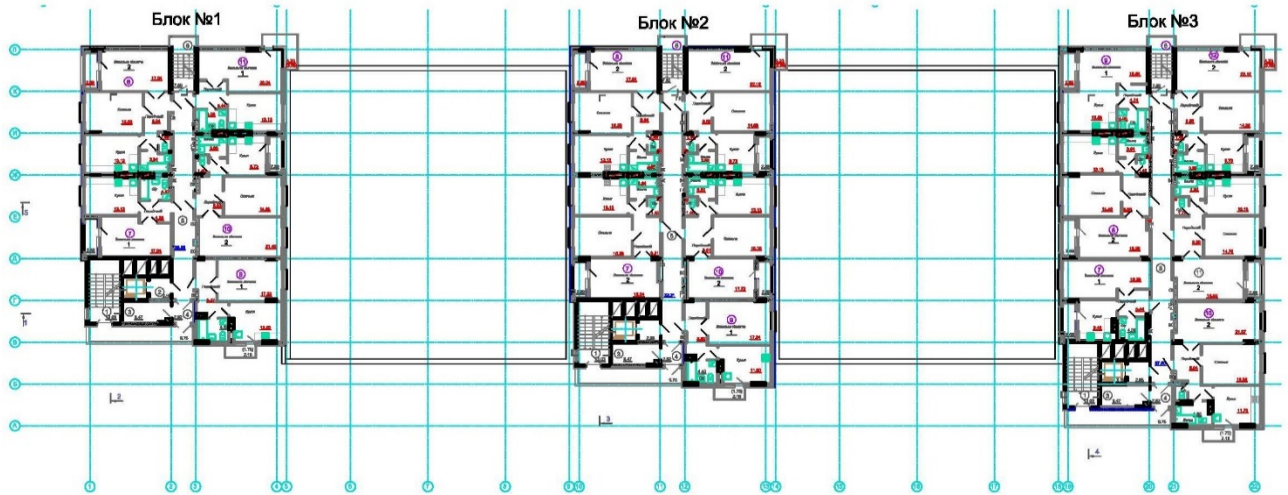


Рис. 2.2 План типового поверху (з 3-го по 9-й)

Житловий будинок ділиться на:

- підвал – технічні приміщення (вузли вводу водопостачання, електрощитова, вентиляційна камера, приміщення для зберігання речей);
- 1-й поверх - технічні та торгові приміщення, сходові клітини, ліфтові холи;
- з 2-го по 11 поверхи – житлові приміщення (квартири);
- горище - технічне приміщення (машинне приміщення ліфтів, дахова котельня).

Кількість житлових квартир:

- однокімнатні – 58 шт;
- двокімнатні – 96 шт;
- трикімнатні – 1 шт;
- чотирикімнатні – 2 шт.

Таблиця 2.1 Експлікація приміщень типового поверху

Номер приміщення	Найменування приміщень	Площа, м2	Кат. приміщення
БЛОК 1.			
1	Сходова клітина	13.03	
2	Ліфтовий хол	2.98	
3	Колясочна	6.47	
4	Тамбур	2.82	
5	Коридор	26.93	
6	Сходова клітина	7.60	
7	1-но кімнатна квартира	41.54	
	Загальна кімната	17.04	
	Кухня	13.13	
	Передпокій	4.36	
	С/у	4.32	
	Лоджія	2.69	
8	2-х кімнатна квартира	63.66	
	Загальна кімната	17.94	
	Спальня	15.56	
	Кухня	13.13	
	Передпокій	8.94	
	Ванна	3.94	
	С/у	1.46	
	Лоджія	2.69	
9	1-но кімнатна квартира	44.39	
	Загальна кімната	17.23	
	Кухня	12.53	
	Передпокій	8.37	
	С/у	4.53	
	Балкон	1.73	

продовження таблиці 2.1

Номер приміщення	Найменування приміщень	Площа, м2	Кат. приміщення
10	2-х кімнатна квартира	62.59	
	Загальна кімната	21.40	
	Спальня	14.88	
	Кухня	9.73	
	Передпокій	8.63	
	Ванна	3.80	
	С/у	1.46	
	Лоджія	2.69	
11	1-но кімнатна квартира	46.34	
	Загальна кімната	20.34	
	Кухня	13.13	
	Передпокій	5.44	
	С/у	4.05	
	Балкон	3.38	
БЛОК 2.			
1	Сходова клітина	13.03	
2	Ліфтовий хол	2.98	
3	Колясочна	6.47	
4	Тамбур	2.82	
5	Коридор	32.31	
6	Сходова клітина	7.60	
7	2-х кімнатна квартира	63.51	
	Загальна кімната	18.04	
	Спальня	15.35	
	Кухня	13.13	
	Передпокій	8.91	
	Ванна	3.94	
	С/у	1.45	
	Лоджія	2.69	

продовження таблиці 2.1

Номер приміщення	Найменування приміщень	Площа, м2	Кат. приміщення
	БЛОК 2.		
8	2-х кімнатна квартира	63.66	
	Загальна кімната	17.94	
	Спальня	15.56	
	Кухня	13.13	
	Передпокій	8.94	
	Ванна	3.94	
	С/у	1.46	
	Лоджія	2.69	
9	1-но кімнатна квартира	44.60	
	Загальна кімната	17.84	
	Кухня	11.90	
	Передпокій	8.60	
	С/у	4.53	
	Балкон	1.73	
10	2-х кімнатна квартира	63.05	
	Загальна кімната	17.72	
	Спальня	15.35	
	Кухня	13.13	
	Передпокій	8.91	
	Ванна	3.80	
	С/у	1.45	
	Лоджія	2.69	
11	2-х кімнатна квартира	66.77	
	Загальна кімната	22.12	
	Спальня	14.88	
	Кухня	9.73	
	Передпокій	8.62	
	Ванна	3.89	
	С/у	1.46	

продовження таблиці 2.1

Номер приміщення	Найменування приміщень	Площа, м2	Кат. приміщення
	Балкон	3.38	
	Лоджія	2.69	
	БЛОК 3.		
1	Сходова клітина	13.03	
2	Ліфтовий хол	2.98	
3	Колясочна	6.47	
4	Тамбур	2.82	
5	Коридор	37.90	
6	Сходова клітина	7.60	
7	1-но кімнатна квартира	40.96	
	Загальна кімната	19.35	
	Кухня	9.45	
	Передпокій	5.44	
	С/у	4.03	
	Лоджія	2.69	
8	2-х кімнатна квартира	64.04	
	Загальна кімната	18.28	
	Спальня	15.58	
	Кухня	13.13	
	Передпокій	8.96	
	Ванна	3.94	
	С/у	1.46	
	Лоджія	2.69	
9	1-но кімнатна квартира	41.88	
	Загальна кімната	16.84	
	Кухня	13.56	
	Передпокій	4.74	
	С/у	4.05	
	Лоджія	2.69	

продовження таблиці 2.1

Номер приміщення	Найменування приміщень	Площа, м2	Кат. приміщення
	БЛОК 3.		
10	2-х кімнатна квартира	65.92	
	Загальна кімната	21.87	
	Спальня	15.35	
	Кухня	11.73	
	Передпокій	8.94	
	Ванна	4.85	
	С/у	1.45	
	Балкон	1.73	
11	2-х кімнатна квартира	64.08	
	Загальна кімната	18.60	
	Спальня	14.76	
	Кухня	13.13	
	Передпокій	9.28	
	Ванна	3.90	
	С/у	1.72	
	Лоджія	2.69	
12	2-х кімнатна квартира	66.71	
	Загальна кімната	22.12	
	Спальня	14.88	
	Кухня	9.73	
	Передпокій	8.56	
	Ванна	3.89	
	С/у	1.46	
	Балкон	3.38	
	Лоджія	2.69	

Всі основні приміщення будови обладнані системами опалення, вентиляції, кондиціонування, димовидалення, системою автоматичної пожежної сигналізації.

Опорядження фасадів – декоративна штукатурка по мінераловатними плітам.

Внутрішнє опорядження. Внутрішнє опорядження виконується в чорновому варіанті, для майбутньої можливості власникам житла виконати опорядження за власним бажанням.

Таблиця 2.2 Відомість опорядження приміщень.

Назва приміщення	Стеля	Стіни	Примітка
Загальна кімната, спальня, кухня, коридор	Шпаклівка	Штукатурка	
Ванна кімната, санвузол	Шпаклівка	Штукатурка	
Сходова клітина, ліфтовий хол, тамбур, коридор	Шпаклівка	Штукатурка	

2.4 Конструктивно-будівельні рішення.

Характеристика споруди.

Об'єкт «Трьохсекційний 11-ти поверховий будинок в м. Суми» представлений трьома одинадцяти поверховими будівлями з технічними поверхами. Усі будівлі прибудовані один до одного та мають в плані розміри забудови – 94,8 м на 30,6м.

Кожна одинадцяти поверхова будівля визначена нумерацією по блокам від одного до трьох. Перший блок в вісях 1-4; В-Л розмірами 15,8х22,55м; другий блок в вісях 10-13; Б-Л розмірами 15,8х25,95м; третій блок в вісях 19-22; Б-Л розмірами 15,8х29,35м.

Висота підвального поверху – 3,6 м (приміщення – 3,3 м), висота першого поверху – 4,3 м (приміщень 4,0 м), висота житлових поверхів – 3,0 м, висота житлових приміщень – 2,7 м., висота приміщень горища від 2,2 м до 3,0 м.

Розрахункова схема споруди

Геометричні параметри конструкцій споруд визначені на підставі технологічних рішень, попередніх розрахунків, а також конструктивних міркувань.

Як основна система будівлі, прийнятий монолітний залізобетонний остов, що складається із стін, колон, балок і перекритті, жорстко зв'язаних між собою і створює єдину просторову конструкцію. Будівля має 2 ядра жорсткості, виконаних за допомогою стін завтовшки 200 мм довкола сходових кліток та ліфтової шахти. Фундамент прийнятий плитний по підсиленій основі ґрунто-цементними елементами.

Каркас будівлі прийнятий без балковим в прольотах та балки введені по торцям будівлі для запобігання продавлювання плит та забезпечення жорсткості плит, послаблених отворами. Крок несучих конструкцій стін та колон прийнятий по сітці 3,4 та 6,8м на 6,6м та 2м.

Прийняті конструкції.

Фундаменти.

Фундаменти прийняті плитними залізобетонними . Під прибудовами товщина плит – 400мм, під одинадцятиповерховими будівлями – 700мм.

Капітальні стіни.

Несучі зовнішні стіни підвалу запроектовані товщиною 300мм, стіни сходів, ліфтових шахт, діафрагми запроектовані монолітні залізобетонні товщиною 200мм з бетону класу С 20/25, армовані окремими арматурними стрижнями класу А500 в обох напрямках.

Зовнішні та внутрішні огорожувальні стіни прийняті з газобетонних блоків D400, товщиною 200 мм. Зовнішні стіни виконуються з зовнішнім

утепленням, товщиною 150 мм і декоративною штукатуркою. Парапети та вентканали з цегли керамічної.

Перегородки.

Перегородки прийняті з газобетонних блоків D400, товщиною 100 мм.

Колони.

Колони прийняті монолітні з бетону класу С 20/25, армовані окремими арматурними стрижнями класу А500С в поздовжньому напрямку та хомутами з арматури класу А240С в поперечному напрямку.

Переріз колон підвального та першого поверху становить для колон крайнього ряду 400х900мм, для середнього 400х800мм. Ті ж колони на вищих поверхах мають зменшені розміри 300х900мм та 300х800мм відповідно. Торцеві колони – 1200х300мм.

Перекриття.

Перекриттям галерей служать монолітні залізобетонні плити із важкого бетону класу С 20/25, армовані окремими арматурними стрижнями класу А500С в обох напрямках. Перекриття будівлі виконано по безбалковій схемі. Пов'язане з цим армування конструкцій виконано з кроком 200мм. Товщина плит прийнята 200мм з умов деформації (прогину).

Плити розраховані на продавлювання на опорах. За розрахунком, в місцях найбільших зусиль стиску та згину армовані плоскими поперечними каркасами.

Покриття.

Покриття прийняте суміщене з наплавленого руберойду по цементно-піщаній стяжці, з мінераловатним утеплювачем товщиною 230 мм.

Сходи.

В проекті прийняті монолітні залізобетонні сходи та площадки з бетону класу С20/25. З'єднання маршів з площадками прийняте жорстке за рахунок перепуску арматури з площадок у марші.

Прорізи.

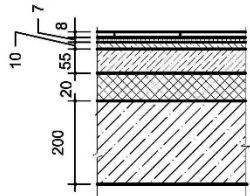
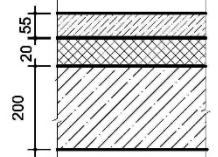
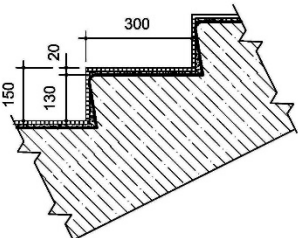
Двері – металеві утеплені, металопластикові.

Вікна – металопластикові, склопакет двокамерний енергозберігаючий.

2.5 Експлікація підлоги.

Чистова підлога в житлових приміщеннях не виконується.

Таблиця 2.3. Експлікація підлог.

Номер приміщення	Тип підлоги	Схема підлоги або тип підлоги за серією	Елементи підлоги та їх товщина	Площа, м
Блок №1, 2, 3 Типовий поверх				
Сходова клітина, коридор, тамбур			<ul style="list-style-type: none"> Плитка керамограніт - 8 Клейова суміш "KREISEL" Super Multi103 - 7 Суміш для затирання швів "KREISEL" Flexfuge F140 Розчин самовирівнюючий "KREISEL" - 10 Fliss-Bodenspachtel 410 Вирівнююча стяжка "KREISEL" Estrich-Beton 441 - 55 Звукоізоляційний шар: екструдований пінополістирол - 20 Монолітна залізобетонна плита - 200 	37,94
Загальна кімната, спальня, кухня, ванна кімната, санвузол, коридор			<ul style="list-style-type: none"> Вирівнююча стяжка "KREISEL" Estrich-Beton 441 - 55 Звукоізоляційний шар: екструдований пінополістирол - 20 Монолітна залізобетонна плита - 200 	250,35
Сходові марші			<ul style="list-style-type: none"> Плитка керамограніт - 8 Клейова суміш "KREISEL" Super Multi103 - 7 Суміш для затирання швів "KREISEL" Flexfuge F140 Грунтовка "KREISEL" Бетонні сходи 	20,48

РОЗДІЛ 3. БІБЛОГРАФІЧНИЙ ОГЛЯД ДОСЛІДЖЕНЬ

Монолітно-каркасна технологія - сучасніший і досить поширений тип будівництва. Вона має велику кількість планувальних рішень. Сприяє цьому досягненню - застосування плоского перекриття з монолітного залізобетону [7].

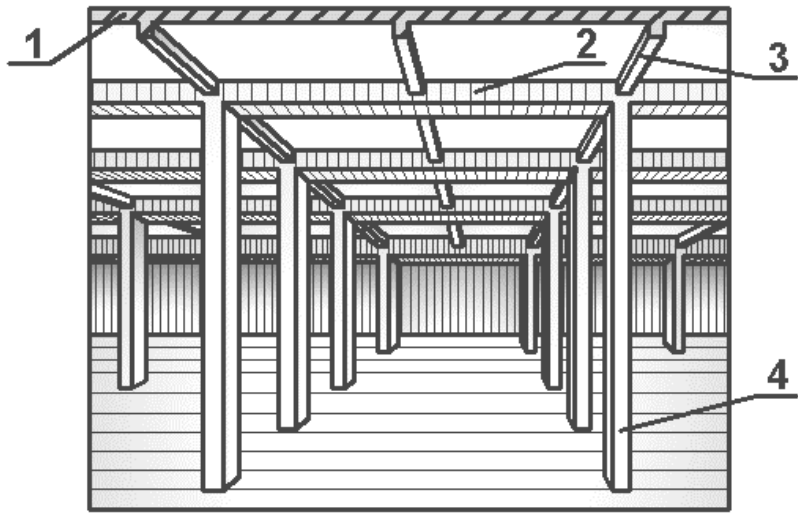
Залізобетонні перекриття плоского типу – горизонтальні конструкції, які розділяють на поверхи будь яку будівлю. Слід зауважити, що окрім плоского перекриття, можуть використовуватися й інші його різновиди: абочні, мембранні, структурні та інші види перекриття. Однак, залізобетонні перекриття плоского типу, одержали поширення завдяки їх простоті, вогнестійкості, економічності, гігієнічності та довговічності [10].



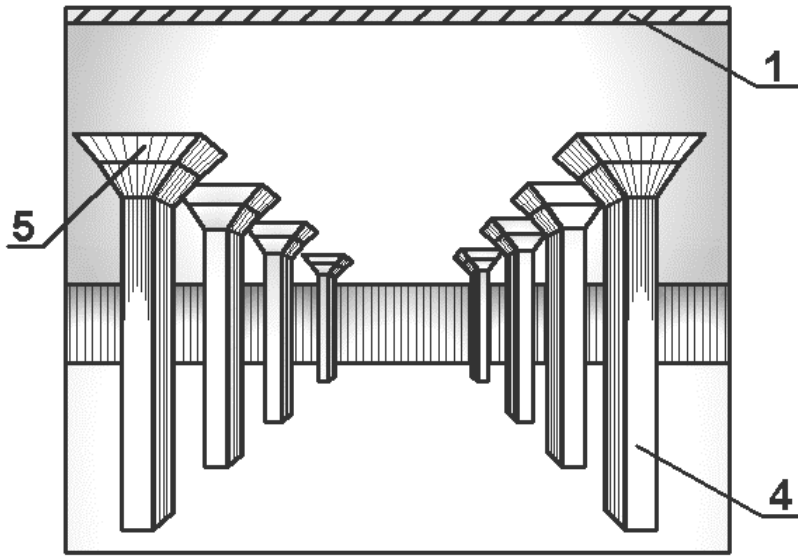
Рис. 3.1. Будівництво будівлі з плоским безбалковим перекриттям.

За конструктивною схемою залізобетонні плоскі перекриття розділяють на два основні типи: балкові (рис. 3.2, а) та безбалкові (рис. 3.2, б, в) [8].

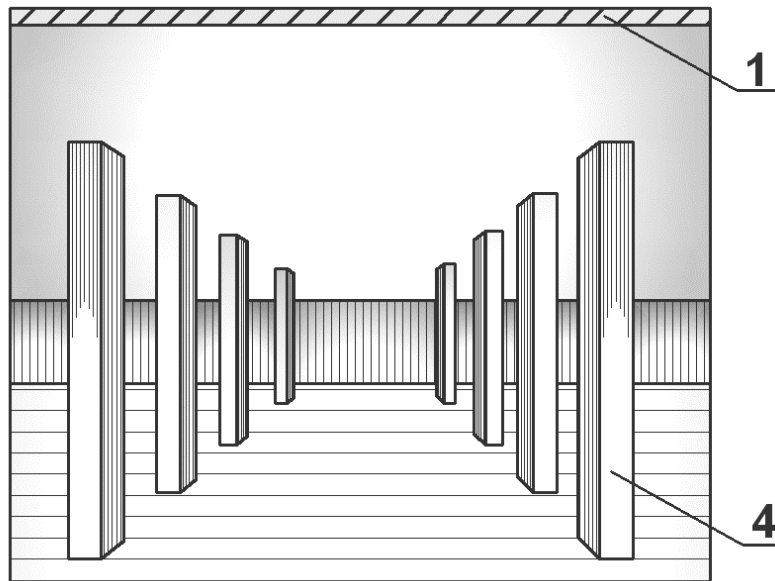
До балкових відносяться такі перекриття, в котрих плити опираються на ребра (які виконують роль балок), які розташовані в одному або у двох напрямках (рис. 3.2, а). Якщо плита працює в одному напрямку, то її можна розглядати як балкову, а якщо плита працює у двох взаємо перпендикулярних напрямках, то її розглядають як оперту по контуру [8].



a).



б).



B).

Рис. 3.2 – Загальний вигляд перекриттів:

а – балкового (ребристого) з балковими плитами; б – безбалкового з капітелями;

в – безкапітельно-безбалкового; 1 – плита; 2 – головна балка; 3 – другорядна балка; 4 – колона; 5 – капітель

Безбалкові перекриття є одним з різновидів плоских перекриттів і можуть застосовуватися в тих будинках та спорудах, де координаційну сітку колон приймають квадратну або прямокутну з відношенням прольотів $l_2/l_1 \leq 1,5$. Найбільш раціональна сітка колон 6×6 м [10].

При компоновці схеми монолітного залізобетонного безбалкового перекриття дотримуються правила, яке полягає в тому, що монолітна плита опирається безпосередньо на колони без будь яких додаткових ребер чи балок. Але тут є один нюанс. Небезпечне місце стиковки колони та перекриття, воно полягає в тому, що у цьому місці може відбутися продавлювання залізобетонної плити над колоною. У ряді випадків (в більшій мірі це стосується об'єктів промисловості та соціальної сфери) над колонами влаштовують спеціальні опорні залізобетонні подушки – капітелі [10].

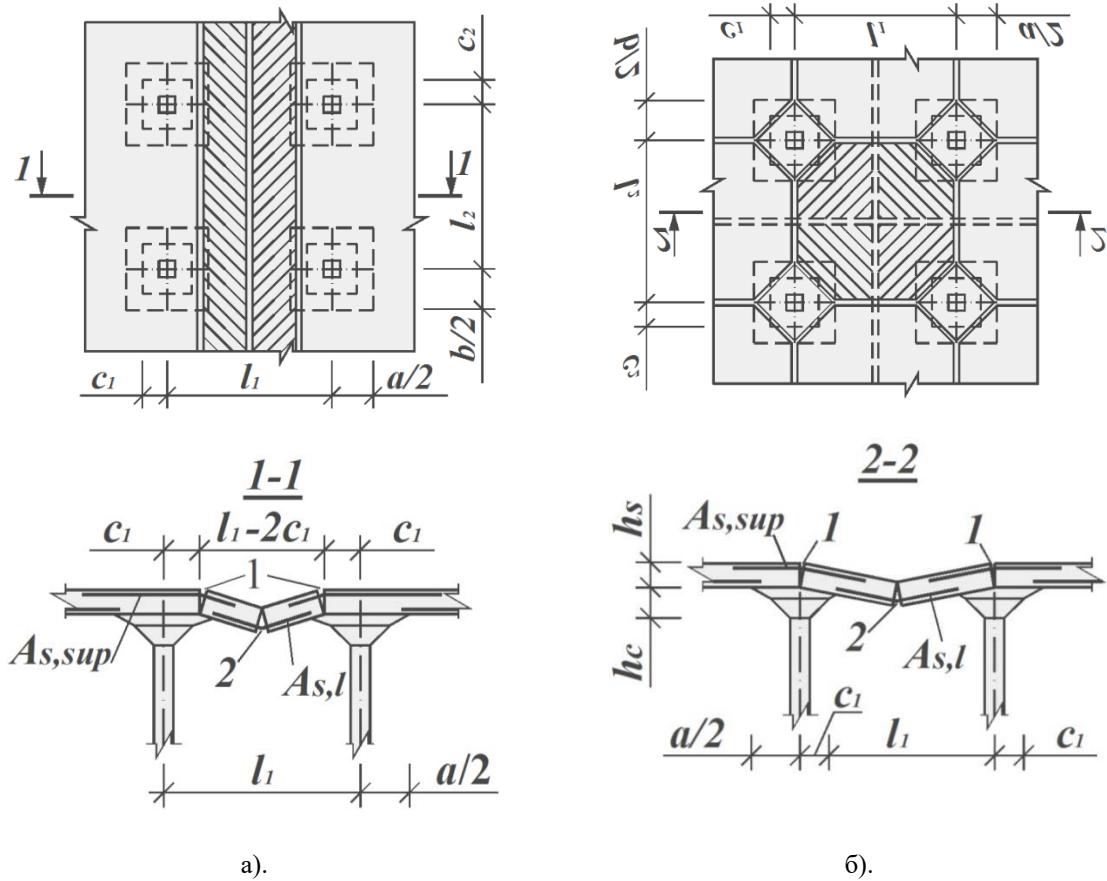
Монолітні залізобетонні безбалочні перекриття мають суттєві переваги, перед балковими – у них менша будівельна висота; набагато простіше виконання будівельних монолітних робіт на будівельному майданчику; чиста, рівна та гладенька поверхня, яка вже готова під опоряджувальні; вони більш економічні при тимчасовому корисному навантаженні на перекриття більше 1 т/м^2 [10].

При розрахунку монолітної залізобетонної плити її товщину приймають з умови потрапляння в межі $\delta_{пл} = (1/32 - 1/35)l_2$, де l_2 – довжина більшого прольоту. Тобто, якщо виконувати цю умову, то ми отримуємо діапазон товщин який знаходиться в межах 120 – 160 мм, але в більшості випадків, для сприйняття більших навантажень, товщину плит приймають в межах 200 – 240 мм, при класі бетону C20/25 – C25/30 [10].

Розрахунок безбалочних монолітних перекриттів виконують методом граничної рівноваги. Численними експериментами встановлено, що для безбалочної плити, залежно від виду розподілення завантаження, смугового чи

суцільного (рис. 3.3, а,б), можливі руйнування плити перекриття за двома схемами [8].

Перша схема руйнування виникає при смуговому навантаженні перекриття вздовж прольоту (рис. 3.3, а). При цьому, в граничній рівновазі утворюються по три паралельних пластичних лінійних шарніри (рис. 3.3, а, в), що з'єднують диски в місцях зламу. два опорних шарніри – зверху на відстанях c_1 від осі кожної з колон, вона залежить від розмірів капітелі, і один шарнір в прольоті – знизу уздовж вісі завантаженого прольоту. Маємо те, що опорні пластичні лінійні шарніри та прольотний, розділяють собою плиту перекриття на два жорстких диски вздовж навантаження [8, 10].



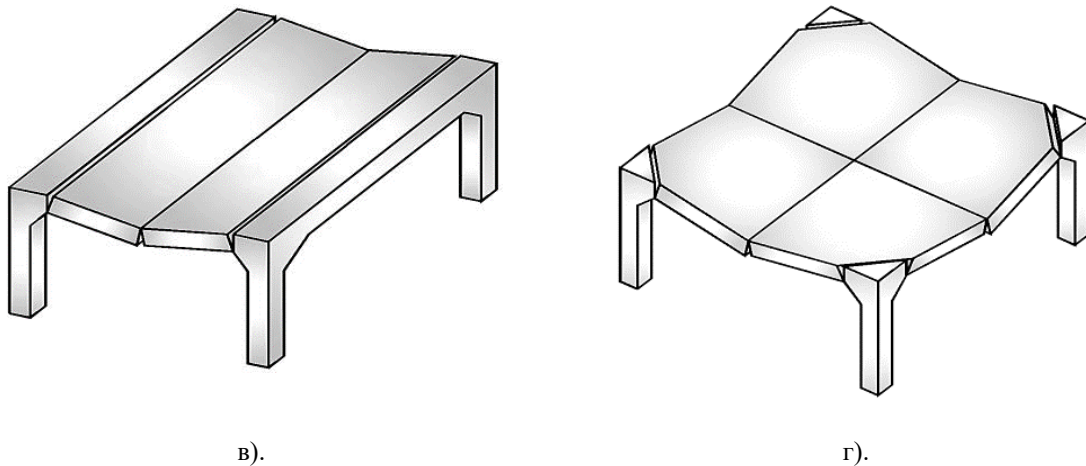


Рис. 3.3 – Схеми руйнування безбалкових перекриттів:

- а – при смуговому завантаженні через проліт; б – при суцільному завантаженні;
 в, г – загальний вигляд плит перекриттів у стані руйнування; 1 – опорний лінійний
 пластичний шарнір; 2 – пролітний лінійний пластичний шарнір

Друга схема руйнування перекриття виникає при суцільному завантаженні плити (рис. 3.3, б). При цьому зв граничній рівновазі в плитах утворюються лінійні пластичні шарнірі, які розташовані взаємно перпендикулярно та паралельно ряду колон (рис. 3.3, г): зверху – уздовж кожної осі колон, а знизу – уздовж осі кожного прольоту [8, 10].

Відповідно до другої схеми руйнування кожна плита ділиться лініями зломів на чотири жорстких диски, що обертаються навколо опорних лінійних пластичних шарнірів з осями, розташованими під кутом 45° до ділянки колон (капітелей) [8, 10].

Які ж відмінності між лінійним та нелінійним аналізом.

На практиці, для вирішення інженерних завдань з погляду внутрішніх розрахункових алгоритмів, необхідно усвідомити, що при розрахунку з використанням нелінійного аналізу, навантаження прикладаються поступово. Фактично, або людина, або розрахункова програма, послідовно вирішує безліч завдань. При розрахунку з використанням лінійного статичного аналізу робиться лише один крок: від початкового стану до кінцевого стану об'єкта розрахунку. При розрахунку з використанням нелінійного аналізу всі задані навантаження будуть розраховані не відразу, а покроково. В нелінійному аналізі вихідними даними для кожного наступного кроку є стан моделі на попередньому кроці.

Розглянемо метод нелінійного аналізу - «інженерна нелінійність».

Цей метод дозволяє визначити, як поява тріщин або ж поява пластичних деформацій бетону чи арматури, впливають на реальний стан жорсткісних характеристик перерізу, на їх зниження [1].

Метод розрахунку «інженерна нелінійність», по перше, дозволяє більш точно враховувати розподіл жорсткостей, по друге по технології яка майже однакова з традиційним методом розрахунку в лінійній площині, тобто дозволяє конструктору виконати розрахунок на всі навантаження, та отримати розрахункові сполучення зусиль (РСЗ) та розрахункові сполучення навантажень (РСН), виконати підбір арматури [1].

Сутність задачі.

Залізобетон має свої специфічні особливості (це тріщини, повзучість та інш.) які впливають на зміну його жорсткісних характеристик, на початкових етапах навантаження, враховуючи і стадію експлуатації. Якщо порівняти з лінійно-пружним розрахунком, то це призводить до збільшення переміщень та перерозподілу зусиль. Інженер, згідно нормативних документів (ДБН, ДСТУ, Єврокод), зобов'язаний врахувати ці фактори. Наприклад, візьмемо Єврокод, там вказано рекомендації щодо проведення розрахунків враховуючи фізичну нелінійність. Розрахункова програма «ЛІРА-САПР» пропонує конструктору виконати розрахунки з фізичної нелінійності. Однак, якщо виконувати розрахунок залізобетонних елементів з урахуванням фізичної нелінійності [4, 8] у чіткій математичній задачі цього процесу у масовому використанні конструкторами, то є цілий ряд недоліків [1]:

- одне навантаження, тільки на таку кількість може бути виконаний розрахунок, в РСН та РСЗ його не можна використати;
- на такий розрахунок витрачаються великі ресурси – покроковий метод вимагає необхідність вирішення систем лінеаризованих рівнянь багато разів;
- при такому розрахунку, розташування арматури та її діаметр, завдається у кожному перерізі стержня та у кожному пластинчатому елементі [1].

При цьому, інколи для урахування таких саме факторів (якщо взяти нормативні документи інших країн) в інженерних розрахунках, є пропозиція застосовувати понижуючі коефіцієнти на жорсткість: елементи що згинаються – 0,3, а що стискаються – 0,6. Авжеж таке припущення, досить грубе, воно не враховує те, що зменшення жорсткості залежить від напружено-деформованого стану перерізу, його величини та його характеру. А про розтягнуті елементи та їх зниження жорсткості взагалі мова не йде [1].

Якщо оцінювати ситуацію, яка сталася, то це досить груба оцінка. Для цього можна навести приклад з елементарною защемленою балкою (рис. 3.4)

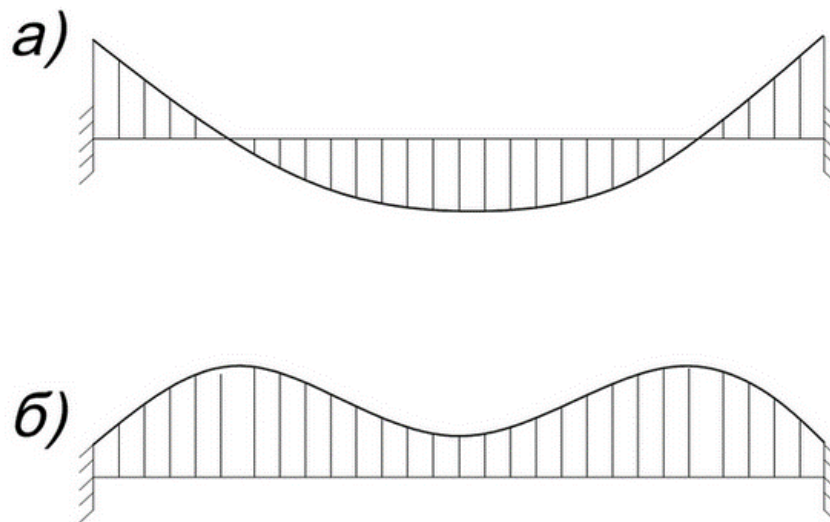


Рис 3.4. Напружено-деформований стан защемленої балки: а) епюра моментів, б) епюра жорсткостей

А якщо піти далі, та взяти реальні розрахунки, то там ситуація виявляється ще складніша. Колони сприймають досить значні нормальні зусилля вельми часто: балки мають значні згинальні моменти; пластинчаті елементи зазвичай мають сумарні згинальні та мембранні зусилля [1].

Метод «Інженерна нелінійність» реалізований програмним комплексом «ЛІРА-САПР» зорієнтований на усунення цієї невідповідності і розглядати цей метод «Інженерна нелінійність» потрібно як уточнення диференційованого урахування виникнення зниження жорсткісних характеристик залізобетонних конструктивів [1].

Концепція такого метода.

Метод розрахунку «Інженерна нелінійність» полягає в наступному:

- Задається основне навантаження, яке на думку конструктора в цілому визначає напружено-деформований стан конструкції (тріщини та їх розвиток, пластична деформація бетону та армування) протягом усього життєвого циклу залізобетонної конструкції. Основне навантаження може складатися, як ціла група навантажень (тимчасове навантаження, власна вага, тривале навантаження, корисне навантаження та інш.), які завдаються конструктором для традиційного лінійного розрахунку або ж накладається конструктором на підставі інших припущень [1].

- Розраховується на основне навантаження у постановці фізично нелінійній з підбором площі арматури одночасно. Підбір арматури та розрахунок елементів виконується ітераційним методом.

- Як результат ітераційного розрахунку маємо на основі напружено-деформованого стану (скорочено НДС) у кожному перерізу стержня та КЕ пластинчатої конструкції відповідне визначення жорсткісних характеристик.

- Виконується розрахунок конструкції традиційним методом, елементи такої конструкції мають жорсткісні характеристики, результат яких отримується за отриманими результатами ітераційного розрахунку. Лінійний традиційний розрахунок передбачає собою виконання розрахунку у лінійно-пружній постановці на повний набір усіх навантажень (тимчасове навантаження, власна вага, корисне навантаження, динаміка та інш.), складання РСН або ж РСЗ, підбір перерізів залізобетонних стержнів та їх перевірку, теж стосується і сталевих елементів, їх конструювання.

Самим складним і, відверто, відповідальним у такій постановці та їх реалізації, є етап визначення характеристик жорсткості як для перерізу стержня, так і для перерізу пластинчатого елемента [1, 10].

РОЗДІЛ 4. МЕТОДИКА ДОСЛІДЖЕНЬ

Загалом методика досліджень складається з трьох етапів, з так званих методів, у всякому разі в нашому випадку: метод аналізу джерел, числовий метод та метод аналізу результатів. Стисло про кожен.

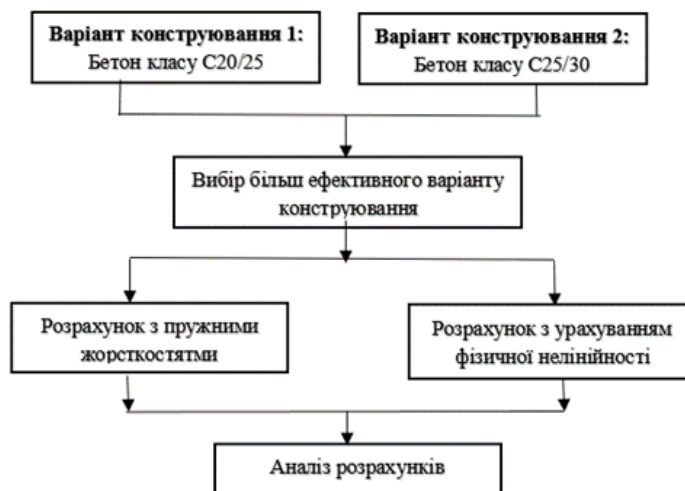
Метод аналізу джерел (або інформації). Це дослідження, яке являє собою збір, оцінку та аналіз інформації, яка стосується конкретної визначеної теми та отриманої зі всяких джерел. Це дозволяє визначити, чи є інформація з джерела об'єктивна, чи має вона значення для дослідження. Також чималу вагу має авторитетність джерела.

Числовий метод. Або метод кінцевих елементів (МКЕ) – він використовується для вирішення широкого кола різних інженерних задач. До таких задач відноситься і аналіз напружень, а також деформацій у різного роду конструкціях, особливо складних. Суть методу МКЕ – спростити складні конструкції, розділити їх на прості, які можна досить легко обрахувати.

Метод аналізу результатів. Цей метод краще проводити за допомогою програми Excel. Він дозволяє досить ефективно користуватися всіма перевагами цієї програми. Це і формувати таблиці даних, як вхідних так і результатів, будувати різноманітні графіки для наглядного зображення результатів, також користуватися різними математичними операціями та функціями при обробці результатів, для статистики тощо.

РОЗДІЛ 5. АЛГОРИТМ ВИКОНАННЯ ЧИСЛОВОГО ЕКСПЕРИМЕНТУ

Блок-схема створення та виконання числового експерименту даної магістерської роботи по конструюванню монолітної плити із залізобетону.



Більш детальну, по крокову послідовність розрахунку системи методом «Інженерна нелінійність» в програмному комплексі «ЛІРА-САПР» можна описати наступним чином [9]:

1. Визначаємось з загальними вихідними даними, такими як геометричні розміри плити перекриття, її товщина, клас бетону, клас арматури, навантаження на плиту (власне, постійне, корисне, короткочасне та інші).

2. Створюємо нову задачу. Обираємо Ознака схеми :рядок 5 – Шість ступенів свободи у вузлі (X, Y, Z, U_x, U_y, U_z).

3. Створюємо геометричну схему плити. Можна ввести вузли, елементи безпосередньо в самій програмі, а можна імпортувати за допомогою формату .dxf з програми AutoCAD.

4. Створюємо/призначаємо характерним вузлам граничні умови (в'язи).

5. Завдаємо варіанти конструювання. Це може бути як варіанти з різним класом бетону, так і варіанти з різним класом арматури. Також можна виконати варіанти конструювання за розрахунком (наприклад ДБН та Єврокод).

6. Завдання жорсткісних параметрів елементів розрахунку. Визначається тип перерізу чи бібліотечний елемент, надаються значення модуля пружності E, коефіцієнта Пуасона ν , питома вага матеріалу R_0 , геометричні розміри.

7. Призначення матеріалів залізобетонних конструкцій. Вносяться параметри пластини, бетону, арматури.

8. Завдаються завантаження. Кожне окремо, з вказівкою його типу в Редакторі завантажень. Призначаємо їх елементам плити.

9. Генерація таблиці розрахункові сполучення навантажень (РСН). Так як вид завантажень був завданий нами у діалоговому вікні Редактор завантажень, таблиця РСН була сформована автоматично з параметрами, які були прийняті за умовчанням для кожного завантаження. Далі залишається тільки змінити параметри які завдаються для третього і четвертого завантажень, а також задати ймовірні сполучення.

10. Виконуємо повний розрахунок плити.

11. Переглядаємо та аналізуємо результати нашого статичного розрахунку. Для цього на панелі Деформація передивляємось мозаїки переміщення вузлів (прогини), на панелі Зусилля переглядаємо мозаїки зусиль в елементах. Також можна переглянути епюри зусиль.

12. Аналіз результатів розрахунку по РСН. На екран виводиться епюра внутрішніх зусиль по РСН. Перемикаємо та обираємо потрібне сполучення завантаження.

13. Формуємо таблиці з результатами. Будуємо графіки переміщень вузлів або елементів плити та будуємо графіки зусиль.

14. Робимо висновок що отриманих результатів. З економічної точки зору, обираємо більш вигідне конструктивне рішення.

15. Інженерна нелінійність.

Інженерна нелінійність – це новий погляд на вирішення задач з урахуванням фізичної нелінійності по відношенню до розрахунку конструкцій. Після того, як ми обрали якусь комбінацію зусиль, при цьому не використовуються ні РСН, ні РСЗ, виконується покроковий розрахунок. На кожному кроці розрахунку, в перерізах елементів схеми відбувається підбір армування (площі арматури). По отриманих результатах армування на

останньому кроці, програмний комплекс обчислює наведені характеристики жорсткості. Так як, цей обрахунок відбувся останнім, отримані характеристики жорсткості є остаточними та автоматично присвоюються відповідним елементам схеми [9].

Далі виконується самий звичайний лінійний розрахунок на всі наявні навантаження –розрахункові сполучення зусиль, розрахункові сполучення навантажень, вузлові переміщення, виконується розрахунок площі арматури. Виконання саме такого підходу до розрахунків, дозволяє оптимізувати армування залізобетонних елементів та отримати з досить високою ймовірністю реальні переміщення конструкцій та їх частин. Завдяки такій методиці зменшуються витрати часу як на завдання вихідних даних, так і на виконання безпосередньо самого розрахунку у порівнянні з кроковим фізично нелінійним розрахунком [9].

16. Моделювання нелінійних завантажень.

Формуємо таблицю завантажень, які на нашу думку, при розрахунку приведеної жорсткості елементів будуть визначальними. Для того, щоб те чи інше завантаження брало участь у обраній комбінації завантажень, потрібно призначити йому коефіцієнт, який не дорівнює нулю. Якщо ж призначити завантаженню коефіцієнт – нуль, то таке завантаження не прийматиме участь в розрахунку обраної комбінації.

17. Виконуємо повний розрахунок елементів за допомогою системи «Інженерна нелінійність».

18. Переглядаємо та аналізуємо результати розрахунку, отримані за допомогою системи «Інженерна нелінійність». Для цього на вкладці Аналіз, в панелі Деформація, дивимось мозаїку переміщень або ізополя переміщень – кнопка «Переміщення по Z». На цій же вкладці, в панелі Напруження в пластинах та об'ємних КЕ, дивимось епюри внутрішніх зусиль (M_x , M_y , M_{xy}) та поперечних сил (Q_z). Далі дивимось мозаїку нелінійної жорсткості. Для цього переходимо на додаткове меню Стиль – Меню – Зусилля – Нелінійні жорсткості.

19. Аналіз результату армування. Для цього на вкладці Залізобетон дивимось мозаїки з результатами підбору площі армування верхньої, нижньої зони.

20. Формуємо таблиці з результатами. Будуємо графіки переміщень вузлів або елементів плити, будуємо графіки зусиль в елементах та графік армування елементів плити.

21. Висновок.

РОЗДІЛ 6. РОЗРАХУНКОВА СХЕМА МОНОЛІТНОЇ ПЛИТИ ПЕРЕКРИТТЯ

6.1 Побудова скінчено-елементної схеми.

Для побудови розрахункової скінчено-елементної схеми монолітної плити перекриття ми звертаємось до архітектурних креслень нашого проекту «Трьохсекційний 11-ти поверховий житловий будинок в м. Суми». Обираємо перекриття технічного поверху на відмітці +35,650 (рис.6.1.1). Відмітка низу обраного перекриття +37,550 (рис. 6.1.2), верху чистого пола +37,850. Висота поверху 2,2 м.

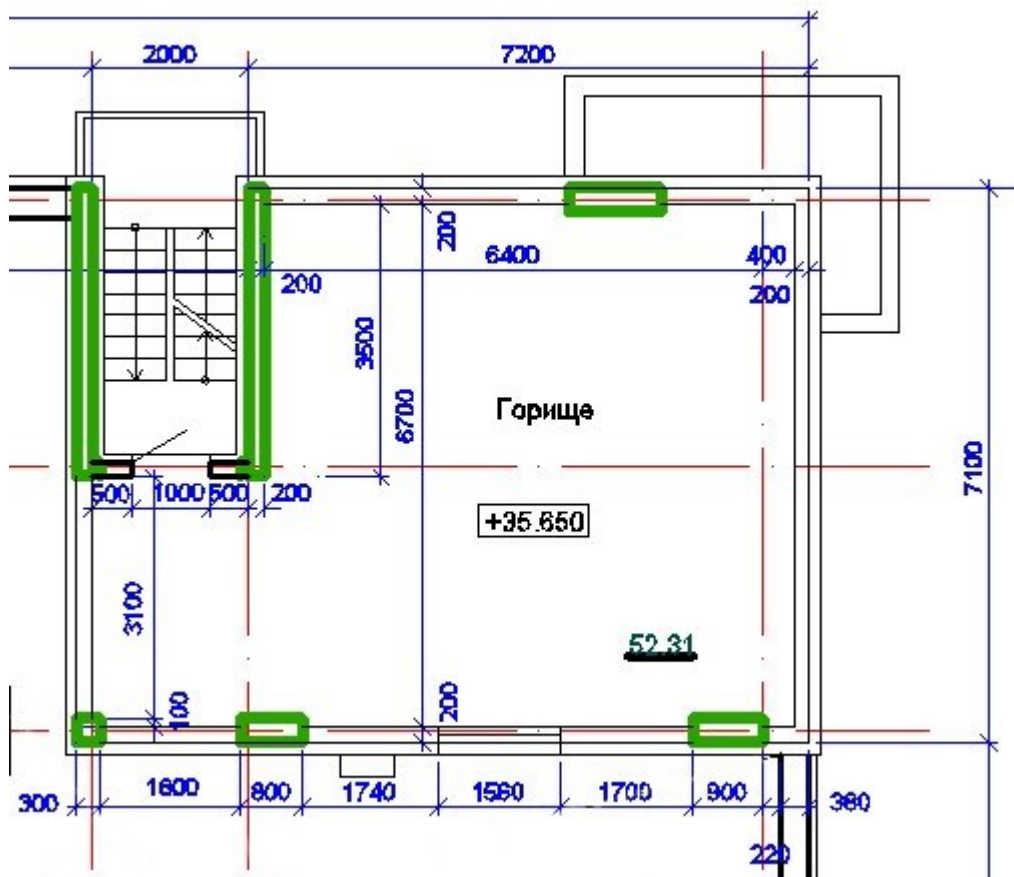


Рис. 6.1.1 План горища на відмітці +35,650

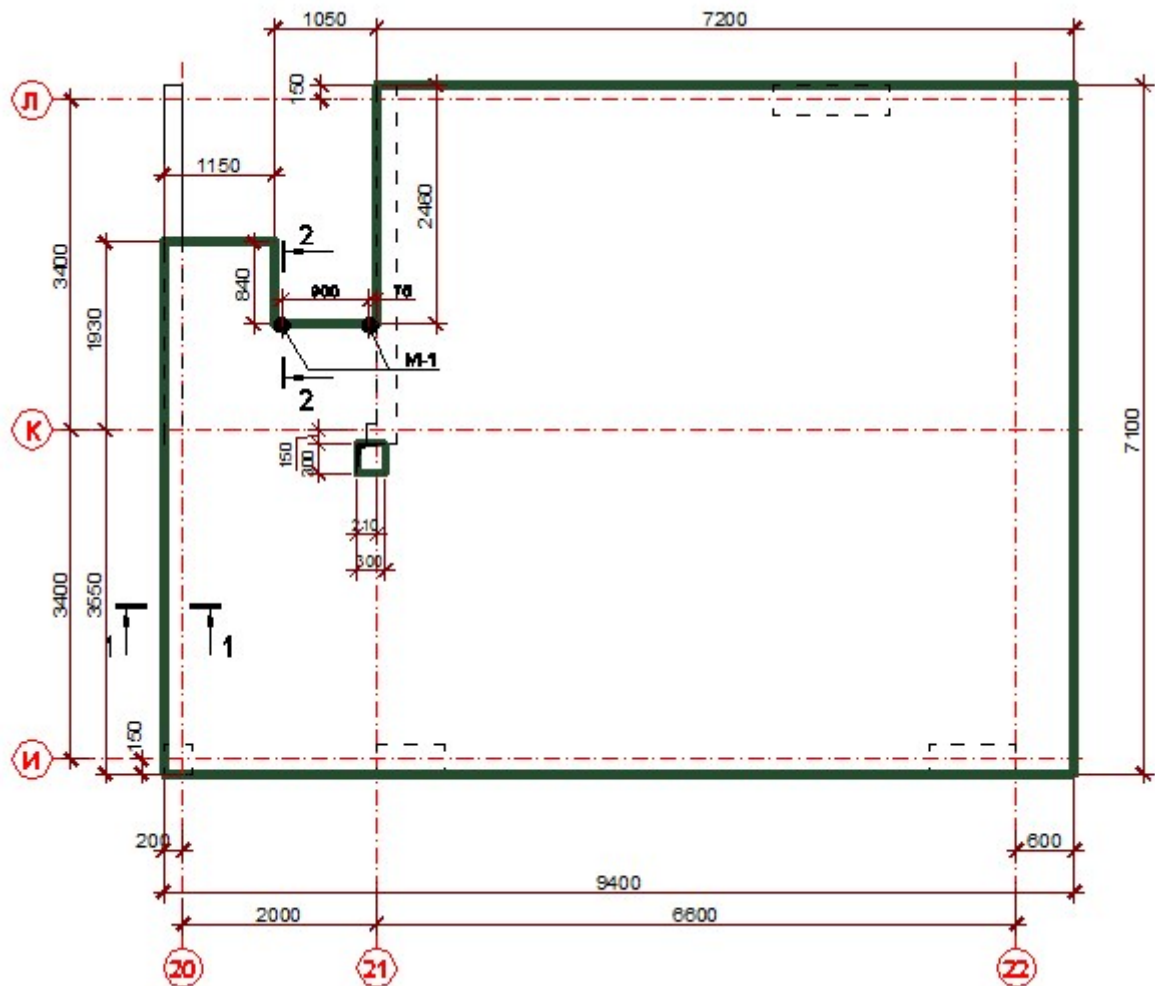


Рис. 6.1.2 План монолітної плити, низ на відмітці +37,550

Даний план було збережено в форматі .dxf та введено в програмний комплекс «ЛІРА-САПР» (2015) через функцію «Імпортувати задачу» - «Поэтажный план». Признак схеми – 5, шість ступенів свободи у вузлі.

На рис. 6.1.3 наведена скінчено-елементна розрахункова схема нашого перекриття. Перекриття змодельовано пластинчастими КЕ типу пластина (КЕ №44 – універсальна чотирикутова оболонка). На рис. 6.1.4 показано просторову модель залізобетонної монолітної плити.

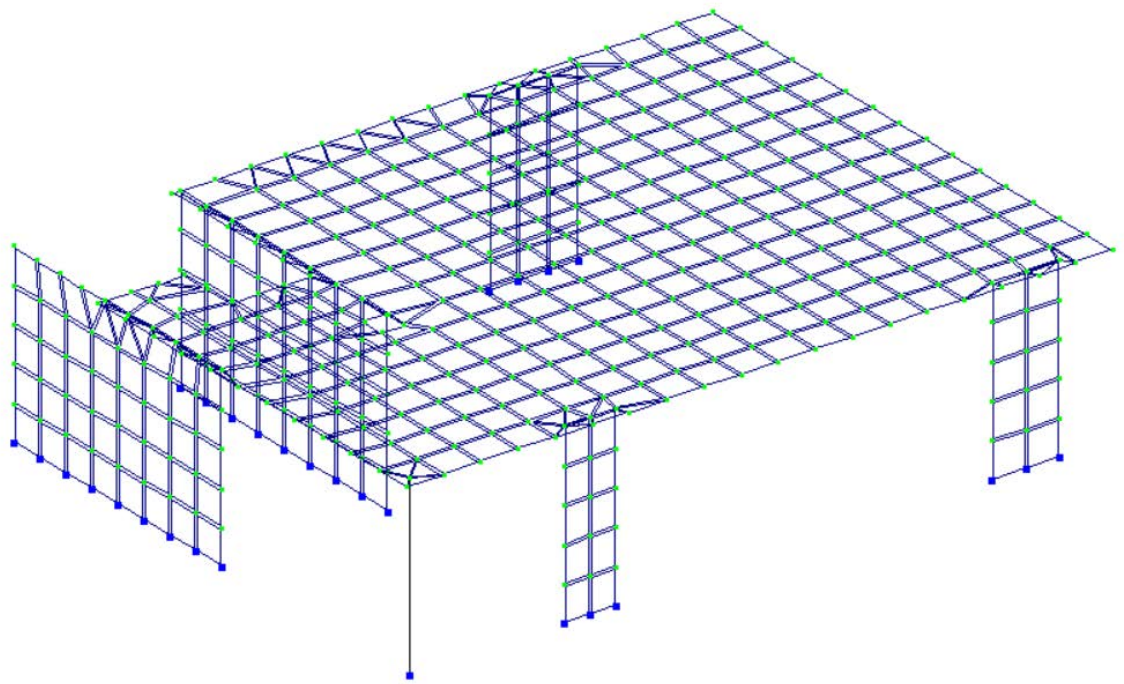


Рис 6.1.3 Розрахункова схема плити

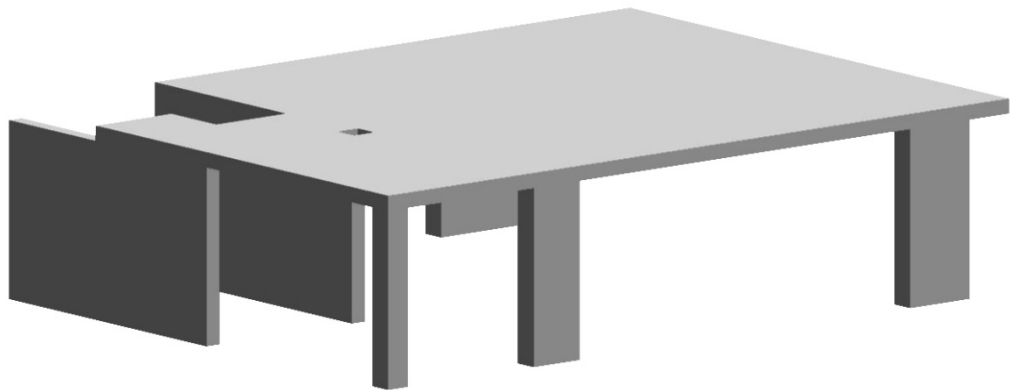


Рис 6.1.4 Просторова модель плити

На рис. 6.1.5 та рис. 6.1.6 вказана нумерація вузлів та елементів розрахункової схеми відповідно.

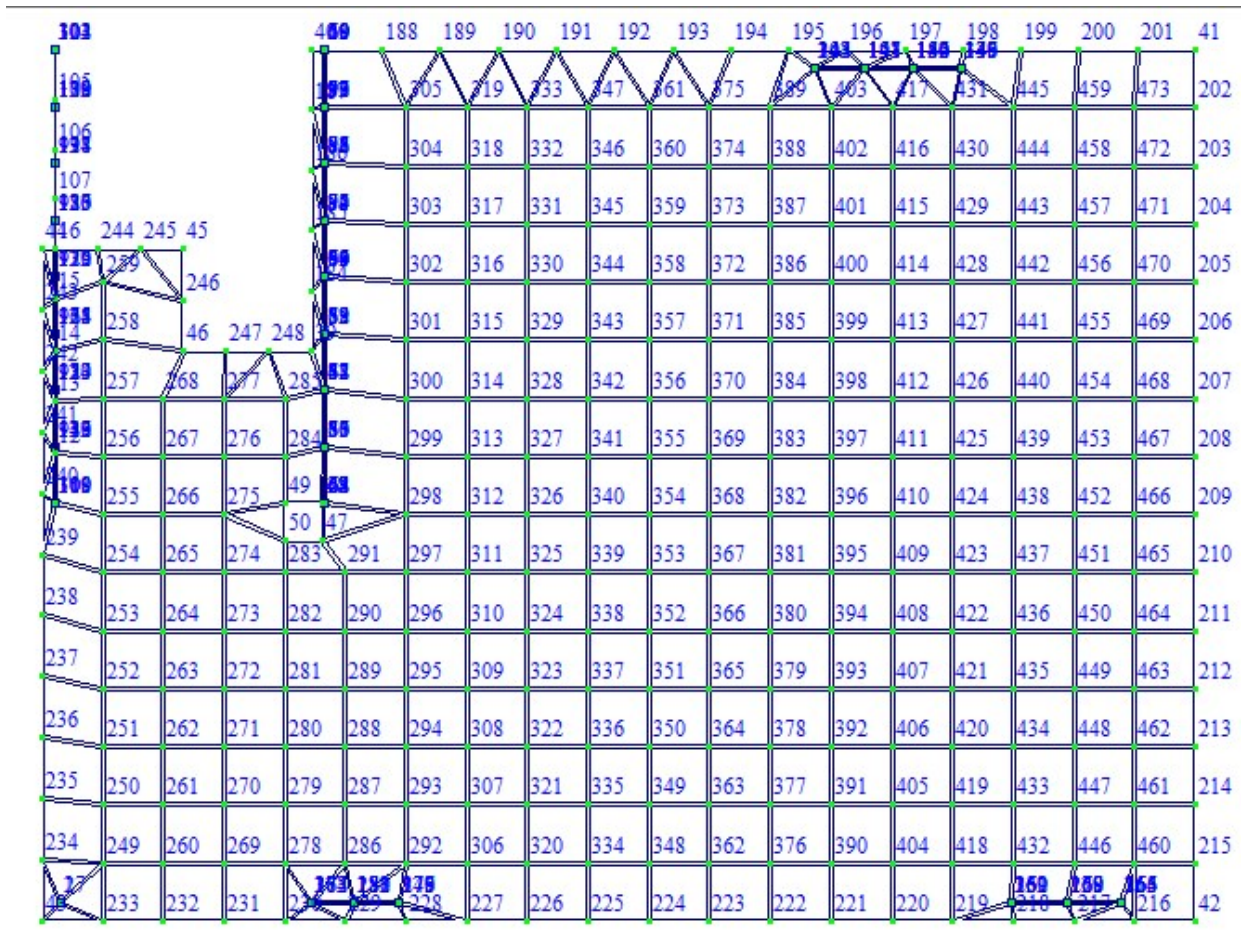
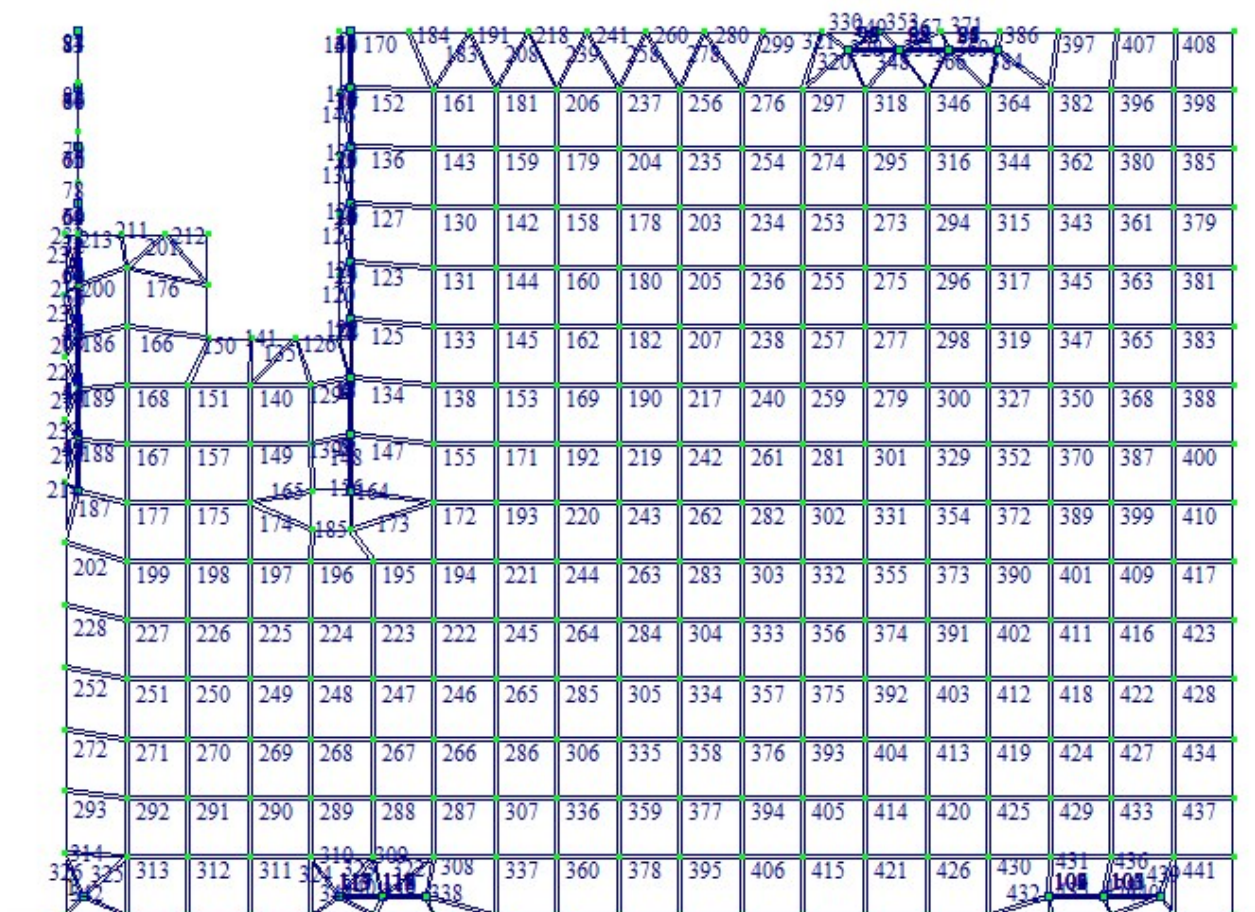


Рис. 6.1.5 Номера вузлів розрахункової схеми плити



6.2 Навантаження

Збір навантаження на 1 м² плити виконано згідно ДБН [3] та наведено в таблиці 6.1:

Таблиця 6.1 Збір навантаження

Назва	Нормативне навантаження, тн/м ²	Коеф. надійності навантаження, γ_f	Розрахункове навантаження, тн/м ²
I. Постійне навантаження			
Власна вага, $\delta=200$ мм, $\rho=2,5$ тн/м ³	0,5	1,1	0,55
Всього постійне:			0,55
II. Тривале навантаження			
Керамограніт, $\delta=8$ мм, $\rho=1,85$ тн/м ³	0,015	1,1	0,0165
Клейова суміш, $\delta=7$ мм	0,0126	1,3	0,01638
Вирівнююча стяжка, $\delta=20$ мм	0,036	1,3	0,0468
Додаткове навантаження (обладнання)	0,15	1,05	0,1575
Всього тривале:			0,237
III. Тимчасове навантаження			
Тимчасове навантаження (техповерх)	0,2	1,2	0,24
Всього тимчасове:			0,24
Повне навантаження	0,9136		1,027

Прикладення постійного навантаження від власної ваги наведено на рис. 6.2.1, прикладення тривалого навантаження від складу підлоги та розташування обладнання показано на рис. 6.2.2. Характер прикладення тимчасового навантаження (наприклад обслуговуючий персонал) відповідає тривалому, але звичайно має інше розрахункове навантаження.

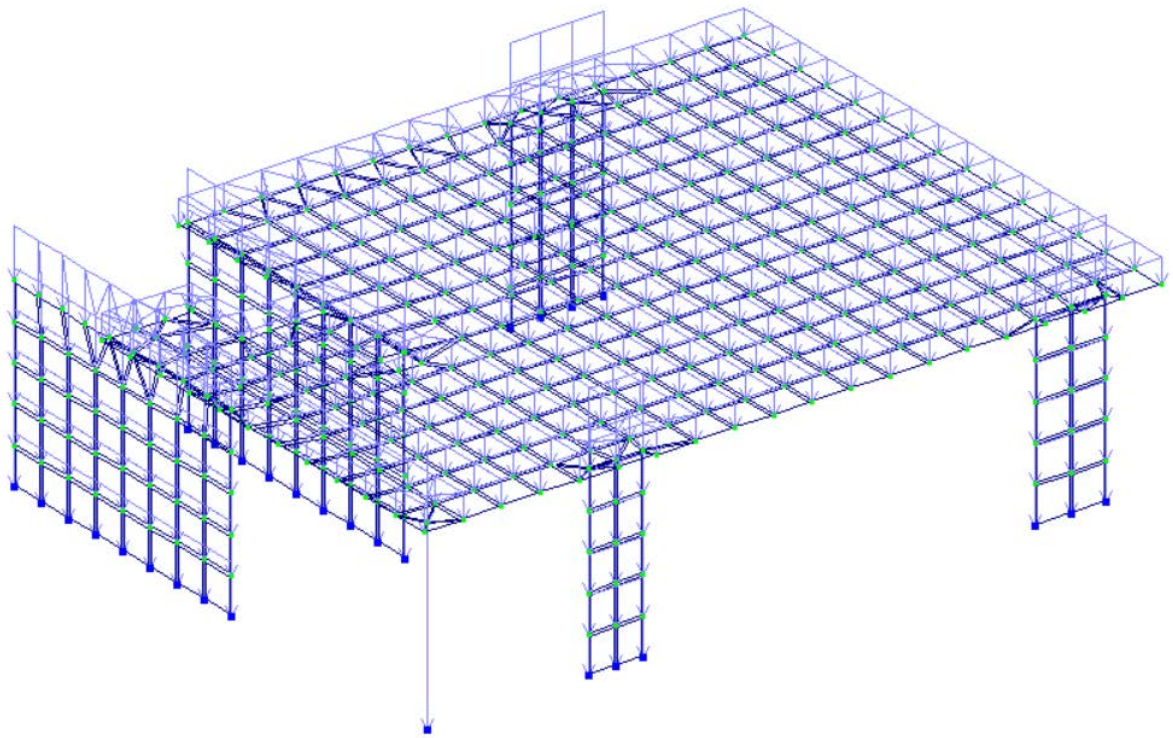


Рис. 6.2.1 Схема навантаження плити: завантаження №1 -власна вага плити

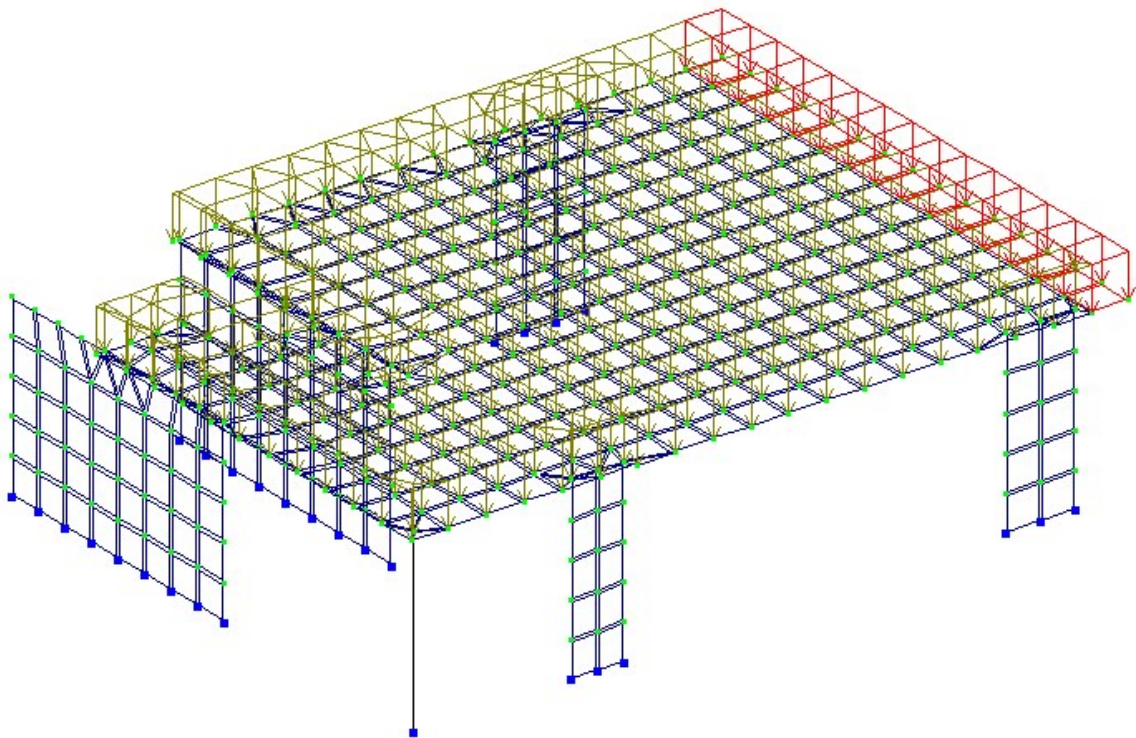


Рис. 6.2.2 Схема навантаження плити: завантаження №2 –тривале (підлога)

6.3 Завдання параметрів розрахунку за РСН та РСЗ.

Для розрахунку плити в програмному середовищі «ЛІРА-САПР» прийняти наступні параметри розрахункових сполучень зусиль (РСЗ), які приведені в

таблицях 6.2, 6.3 та розрахункові сполучення навантажень (РСН), які приведені в таблиці 6.4.

Таблиця 6.2 Параметри РСЗ

<i>Параметри РСЗ</i>									
<i>№ зав.</i>	<i>Назва завант.</i>	<i>Вид</i>	<i>Об'єд. заван.</i>	<i>Знакоперем.</i>	<i>Взаємовиключ.</i>	<i>Соп. заван.</i>		<i>Відношен коеф.</i>	<i>P q / P ch</i>
						<i>1</i>	<i>2</i>		
1	Завант 1 Власна вага	Постійне (П)		+				1.100	1.000
2	Завант 2 Підлоги	Тривале (Д)		+				1.200	1.000
3	Завант 3 Корисне навантаження	Тимчасове (К)		+				1.000	0.350

Таблиця 6.3 Коефіцієнти для РСЗ

<i>Коефіцієнти для РСЗ</i>						
<i>№ загр.</i>	<i>Імя загрузження</i>	<i>Вид</i>	<i>Коефіцієнти поєднань</i>			
			<i>1 основ.</i>	<i>2 основ.</i>	<i>Аварійн.</i>	<i>4 поєдн.</i>
1	Завантаження 1 Власна вага	Постійне (П)	1.000	1.000	0.900	1.000
2	Завантаження 2 Підлоги	Тривале (Д)	1.000	0.950	0.800	0.950
3	Завантаження 3 Корисне навантаження	Тимчасове (К)	1.000	0.900	0.500	0.800

Таблиця 6.4 Коефіцієнти для РСН

<i>Коефіцієнти для РСН</i>									
<i>№ поєднан.</i>	<i>№ завантаж.</i>	<i>№ соц-таб.</i>	<i>Назва завантаж.</i>	<i>Вид</i>	<i>Взаємобиключення</i>	<i>Знакоперем.</i>	<i>Відношення коэф.</i>	<i>P q / P sh</i>	<i>Коефіцієнт</i>
1	1	-	Завантажен 1 Власна вага	Постійне (П)		+	1.10	1.00	1.000
1	2	-	Завантажен 2 Підлоги	Тривале (Д)		+	1.20	1.00	0.000
1	3	-	Завантажен 3 Корисне навантаження	Тимчасове (К)		+	1.00	0.35	0.000
2	1	-	Завантажен 1 Власна вага	Постійне (П)		+	1.10	1.00	1.000
2	2	-	Завантажен 2 Підлоги	Тривале (Д)		+	1.20	1.00	1.000
2	3	-	Завантажен 3 Корисне навантаження	Тимчасове (К)		+	1.00	0.35	0.000
3	1	-	Завантажен 1 Власна вага	Постійне (П)		+	1.10	1.00	1.000
3	2	-	Завантажен 2 Підлоги	Тривале (Д)		+	1.20	1.00	0.000
3	3	-	Завантажен 3 Корисне навантаження	Тимчасове (К)		+	1.00	0.35	1.000
4	1	-	Завантажен 1 Власна вага	Постійне (П)		+	1.10	1.00	1.000
4	2	-	Завантажен 2 Підлоги	Тривале (Д)		+	1.20	1.00	0.950
4	3	-	Завантажен 3 Корисне навантаження	Тимчасове (К)		+	1.00	0.35	0.900

РОЗДІЛ 7. РОЗРАХУНОК ПЛИТИ ЗА РІЗНИХ ВАРАНТІВ ЇЇ КОНСТРУЮВАННЯ.

7.1 Варіанти конструювання, що прийнято.

В цьому розділі виконуємо перший етап нашого числового експерименту – а саме, виконуємо варіативний конструктивний розрахунок монолітної плити. Мета такого розрахунку – оцінити та порівняти результати статичного розрахунку при двох можливих варіантах конструювання плити.

При першому варіанті конструювання відповідно до ДБН [4] приймемо такі параметри:

Варіант №1: Бетон C20/25, арматура A400c	
розрахунковий значення опору бетону на стиск f_{cd}	1450 т/м ² (14,5 МПа)
характеристичне значення опору бетону на стиск f_{ck}	2500 т/м ² (25 МПа)
характеристичний модуль пружності E_{ck}	3+e6 т/м ² (30000 МПа)
розрахунковий модуль пружності E_{cd}	2,3+e6 т/м ² (23000 МПа)
характеристичне значення опору арматури розтягу f_{yk}	4000 т/м ² (400 МПа)
модуль пружності арматури E_s	2,1+e7 т/м ² (210000 МПа)

При другому варіанті конструювання приймемо такі параметри:

Варіант №2: Бетон C25/30, арматура A500c	
розрахунковий значення опору бетону на стиск f_{cd}	1700 т/м ² (17 МПа)
характеристичне значення опору бетону на стиск f_{ck}	3000 т/м ² (30 МПа)
характеристичний модуль пружності E_{ck}	3,25+e6 т/м ² (32500 МПа)
розрахунковий модуль пружності E_{cd}	2,5+e6 т/м ² (25000 МПа)
характеристичне значення опору арматури розтягу f_{yk}	5000 т/м ² (500 МПа)
модуль пружності арматури E_s	2,1+e7 т/м ² (210000 МПа)

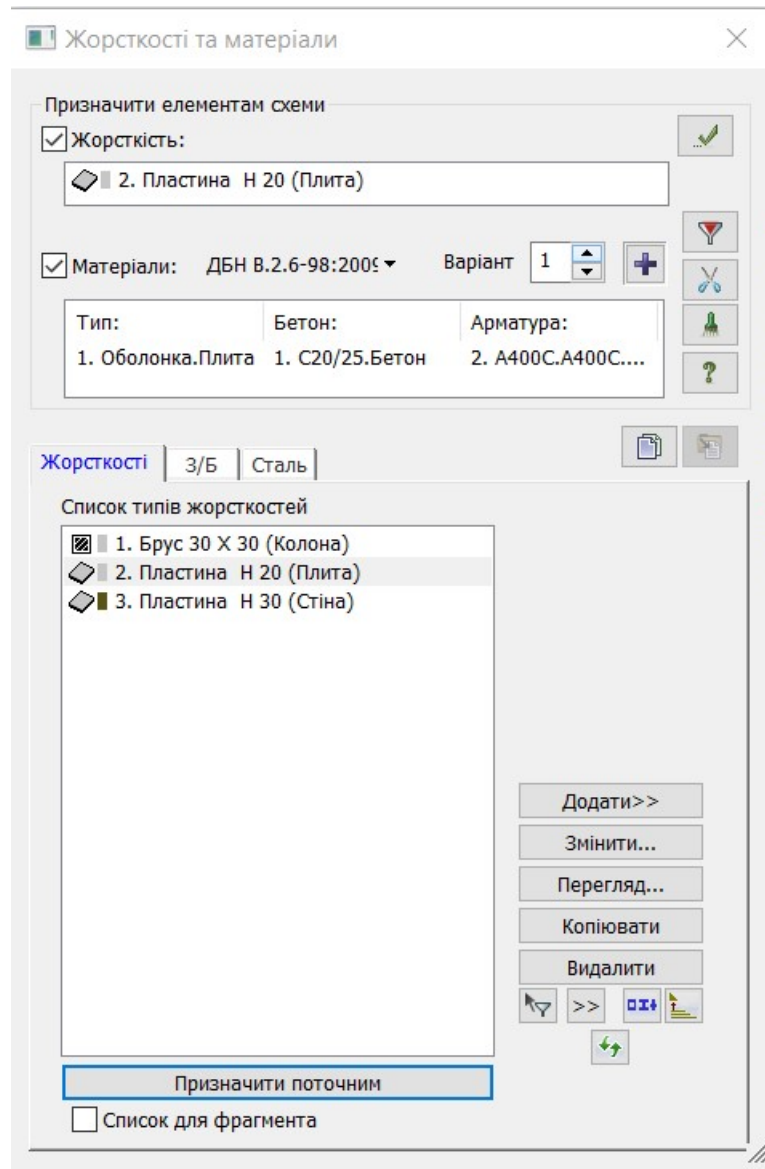


Рис. 7.1.1 Вибір матеріалу бетону для варіанту №1

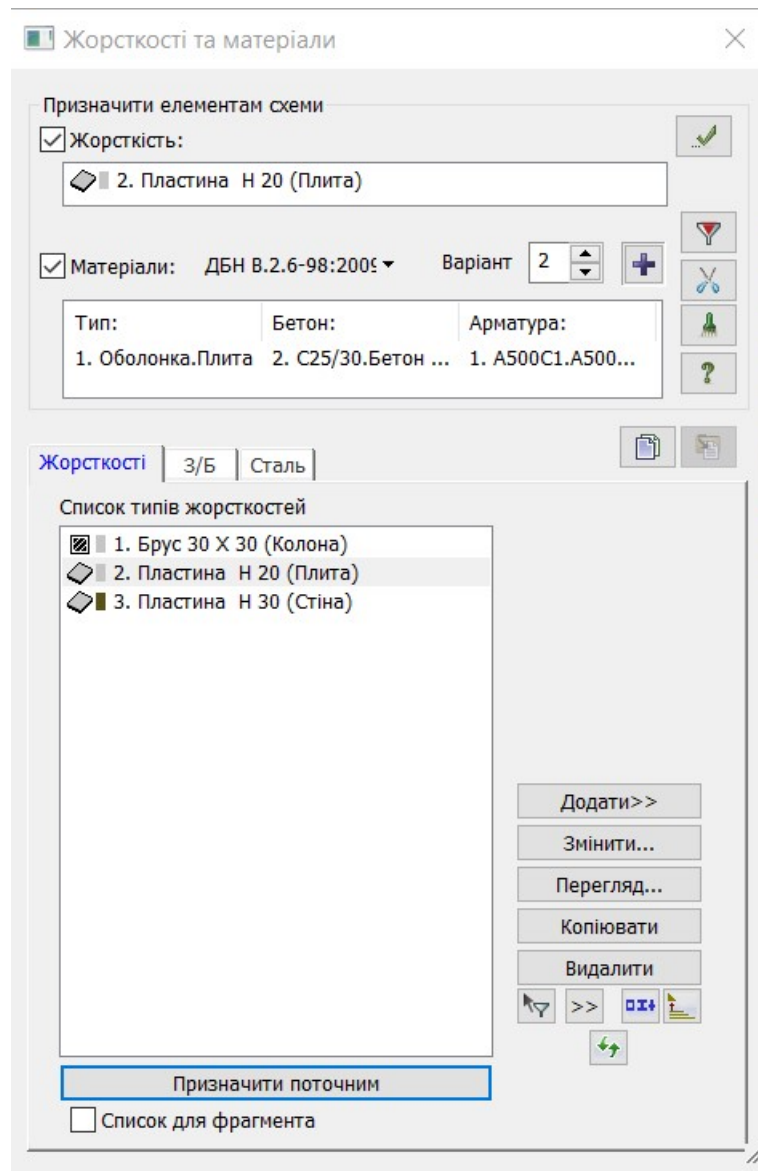


Рис. 7.1.2 Вибір матеріалу бетону для варіанту №2

7.2 Жорсткість SE розрахункової схеми.

Для проведення розрахунку була створена просторова модель, що складається з монолітної плити (пластина), колони (брус) та колон у вигляді стін (пластина). Плита задавалася з шістьма ступенями свободи X , Y , Z , U_x , U_y , U_z .

Характеристики жорсткості елементів для варіантів 1 та 2 наведено в таблиці 7.1 та 7.2 відповідно:

Таблиця 7.1. Жорсткості елементів СЕ схеми при варіанті конструювання 1

<i>Таблиця жорсткості</i>		
<i>Тип жорсткості</i>	<i>Назва</i>	<i>Параметри (січення-(см) жорсткості-(т,м) розп.вага-(т,м))</i>
1	Брус 30 X 30 (Колона)	$B=30, H=30, R_o=2.5, E=3e+006, GF=0$
2	Пластина Н 20 (Стіна 200мм)	$E=3e+006, V=0.2, H=20, R_o=2.5$
3	Пластина Н 20 (Плита)	$E=3e+006, V=0.2, H=20, R_o=2.5$
4	Пластина Н 30 (Прямокутна колона 300мм)	$E=3e+006, V=0.2, H=30, R_o=2.5$

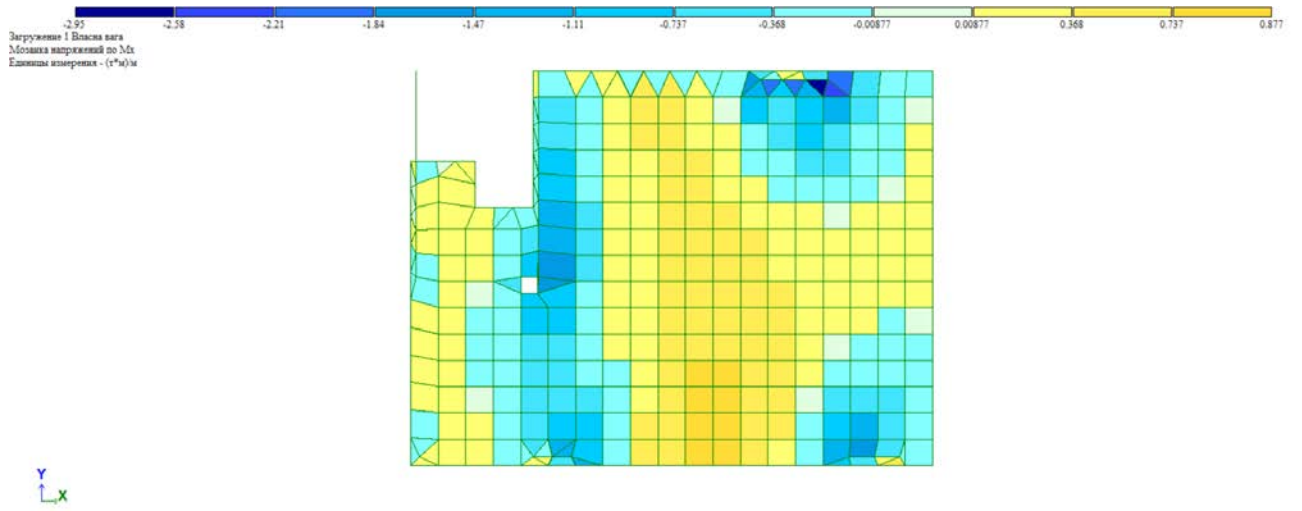
Таблиця 7.2. Жорсткості елементів СЕ схеми при варіанті конструювання 2

<i>Таблиця жорсткості</i>		
<i>Тип жорсткості</i>	<i>Назва</i>	<i>Параметри (січення-(см) жорсткості-(т,м) розп.вага-(т,м))</i>
1	Брус 30 X 30 (Колона)	$B=30, H=30, R_o=2.5, E=3e+006, GF=0$
2	Пластина Н 20 (Стіна 200мм)	$E=3e+006, V=0.2, H=20, R_o=2.5$
3	Пластина Н 20 (Плита)	$E=3e+006, V=0.2, H=20, R_o=2.5$
4	Пластина Н 30 (Прямокутна колона 300мм)	$E=3e+006, V=0.2, H=30, R_o=2.5$

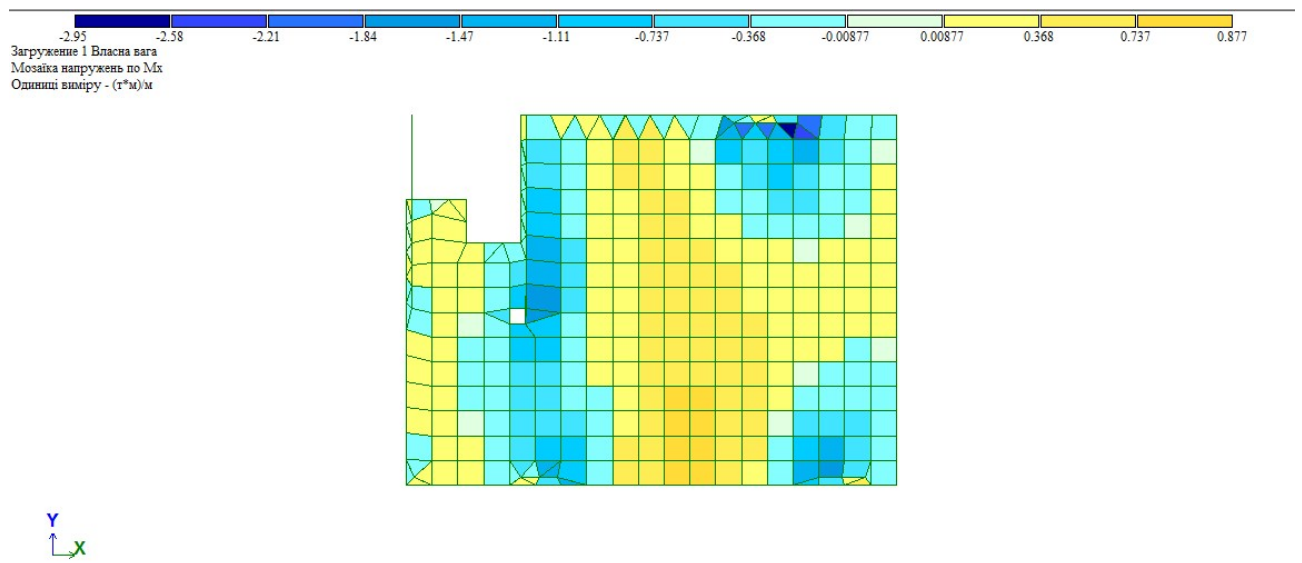
7.3 Аналіз результатів статичного розрахунку

7.3.1 Напружений стан

За результатами розрахунку, на рис. 7.3.1.1 -7.3.1.3 наведено мозаїку напружень по M_x , M_y , M_{xy} відповідно.

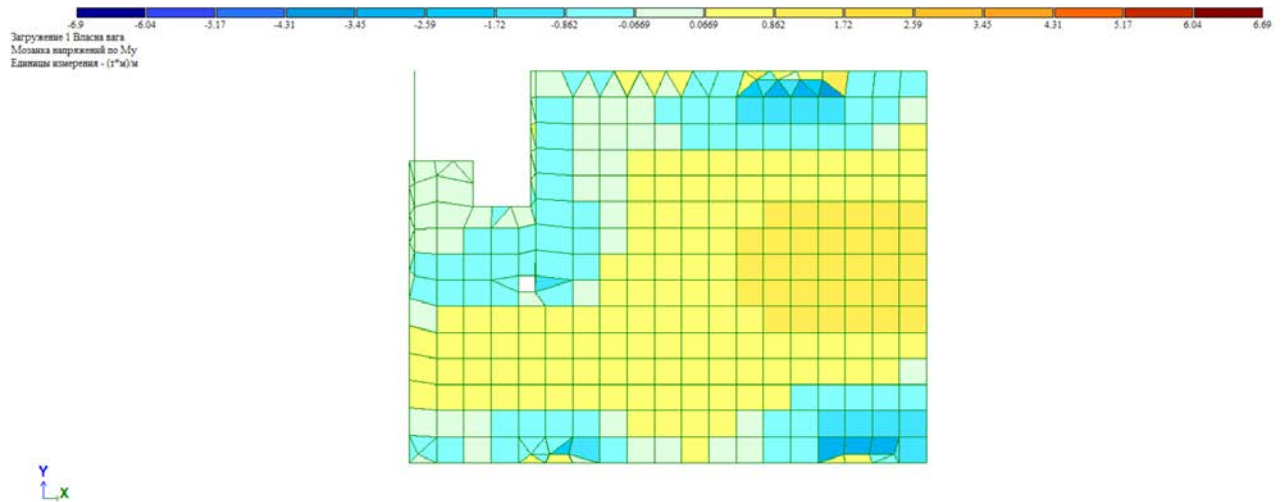


a)

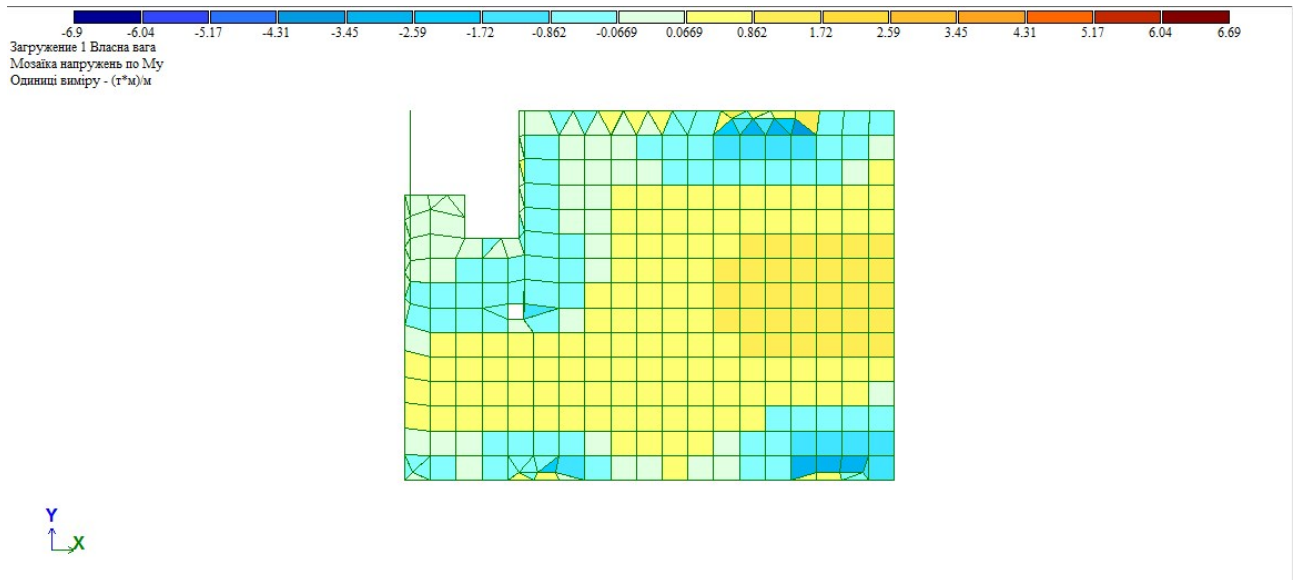


б)

Рис. 7.3.1.1 Мозаїка напружень по Мх: а). для варіанту конструювання 1; б). для варіанту конструювання 2

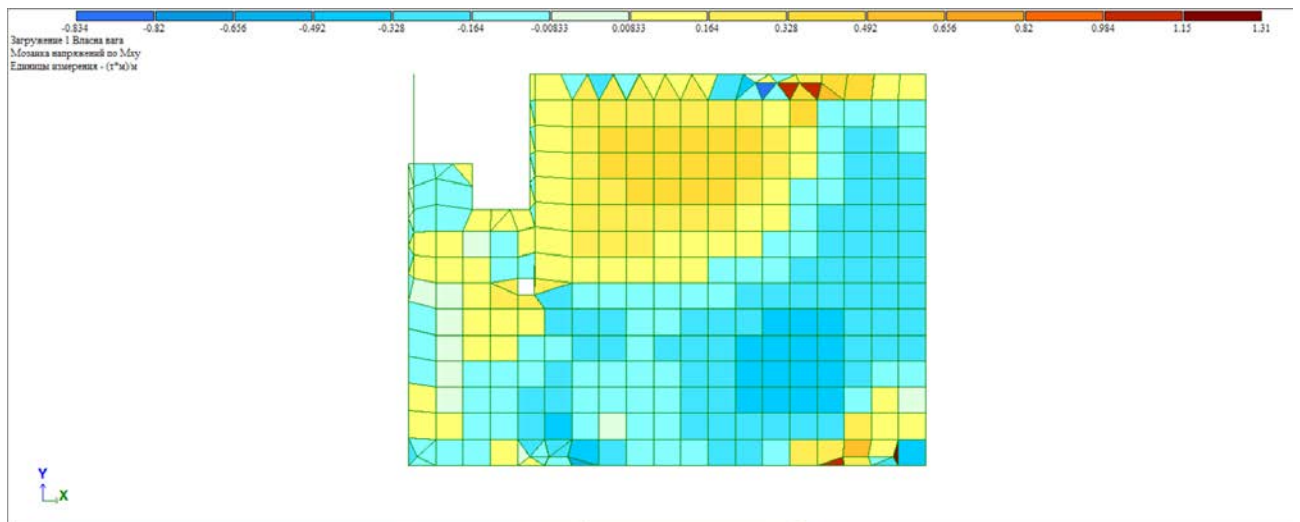


a)

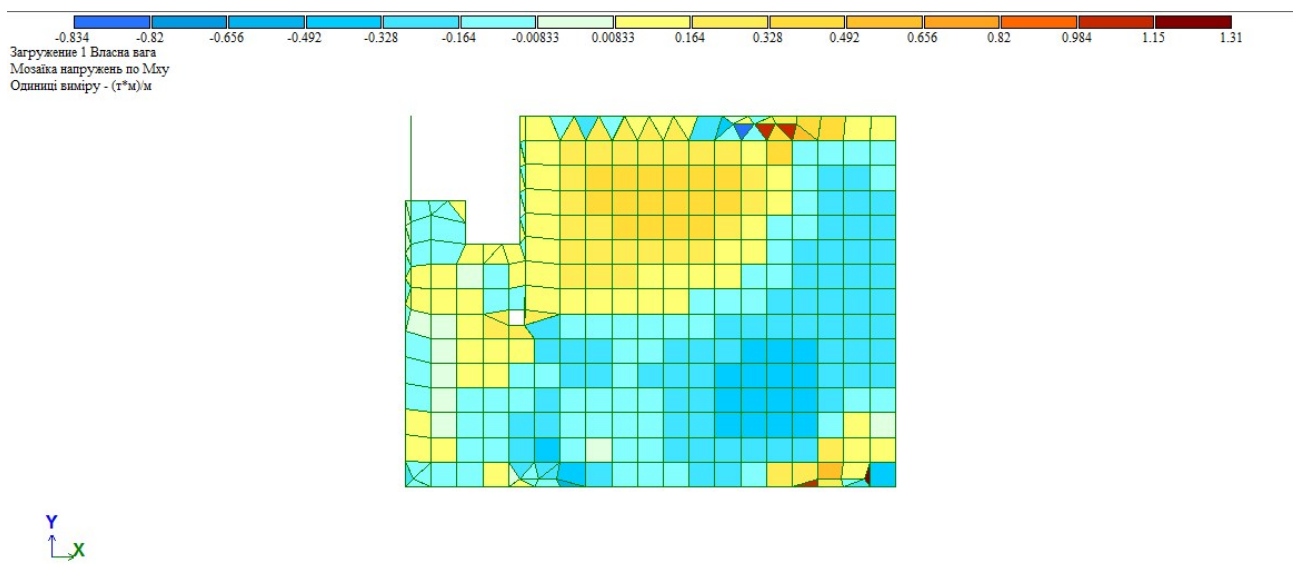


б)

Рис. 7.3.1.2 Мозайка напружень по My: а). для варіанту конструювання 1; б). для варіанту конструювання 2



а)



б)

Рис. 7.3.1.3 Мозаика напряжень по M_{xy} : а). для варианту конструювання 1; б). для варианту конструювання 2

Далі надаю в таблицях 7.3, 7.4 результати максимальних зусиль по M_x , M_y та M_{xy} в елементах 129 – 388, де маємо найбільший прогін, для варіантів 1 та 2 відповідно.

Таблиця 7.3 Максимальні зусилля M_x , M_y , M_{xy} в перерезі елементів 129 – 388 для варіанту 1.

№ елем	Зусилля (напруження)											Тип елем	№ РСН	Складов а
	N_x (т/м**2)	N_y (т/м**2)	N_z (т/м**2)	T_{xy} (т/м**2)	T_{xz} (т/м**2)	M_x (т)	M_y (т)	M_{xy} (т)	Q_x (т/м)	Q_y (т/м)	R_z (т/м**2)			
129	1,351	9,379	0,000	-1,987	0,000	-0,807	-0,321	0,246	0,343	-0,009	0,000	44	4	-
134	-7,361	6,343	0,000	1,013	0,000	-2,579	-0,605	0,095	3,054	0,078	0,000	44	4	-
138	-4,429	-0,323	0,000	1,548	0,000	-0,875	-0,314	0,348	2,727	-0,055	0,000	44	4	-
140	4,033	1,510	0,000	-2,509	0,000	-0,348	-0,183	-0,040	-0,729	0,361	0,000	44	4	-
151	2,795	0,478	0,000	-1,244	0,000	0,074	-0,158	-0,003	-0,527	0,344	0,000	44	4	-
153	-4,321	-1,958	0,000	0,294	0,000	0,071	0,105	0,329	1,940	0,042	0,000	44	4	-
168	2,268	1,145	0,000	-0,064	0,000	0,175	-0,077	0,024	-0,159	0,205	0,000	44	4	-
169	-3,976	-3,077	0,000	-0,152	0,000	0,632	0,508	0,307	1,309	-0,243	0,000	44	4	-
189	1,557	2,940	0,000	0,282	0,000	0,083	0,009	0,020	0,046	0,114	0,000	44	4	-
190	-3,439	-4,355	0,000	-0,292	0,000	0,915	0,859	0,296	0,816	-0,344	0,000	44	4	-
217	-2,725	-5,756	0,000	-0,146	0,000	0,983	1,166	0,259	0,444	-0,458	0,000	44	4	-
240	-1,890	-7,183	0,000	0,269	0,000	0,892	1,443	0,178	0,180	-0,566	0,000	44	4	-
259	-1,040	-8,454	0,000	0,874	0,000	0,705	1,688	0,052	0,022	-0,649	0,000	44	4	-
279	-0,305	-9,372	0,000	1,528	0,000	0,490	1,895	-0,103	-0,040	-0,683	0,000	44	4	-
300	0,205	-9,786	0,000	2,053	0,000	0,309	2,052	-0,259	-0,037	-0,657	0,000	44	4	-
327	0,436	-9,643	0,000	2,293	0,000	0,193	2,156	-0,382	-0,007	-0,580	0,000	44	4	-
350	0,412	-9,019	0,000	2,148	0,000	0,139	2,214	-0,452	0,010	-0,478	0,000	44	4	-
368	0,232	-8,120	0,000	1,585	0,000	0,112	2,245	-0,468	-0,010	-0,388	0,000	44	4	-
388	0,057	-7,252	0,000	0,616	0,000	0,063	2,274	-0,449	-0,073	-0,337	0,000	44	4	-

Таблиця 7.4 Максимальні зусилля M_x , M_y , M_{xy} в перерезі елементів 129 – 388 для варіанту 2.

№ елем	Зусилля (напруження)											Тип елем	№ РСН	Складов а
	N_x (т/м**2)	N_y (т/м**2)	N_z (т/м**2)	T_{xy} (т/м**2)	T_{xz} (т/м**2)	M_x (т)	M_y (т)	M_{xy} (т)	Q_x (т/м)	Q_y (т/м)	R_z (т/м**2)			
129	1,351	9,379	0,000	-1,987	0,000	-0,807	-0,321	0,246	0,343	-0,009	0,000	44	4	-
134	-7,361	6,343	0,000	1,013	0,000	-2,579	-0,605	0,095	3,054	0,078	0,000	44	4	-
138	-4,429	-0,323	0,000	1,548	0,000	-0,875	-0,314	0,348	2,727	-0,055	0,000	44	4	-
140	4,033	1,510	0,000	-2,509	0,000	-0,348	-0,183	-0,040	-0,729	0,361	0,000	44	4	-
151	2,795	0,478	0,000	-1,244	0,000	0,074	-0,158	-0,003	-0,527	0,344	0,000	44	4	-
153	-4,321	-1,958	0,000	0,294	0,000	0,071	0,105	0,329	1,940	0,042	0,000	44	4	-
168	2,268	1,145	0,000	-0,064	0,000	0,175	-0,077	0,024	-0,159	0,205	0,000	44	4	-
169	-3,976	-3,077	0,000	-0,152	0,000	0,632	0,508	0,307	1,309	-0,243	0,000	44	4	-
189	1,557	2,940	0,000	0,282	0,000	0,083	0,009	0,020	0,046	0,114	0,000	44	4	-
190	-3,439	-4,355	0,000	-0,292	0,000	0,915	0,859	0,296	0,816	-0,344	0,000	44	4	-
217	-2,725	-5,756	0,000	-0,146	0,000	0,983	1,166	0,259	0,444	-0,458	0,000	44	4	-
240	-1,890	-7,183	0,000	0,269	0,000	0,892	1,443	0,178	0,180	-0,566	0,000	44	4	-
259	-1,040	-8,454	0,000	0,874	0,000	0,705	1,688	0,052	0,022	-0,649	0,000	44	4	-
279	-0,305	-9,372	0,000	1,528	0,000	0,490	1,895	-0,103	-0,040	-0,683	0,000	44	4	-
300	0,205	-9,786	0,000	2,053	0,000	0,309	2,052	-0,259	-0,037	-0,657	0,000	44	4	-
327	0,436	-9,643	0,000	2,293	0,000	0,193	2,156	-0,382	-0,007	-0,580	0,000	44	4	-
350	0,412	-9,019	0,000	2,148	0,000	0,139	2,214	-0,452	0,010	-0,478	0,000	44	4	-
368	0,232	-8,120	0,000	1,585	0,000	0,112	2,245	-0,468	-0,010	-0,388	0,000	44	4	-
388	0,057	-7,252	0,000	0,616	0,000	0,063	2,274	-0,449	-0,073	-0,337	0,000	44	4	-

Графіки зусиль в перерезі по елементах 129 – 388 показані на рисунках 7.1.3.5 – 7.1.3.7. Переріз елементів показаний на рисунку 7.3.1.4.

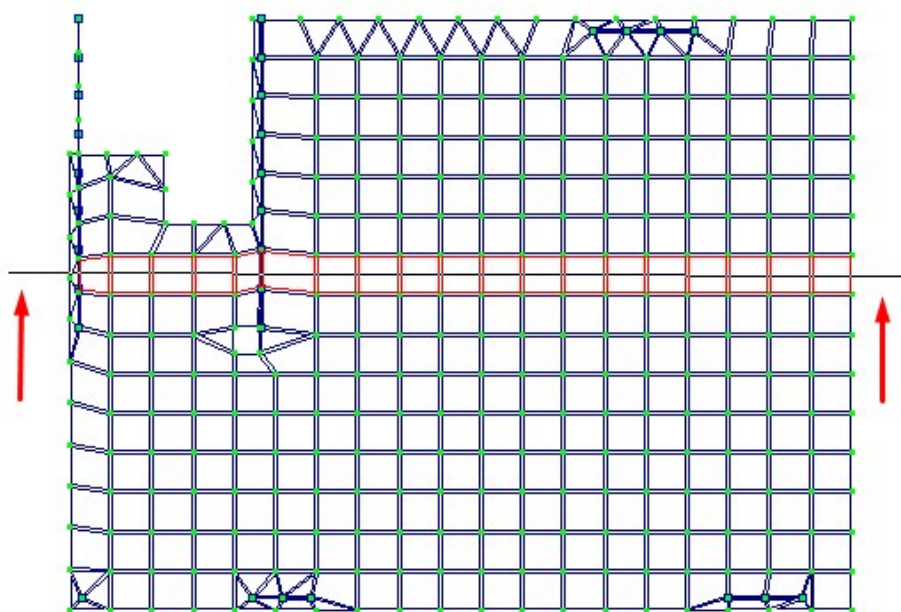


Рис. 7.3.1.4 Переріз елементів плити 129-388 та напрямок погляду.

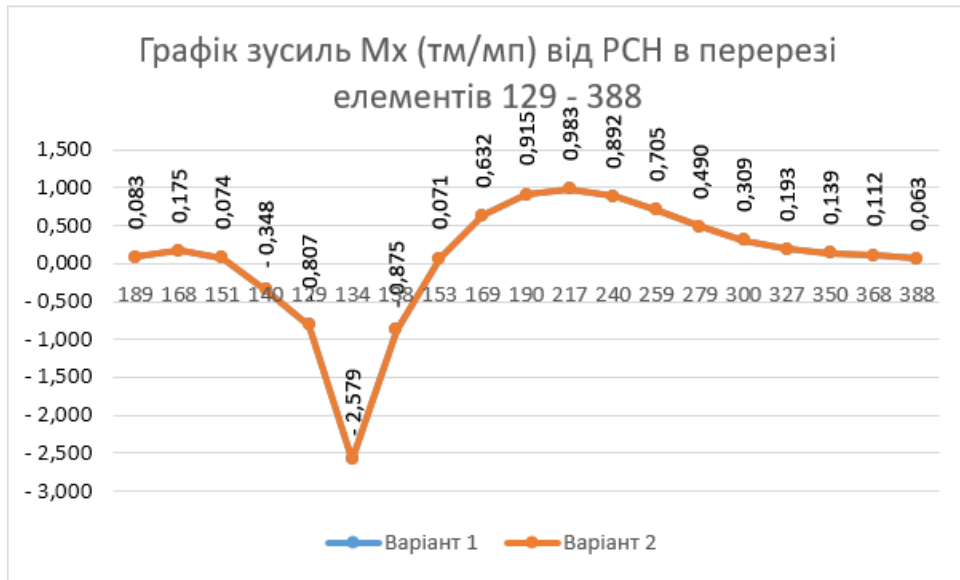


Рис. 7.1.3.5 Зусилля M_x (т*м/м) в елементах для варіантів 1 та 2

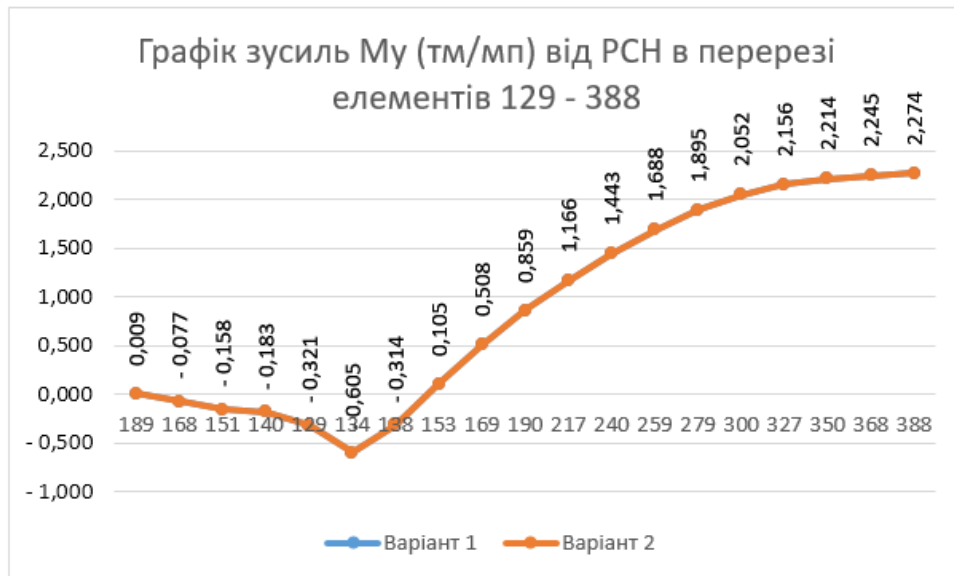


Рис. 7.1.3.6 Зусилля M_y (т*м/м) в елементах для варіантів 1 та 2

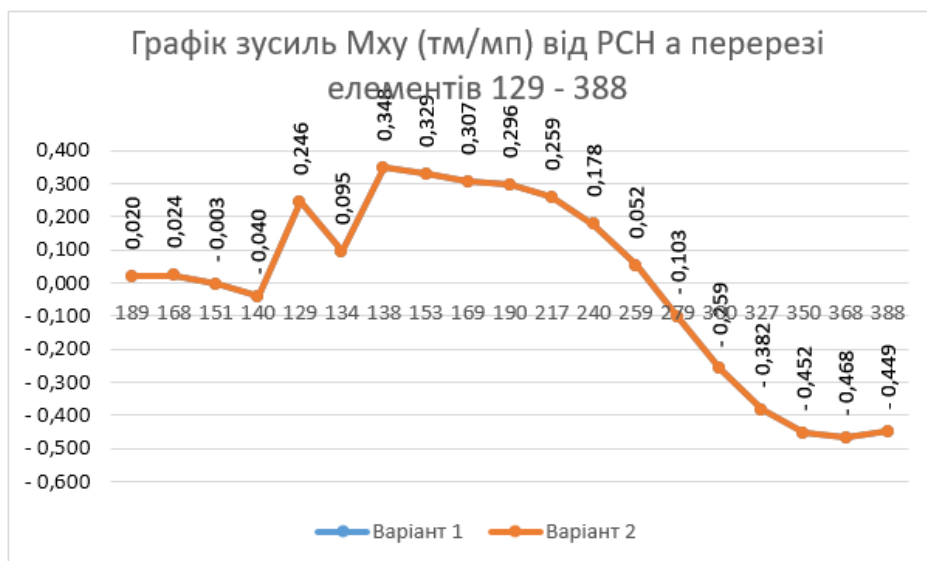


Рис. 7.1.3.7 Зусилля M_{xy} (т*м/м) в елементах для варіантів 1 та 2

Виконуємо порівняння результатів для моментів M_x , M_y , M_{xy} . Як видно з графіків, зображених на рис. 7.1.3.5 – 7.1.3.7, різниці в зусиллях між варіантами конструювання не має. Тому, з економічної точки зору, на даному етапі приймаємо бетон класу C20/25 (варіант1).

7.3.2 Деформований стан

Розглянемо нашу плиту в контексті деформації, тобто переміщення вузлів конструкції. На рис. 7.3.2.1 зображений деформований стан плити від РСН відповідно до варіантів №1 та №2. Форми деформованого стану для обох варіантів співпадають (мають однаковий вигляд).

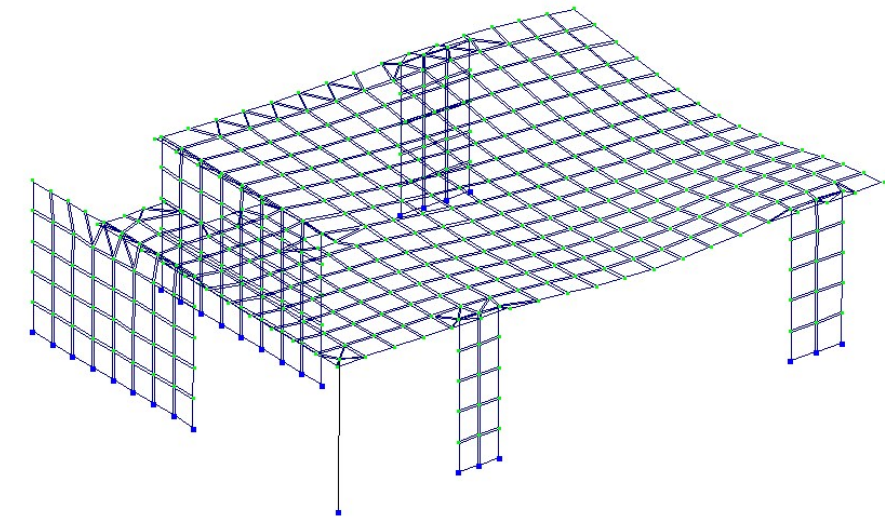


Рис. 7.3.2.1 Деформований стан для варіанту №1 та №2 від РСН

На рис.7.3.2.2 зображена мозаїка деформації від власної ваги для обох варіантів.

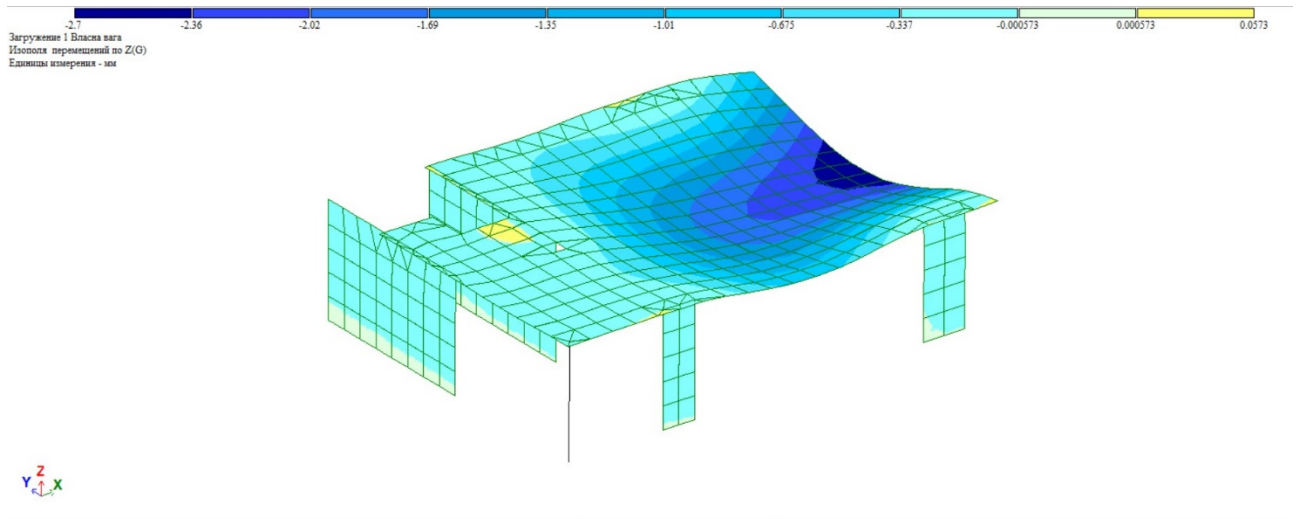


Рис. 7.3.2.2 Мозайка переміщень для 2х варіантів від власної ваги

На рис. 7.3.2.3 та рис. 7.3.2.4 зображені графіки переміщення вузлів в перерізі 129 – 388 від власної ваги плити та від РСН відповідно.

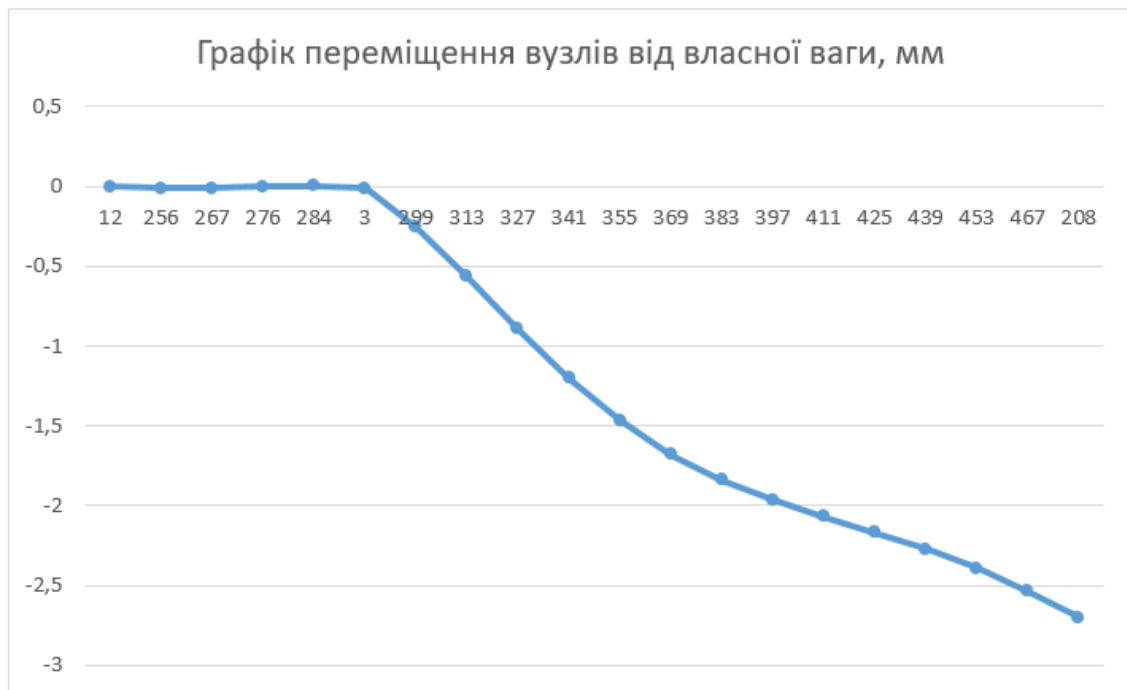


Рис. 7.3.2.3 Графік переміщень від власної ваги

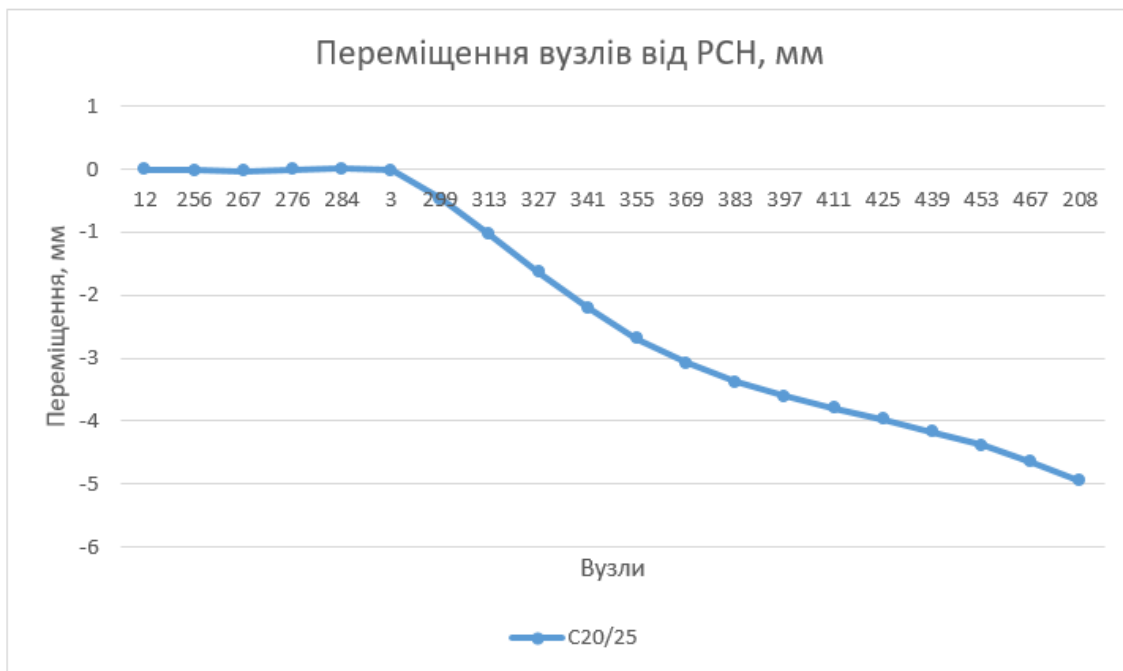


Рис. 7.3.2.4 Графік переміщень від РСН

Діаграма переміщень вузлів в перерізі 129 – 388 від власної ваги плити та від РСН представлено на рис. 7.3.2.5 та 7.3.2.6 відповідно.

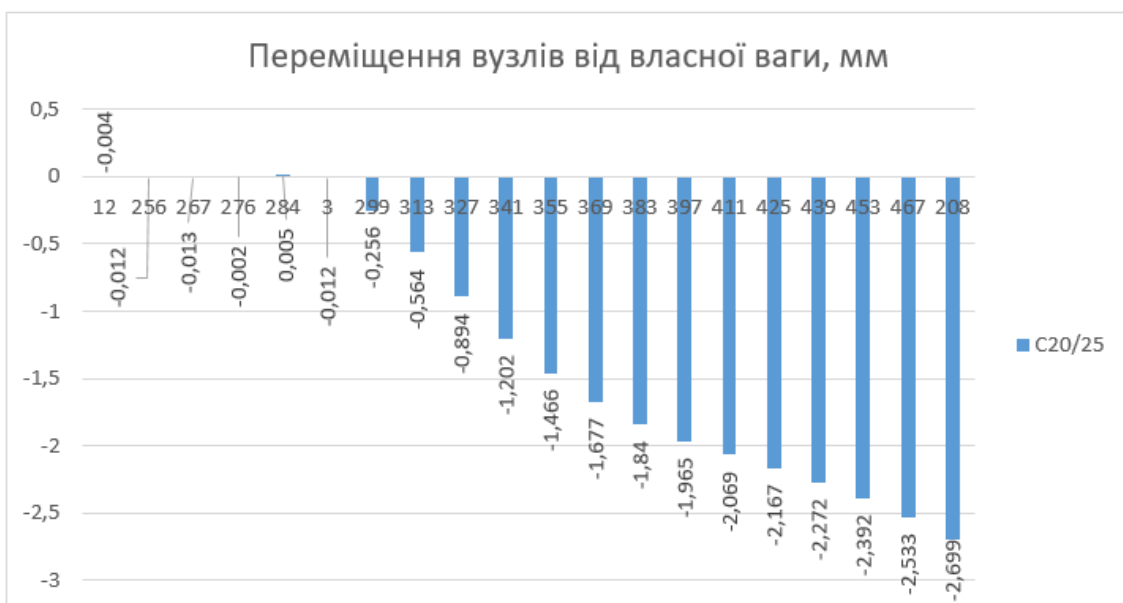


Рис. 7.3.2.5 Діаграма переміщення вузлів від власної ваги при обох варіантах конструювання.

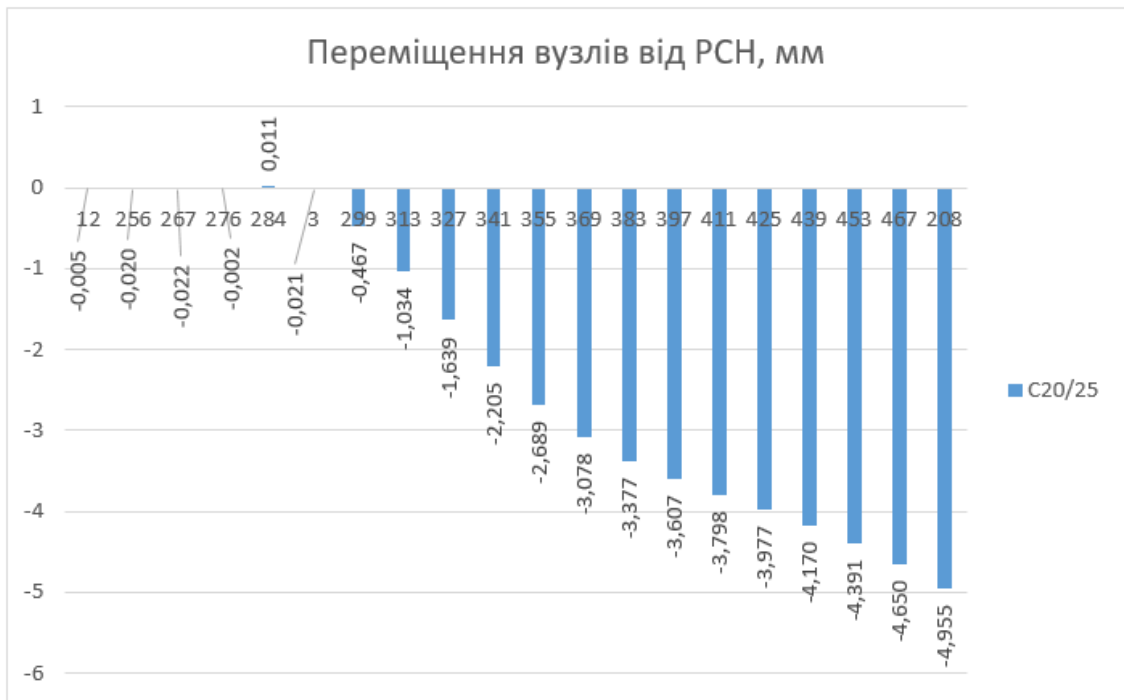


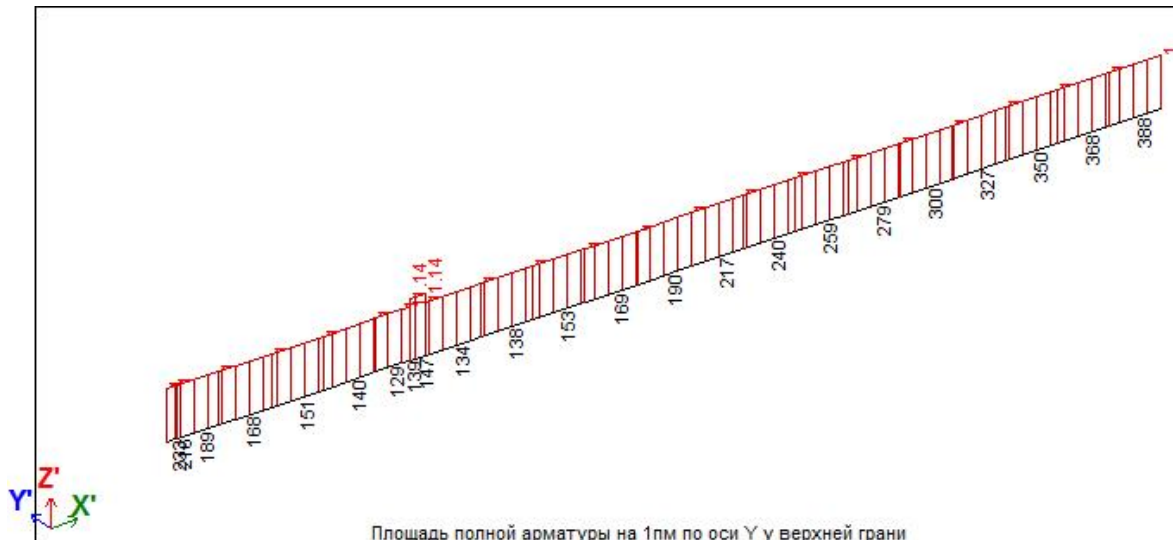
Рис. 7.3.2.6 Діаграма переміщення вузлів від РСН при обох варіантах конструювання

На підставі вище наведених даних ми отримали збіг зусиль від моментів, а також збіг переміщень, для конструювання ми залишаємо клас бетону C20/25.

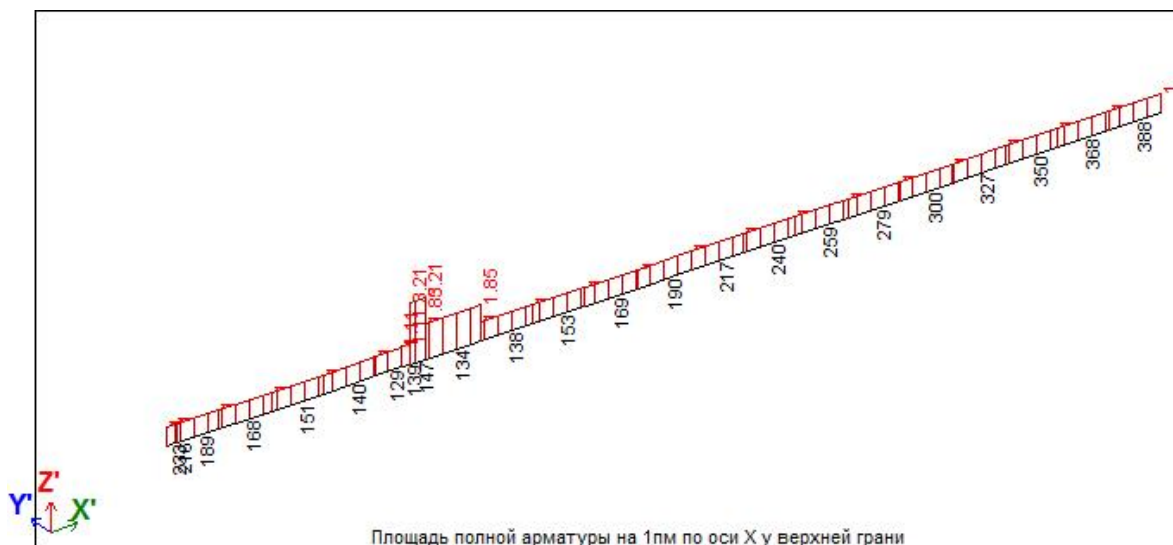
7.3.3 Підбір армування.

На підставі вище визначених зусиль в елементах плити, виконуємо підбір армування. Розрахункову площу робочої арматури на метр погонний, програмний комплекс обраховує автоматично, як верхнього, так і для нижнього шару. Надаючи нам результати у вигляді мозаїки, епюр та іншому вигляді.

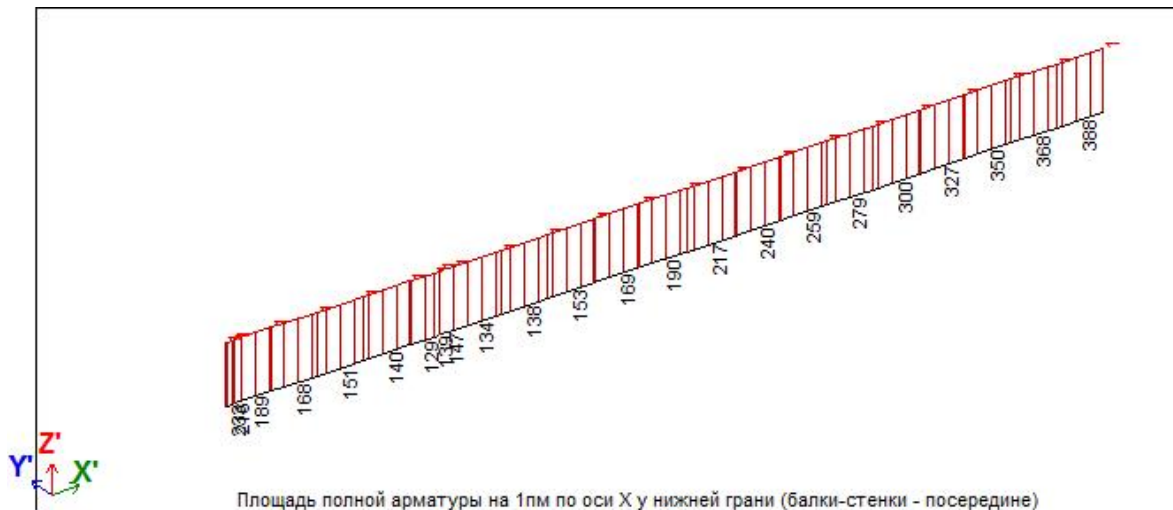
На рис.7.3.3.1 (а – г) приведені епюри армування по осі x та по осі y для верхнього та нижнього шарів.



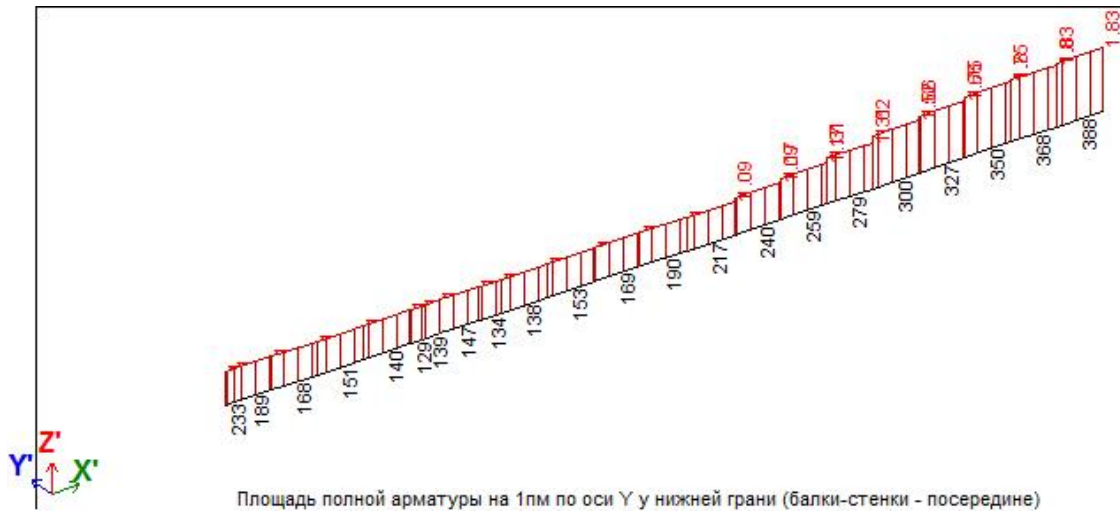
a)



б)



в)



г)

Рис. 7.3.3.1 Епюри розрахункової площі робочої арматури

а). верхня по Y; б). верхня по X; в). нижня по Y; г). нижня по X

Розрахунок площі верхнього та нижнього шарів армування плити.

В табл. 7.8 та 7.9 наведено результат армування у пластинах 129 – 388 для варіантів №1 та №2 відповідно.

Таблиця 7.8 Результат армування у пластинах для варіанту №1, см²/мп

ГР	Елемент	Верх по Y AS1	Верх по X AS2	Низ по Y AS3	Низ по X AS4	ASW1	ASW2	Шир. тріщ. Корот.	Шир. тріщ. Трив.
1 - Оболонка / h= 20.00 см/ Бетон C20/25/ Арматура: подовжня Ах: А400С1, Ау: А400С1/ поперечна А400С1/ Крок арматурних стержнів 200 мм									
1	129	1	1	1	1				
1	129	1	1	1	1				
1	134	1	1,85	1	1				
1	134	1	1,85	1	1				
1	138	1	1	1	1				
1	138	1	1	1	1				
1	140	1	1	1	1				
1	140	1	1	1	1				
1	151	1	1	1	1				
1	151	1	1	1	1				
1	153	1	1	1	1				
1	153	1	1	1	1				
1	168	1	1	1	1				
1	168	1	1	1	1				
1	169	1	1	1	1				
1	169	1	1	1	1				
1	189	1	1	1	1				
1	189	1	1	1	1				
1	190	1	1	1	1				
1	190	1	1	1	1				

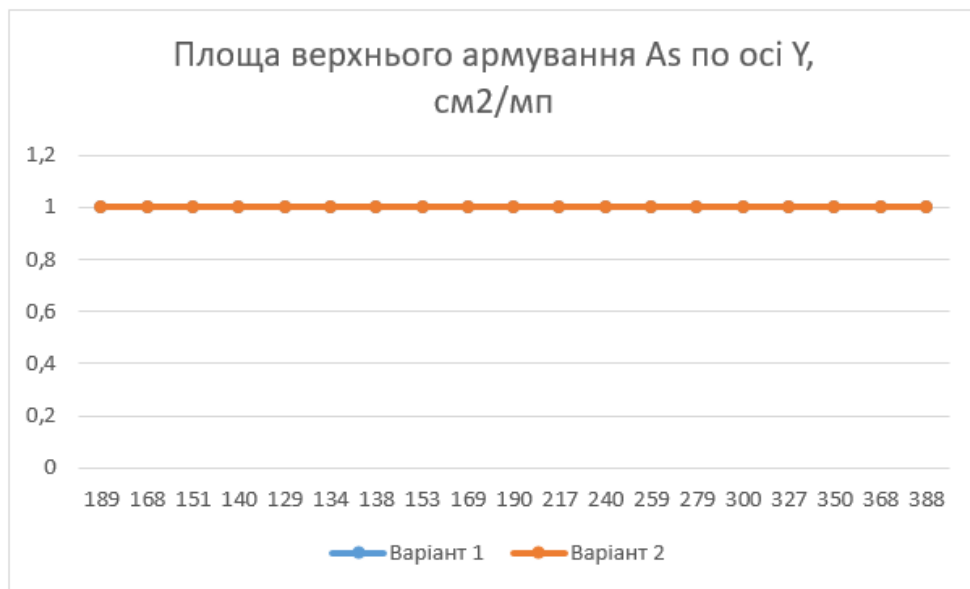
1	217	1	1	1	1				
1	217	1	1	1	1				
1	240	1	1	1,09	1				
1	240	1	1	1,09	1				
1	259	1	1	1,17	1				
1	259	1	1	1,17	1				
1	279	1	1	1,31	1				
1	279	1	1	1,31	1				
1	300	1	1	1,52	1				
1	300	1	1	1,52	1				
1	327	1	1	1,66	1				
1	327	1	1	1,66	1				
1	350	1	1	1,75	1				
1	350	1	1	1,75	1				
1	368	1	1	1,8	1				
1	368	1	1	1,8	1				
1	388	1	1	1,83	1				
1	388	1	1	1,83	1				

Таблиця 7.9 Результат армування у пластинах для варіанту №2, см²/мп

ГР	Елемент	Верх по Y AS1	Верх по X AS2	Низ по Y AS3	Низ по X AS4	ASW1	ASW2	Шпр. трищ. Корот.	Шпр. трищ. Трив.
1 - Оболонка / h= 20.00 см/ Бетон C25/30/ Армування: подовжня Ах: А500С1, Ау: А500С1/ поперечна А500С1/ Крок арматурних стержнів 200 мм									
1	129	1	1	1	1				
1	129	1	1	1	1				
1	134	1	1,85	1	1				
1	134	1	1,85	1	1				
1	138	1	1	1	1				
1	138	1	1	1	1				
1	140	1	1	1	1				
1	140	1	1	1	1				
1	151	1	1	1	1				
1	151	1	1	1	1				
1	153	1	1	1	1				
1	153	1	1	1	1				
1	168	1	1	1	1				
1	168	1	1	1	1				
1	169	1	1	1	1				
1	169	1	1	1	1				
1	189	1	1	1	1				
1	189	1	1	1	1				
1	190	1	1	1	1				
1	190	1	1	1	1				
1	217	1	1	1	1				
1	217	1	1	1	1				
1	240	1	1	1,09	1				
1	240	1	1	1,09	1				

1	259	1	1	1,17	1				
1	259	1	1	1,17	1				
1	279	1	1	1,31	1				
1	279	1	1	1,31	1				
1	300	1	1	1,52	1				
1	300	1	1	1,52	1				
1	327	1	1	1,66	1				
1	327	1	1	1,66	1				
1	350	1	1	1,75	1				
1	350	1	1	1,75	1				
1	368	1	1	1,8	1				
1	368	1	1	1,8	1				
1	388	1	1	1,83	1				
1	388	1	1	1,83	1				

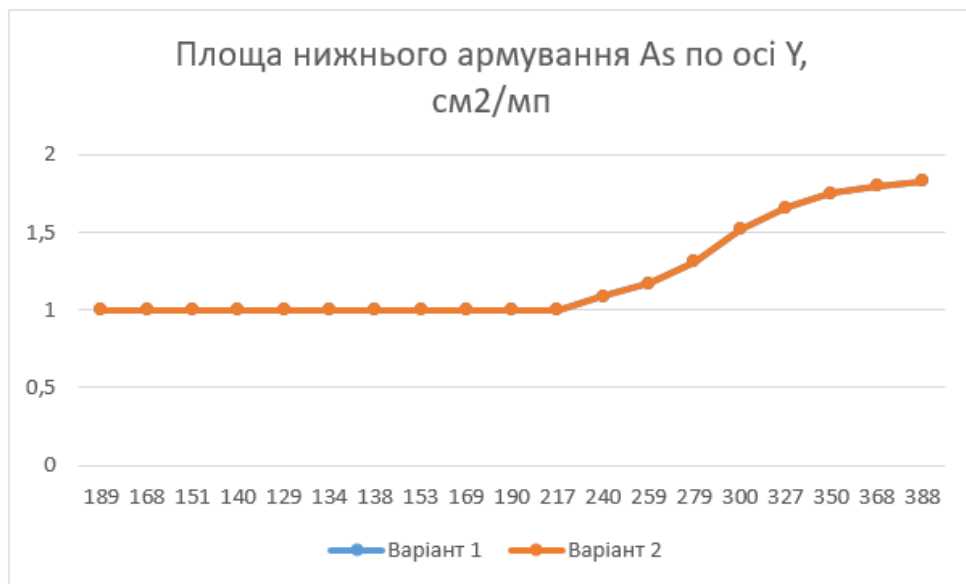
На рис. 7.3.3.2, а – г, показані розрахункові площі нижнього та верхнього шарів армування плити.



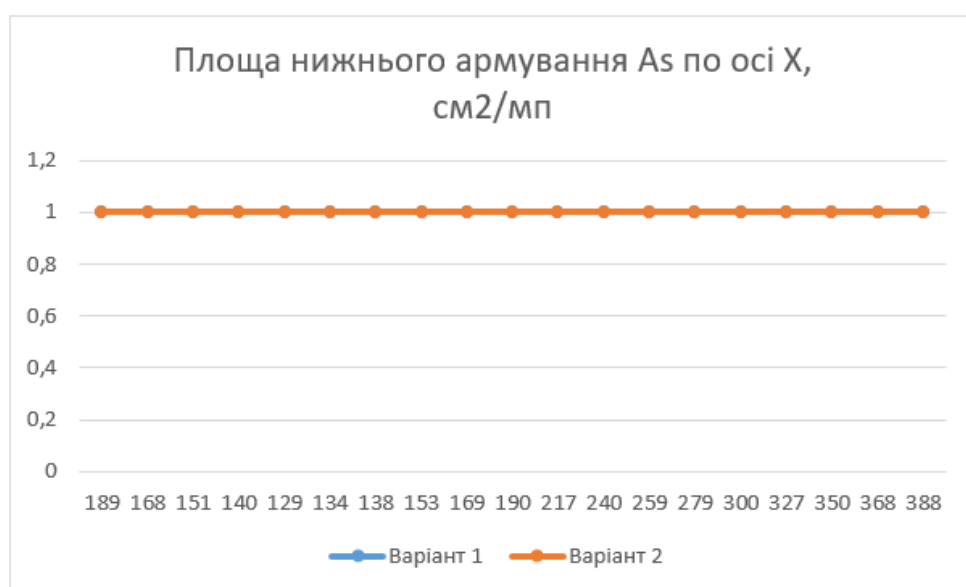
а)



б)



в)



г)

Рис. 7.3.3.2 Армування плити

а). верхній шар по осі Y; б). верхній шар по осі X; в). нижній шар по осі Y; г). нижній шар по осі X.

Розрахункове значення площі робочої арматури – $1,92 \text{ см}^2/\text{мп}$.

Приймаємо конструктивну арматуру класу А400с, в обох напрямках, з шагом 200 мм - d_{12} , площа робочої арматури – $5,655 \text{ см}^2/\text{мп}$.

7.4 Висновки по розділу 7.

Аналізуючи вище наведену інформацію, отриману від статичного розрахунку в програмному комплексі «ЛІРА-САПР» при запроєктованих геометричних розмірах монолітного перекриття, робимо висновок, що клас бетону, в нашому випадку С20/25 або С25/30, не впливає на напружено-

деформований стан плити і, як результат, на армування плити. Тому, виходячи з економічної точки зору, на даному етапі приймаємо клас бетону С20/25.

РОЗДІЛ.8 ЛІНІЙНИЙ ТА НЕЛІНІЙНИЙ РОЗРАХУНОК ПЛИТИ

Лінійний розрахунок – це такий розрахунок, в якому зв’язок між силами, що мають дію на розглядаєму конструкцію, і переміщеннями точок цієї конструкції приймається лінійним. В основі фізичних рівнянь розрахунка, майже завжди, лежить закон Гука. Насправді це не так. Наприклад, деякі будівельні матеріали, такі як пластик, деревина та інші характеризуються нелінійною залежністю напружень від з’явившихся деформацій навіть при досить невеликих навантаженнях. Така нелінійність має назву фізична. Проявляється вона коли з’являються пластичні деформації, при криволінійній діаграмі «напруження - деформації», від впливу зовнішніх факторів при зміні властивостей матеріалів.

8.1 Вихідні дані для проведення розрахунку.

Приймаємо два варіанти конструювання, всі вихідні данні залишаємо з попереднього розрахунку, тільки перший варіант розраховується лінійно, а другий варіант розраховується з інженерною нелінійністю:

- Варіант 1 - монолітна плита бетонується з бетону класу C20/25, армування з стрижневої арматури класу A400с – виконуємо лінійний розрахунок.

- Варіант 2 - монолітна плита бетонується з бетону класу C25/30, армування з стрижневої арматури класу A500с – Розрахунок виконуємо з урахуванням Інженерної нелінійності.

8.2 Аналіз результатів розрахунку від РСН.

8.2.1 Напружений стан

За результатами розрахунку програма викреслює мозаїки напружень для двох видів розрахунку.

Мозаїка ізополя напруженого стану плит при лінійному розрахунку показана на рис.8.2.1.1 – 8.2.1.3:

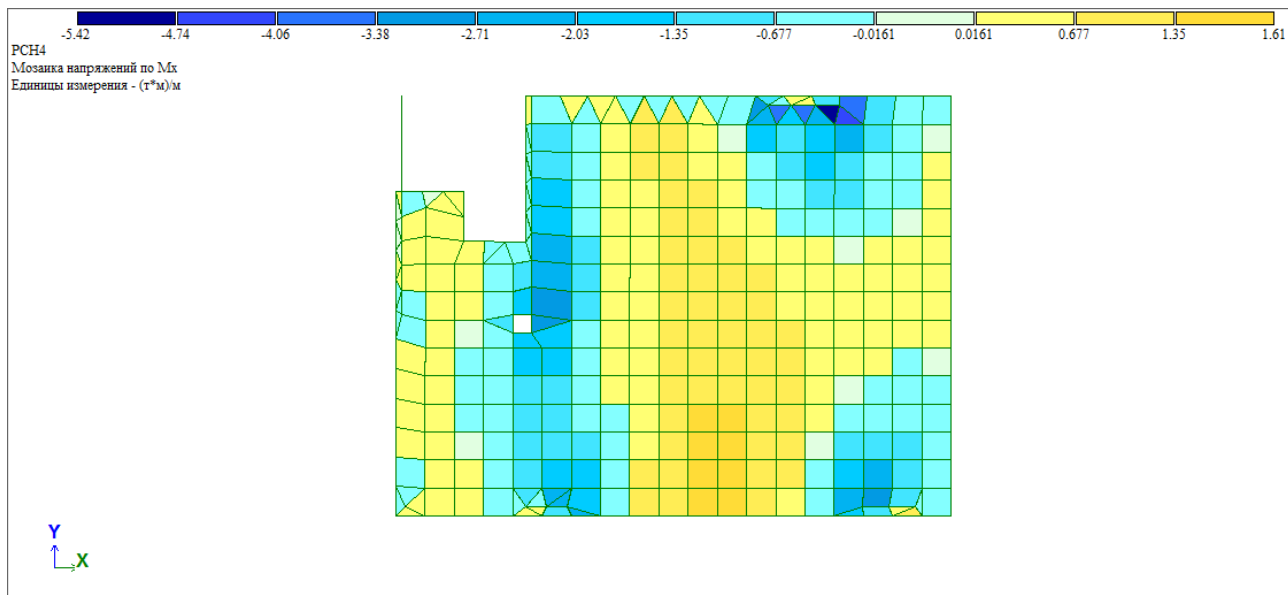


Рис. 8.2.1.1 Мозайка напряжень по Mx

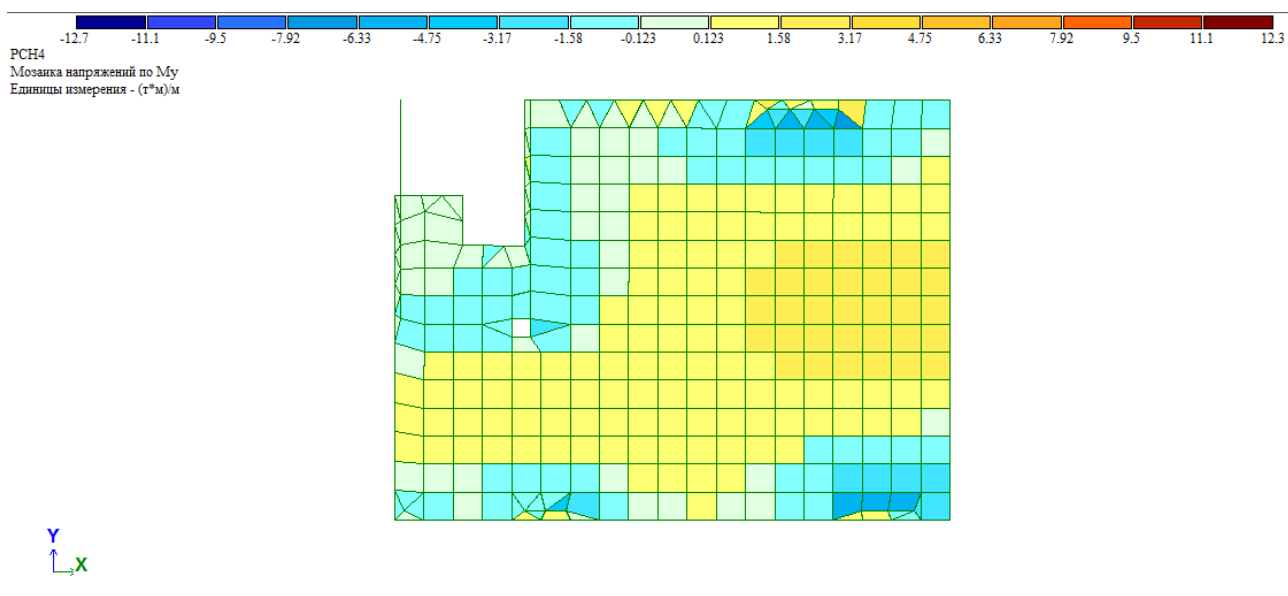


Рис. 8.2.1.2 Мозайка напряжень по My

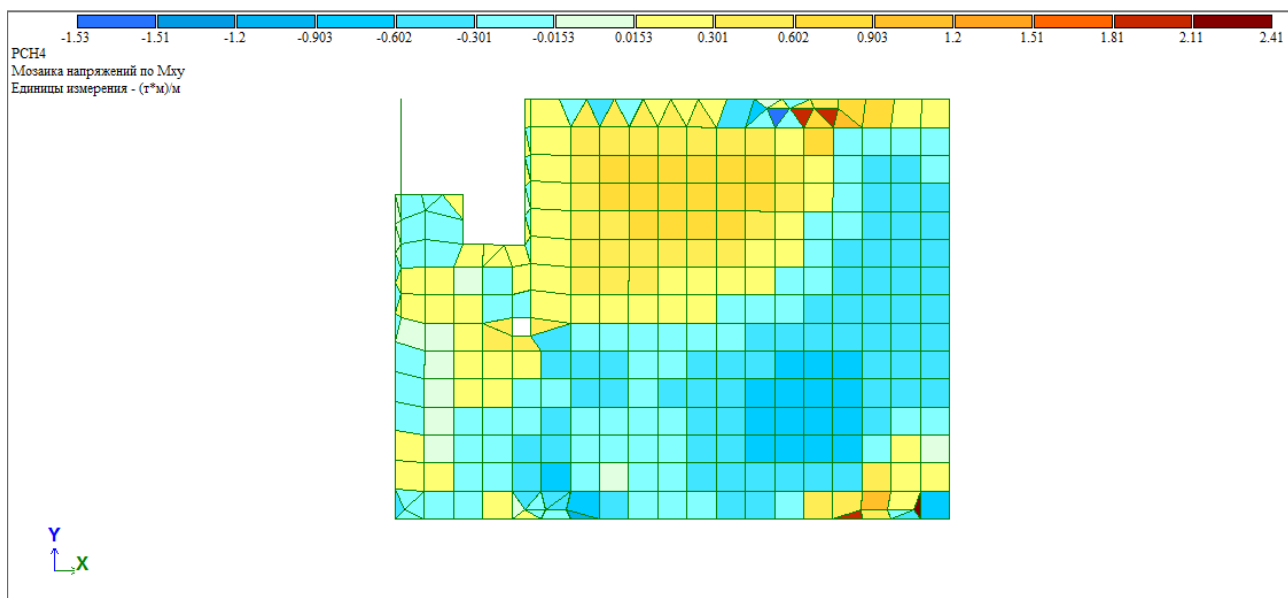


Рис. 8.2.1.3 Мозайка напружень по M_{xy}

Мозайка ізополю напруженого стану плит при розрахунку з Інженерною нелінійністю показана на рис. 8.2.1.4 – 8.2.1.6

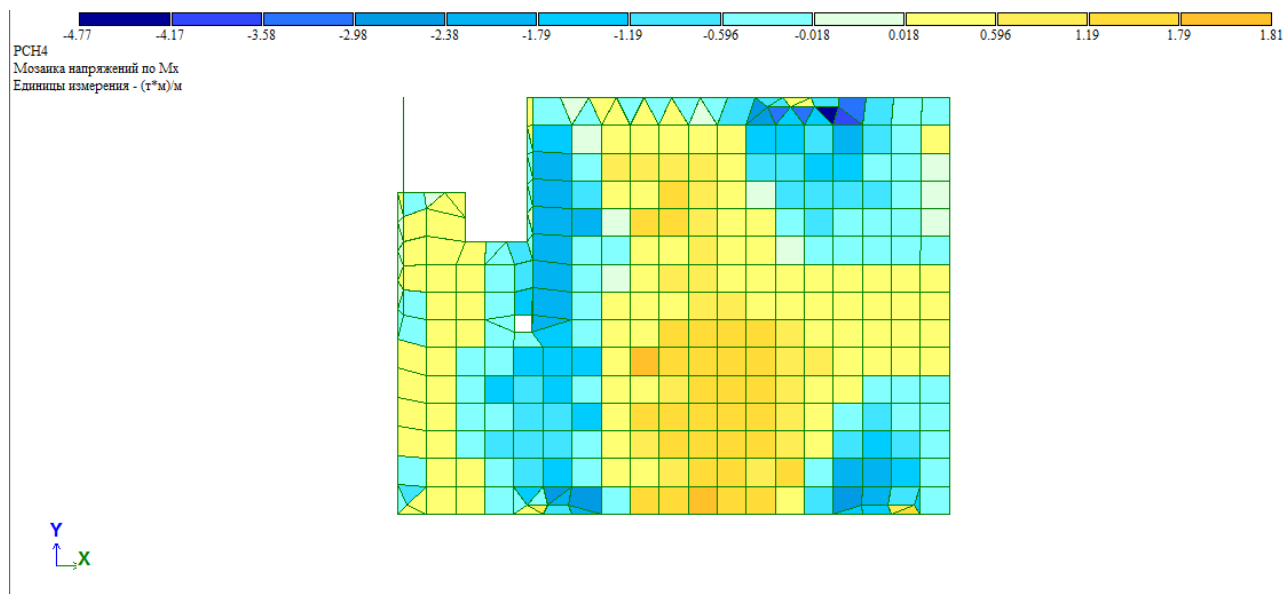


Рис. 8.2.1.4 Мозайка напружень по M_x при Інженерній нелінійності

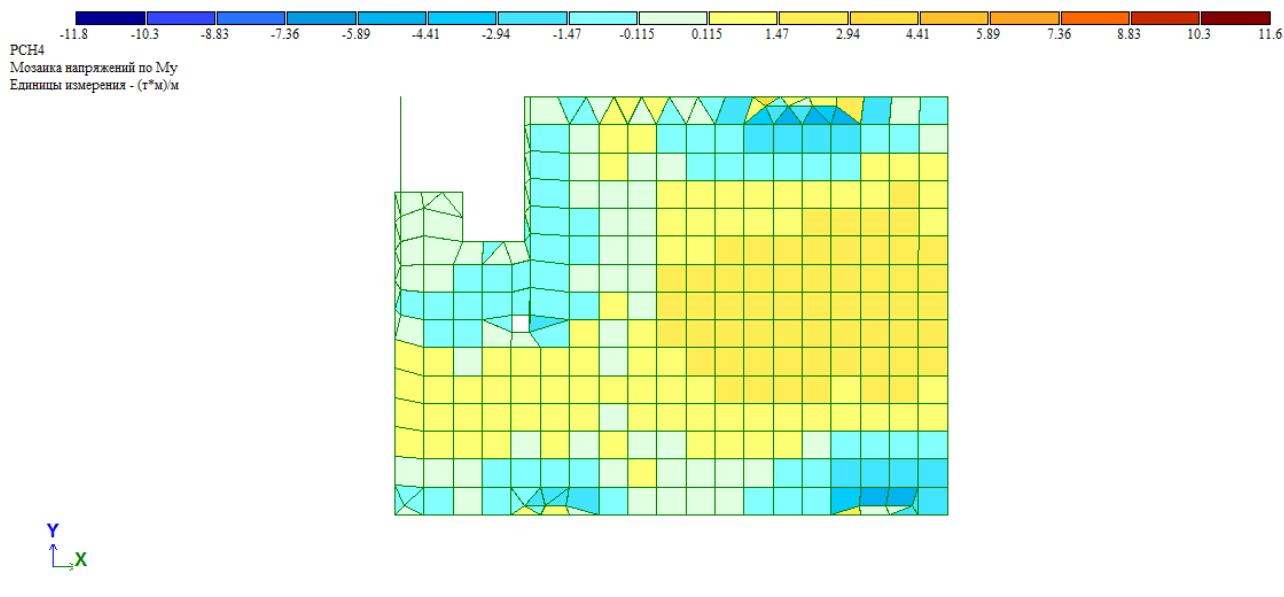


Рис. 8.2.1.5 Мозайка напружень по M_y при Інженерній нелінійності

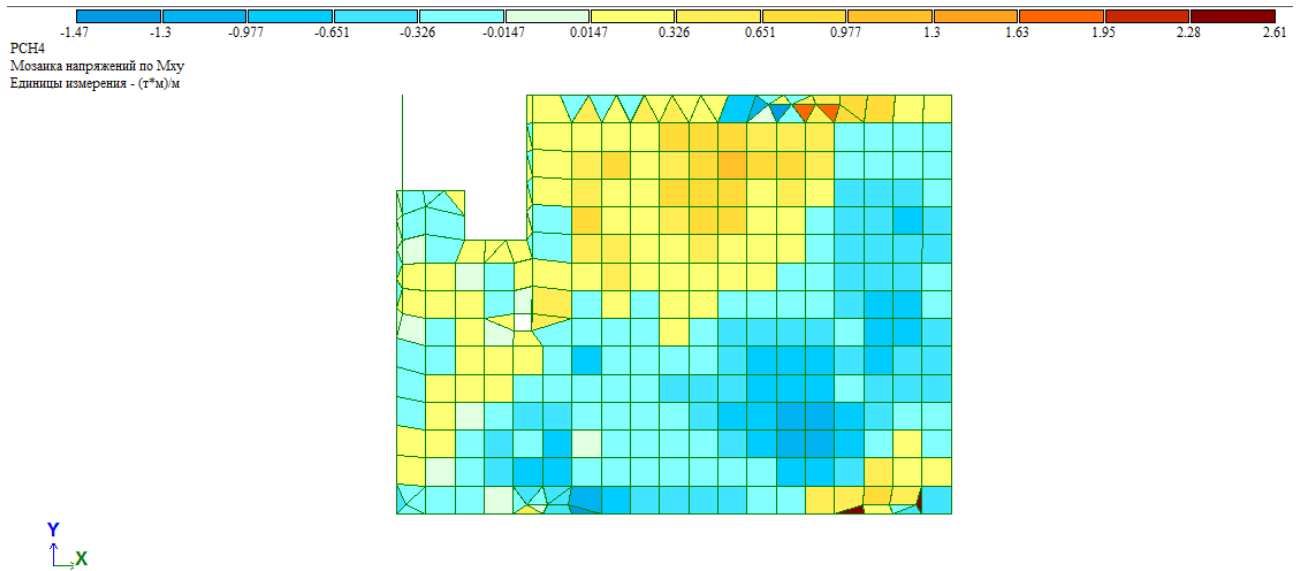


Рис. 8.2.1.6 Мозайка напружень по M_{xx} при Інженерній нелінійності

Порівняльні графіки напруженого стану плити в перерізі по елементах 379 – 441 при лінійному розрахунку та при інженерній нелінійності приведені на рис. 8.2.1.8. Переріз елементів 379 – 441 показаний на рис. 8.2.1.7.

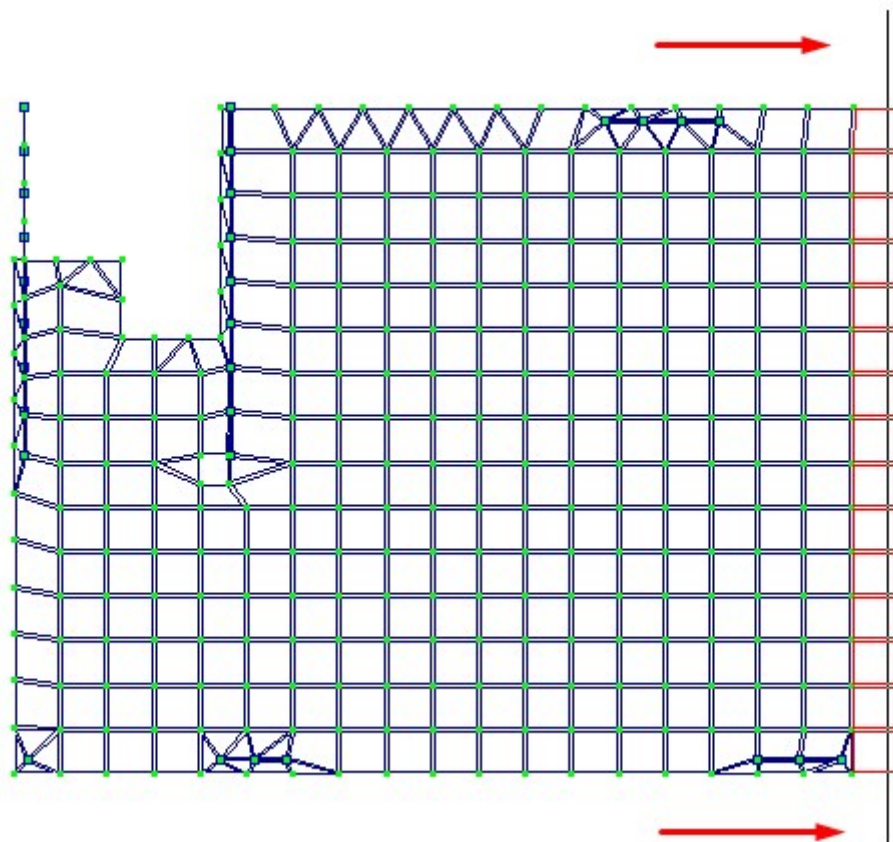


Рис. 8.2.1.7 Переріз елементів плити 379-441 та напрямок погляду.

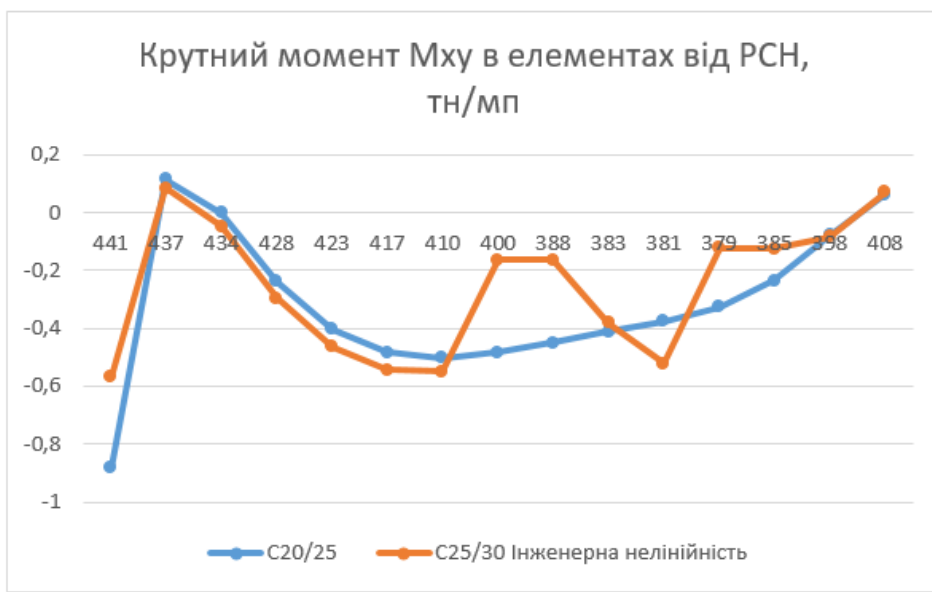
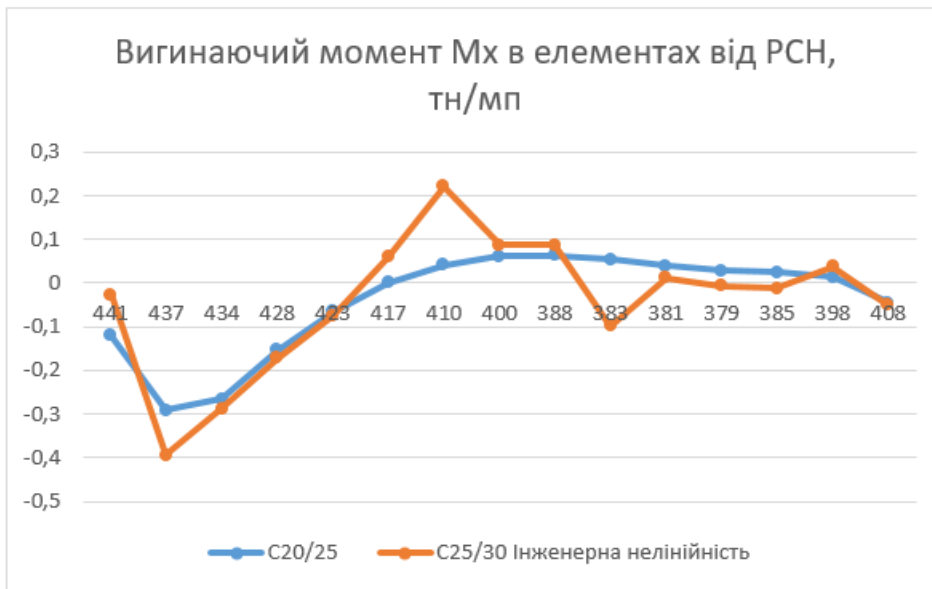


Рис. 8.2.1.8 Вигинаючі зусилля в елементах плити.

а). по M_x ; б). по M_y ; в) по M_{xy}

Порівняння вигинаючих моментів M_x , M_y , M_{xy} від РСН для варіантів розрахунку приведено в таблицях 8.1 – 8.3.

Таблиця 8.1. Момент M_x (т*м/мп) в елементах 379 – 441.

Номер елемента	Варіант 1	Варіант 2	Різниця, %
441	-0,121	-0,026	-78,5
437	-0,292	-0,395	+35,3
434	-0,266	-0,288	+8,3
428	-0,154	-0,172	+11,7
423	-0,066	-0,074	+12,1
417	0,001	0,06	+5900
410	0,042	0,222	+428
400	0,062	0,088	+41,9
388	0,063	0,087	+38,1
383	0,054	-0,098	+81,5
381	0,039	0,012	-69,2
379	0,029	-0,007	-75,9
385	0,025	-0,013	-48,0
398	0,014	0,037	+164,3
408	-0,045	-0,05	+11,1

Таблиця 8.2. Момент M_y (т*м/мп) в елементах 379 – 441.

Номер елемента	Варіант 1	Варіант 2	Різниця, %
441	-2,515	-1,787	-28,9
437	-2,802	-2,172	-22,5
434	-1,4	-0,961	-31,4
428	-0,026	0,32	-1330
423	1,028	1,32	+28,4
417	1,751	1,987	+13,5
410	2,179	2,125	-2,5
400	2,345	2,182	-7,0
388	2,274	2,382	+4,7
383	1,987	2,065	+3,9
381	1,515	1,279	-15,6
379	0,919	0,122	-86,7
385	0,321	0,246	-23,4
398	-0,072	0,027	-103,8
408	-0,128	-0,157	+22,7

Таблиця 8.3. Момент M_{xy} (т*м/мп) в елементах 379 – 441.

Номер елемента	Варіант 1	Варіант 2	Різниця, %
441	-0,884	-0,568	-35,7
437	0,114	0,084	-26,3
434	-0,002	-0,048	+2300
428	-0,239	-0,296	+23,8
423	-0,402	-0,465	+15,7
417	-0,484	-0,545	+12,6
410	-0,502	-0,548	+9,2
400	-0,483	-0,163	-66,3
388	-0,449	-0,164	-63,5
383	-0,411	-0,382	-7,1
381	-0,375	-0,523	+39,5
379	-0,325	-0,123	-62,2
385	-0,235	-0,126	-46,4
398	-0,079	-0,084	+6,3
408	0,062	0,071	+14,5

Проаналізувавши дані таблиць 8.1, 8.2, та 8.3 бачимо, що різниця між лінійним та нелінійним розрахунками досить суттєва і варіюється в межах: для M_x – від -78,5% до +164,3%; для M_y – від -103,8% до +28,4%; для M_{xy} – від -66,3% до +39,5%.

8.2.2 Деформований стан

Деформований стан плити при різних варіантах розрахунку показано на рис. 8.2.2.1 та рис.8.2.2.2.

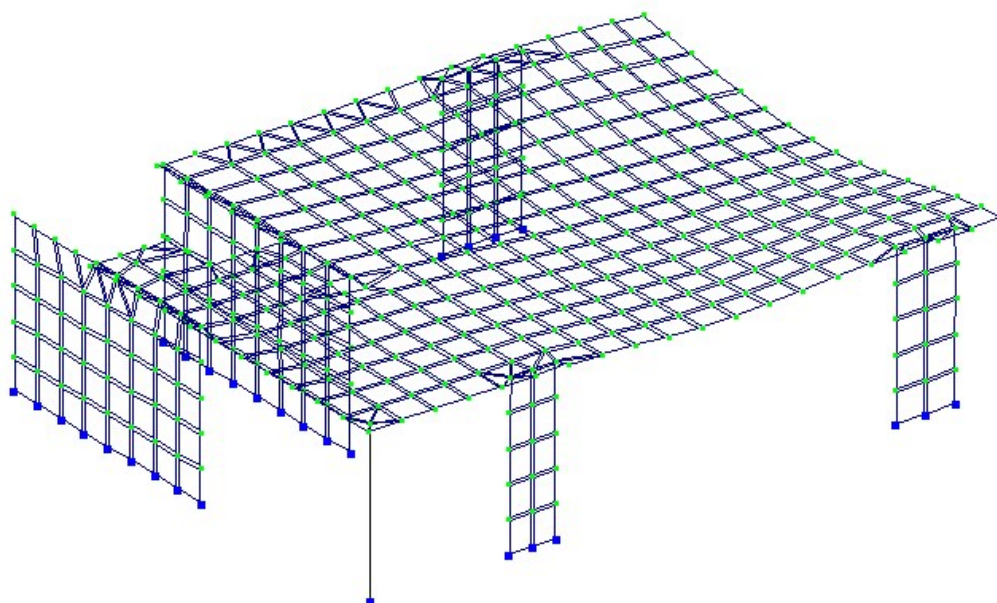


Рис. 8.2.2.1 Деформований стан для варіанту для лінійного розрахунку

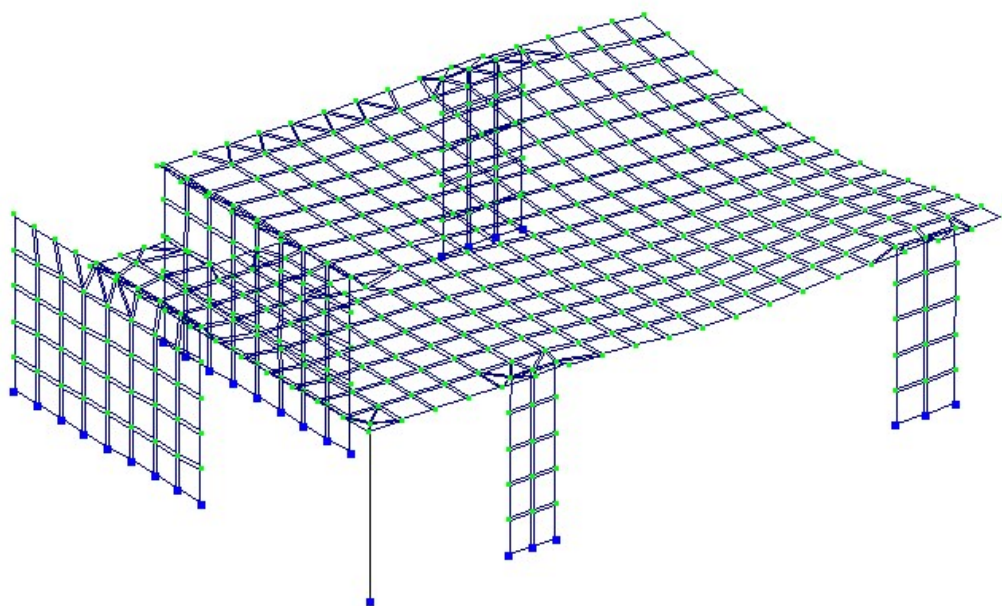


Рис. 8.2.2.2 Деформований стан для варіанту для інженерної нелінійності

Мозаїки ізополя деформації (переміщень) вузлів плити при різних розрахунках показані на рис.8.2.2.3 та 8.2.2.4.

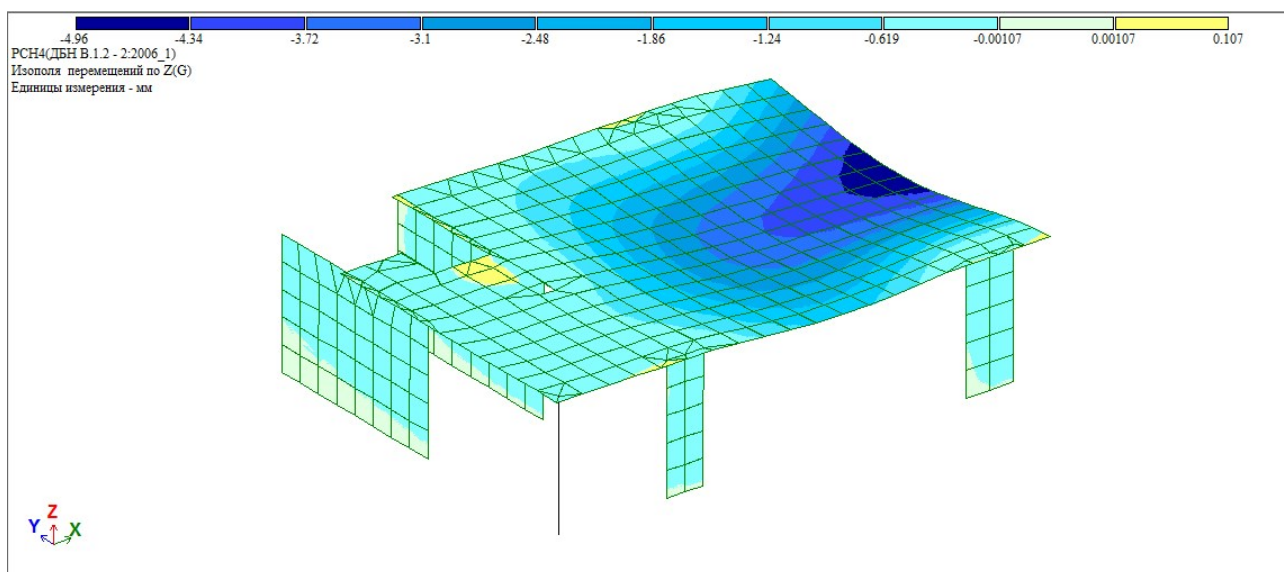


Рис. 8.2.2.3 Мозайка переміщень вузлів при лінійному розрахунку.

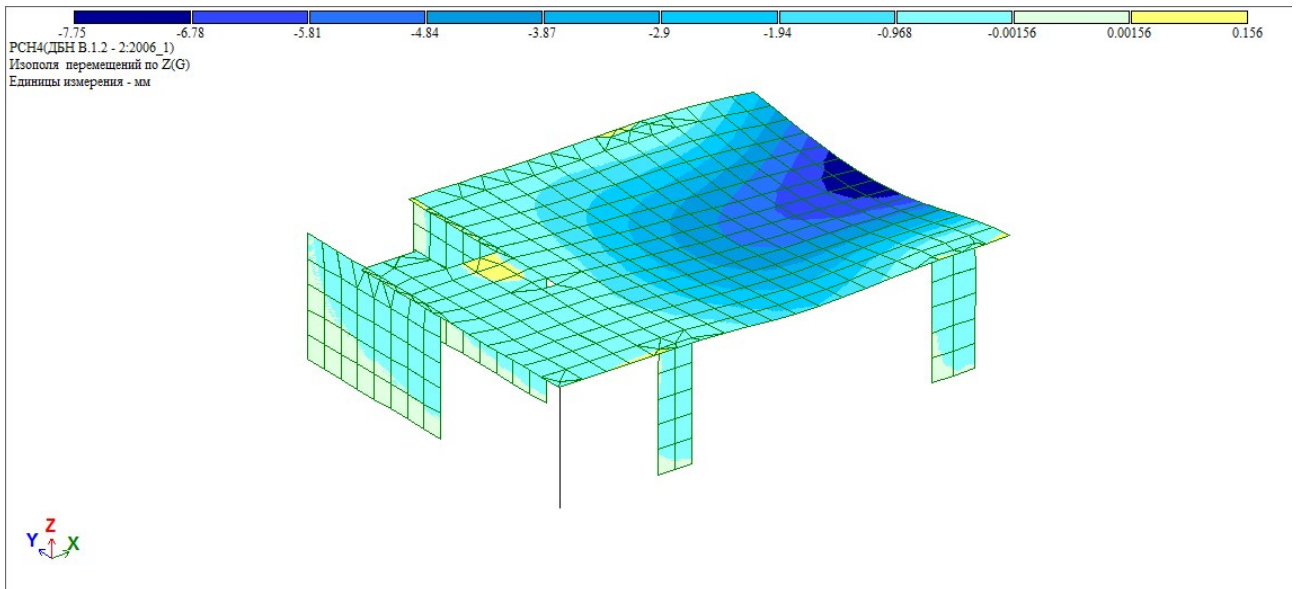


Рис. 8.2.2.4 Мозайка переміщень вузлів при інженерній нелінійності.

Епюри переміщень вузлів (елементів 379 – 441) плити при лінійному розрахунку та з інженерною нелінійністю показані на рис. 8.2.2.5 та 8.2.2.6 відповідно.

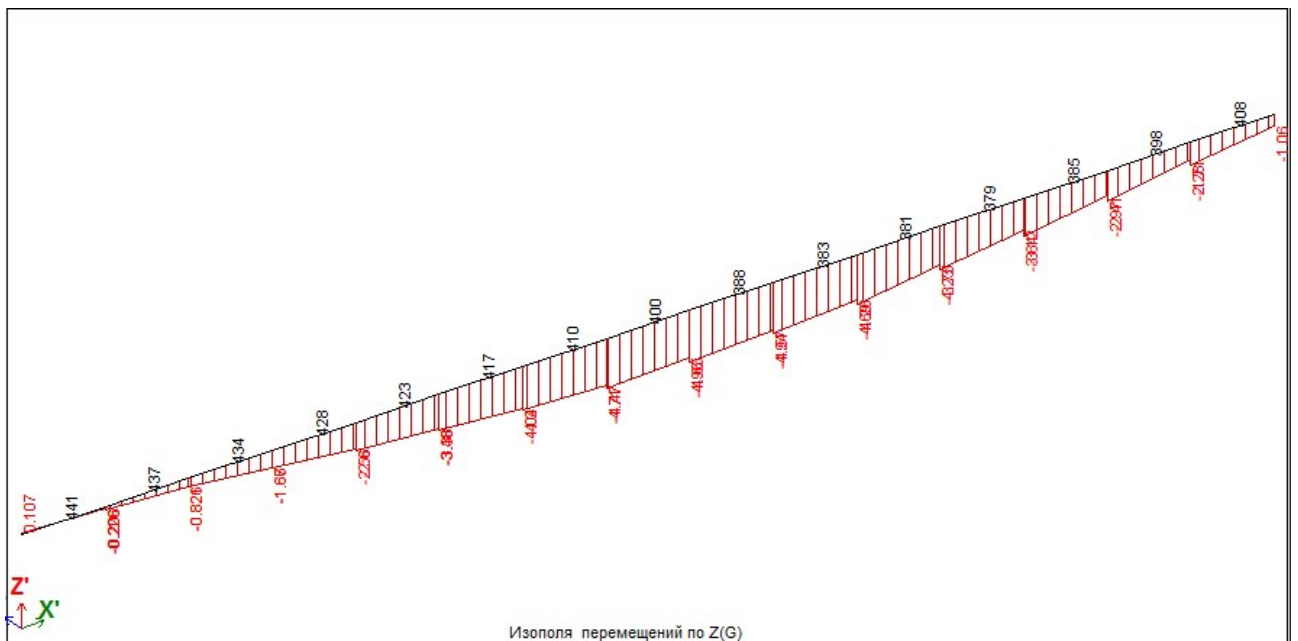


Рис. 8.2.2.5 Епюра переміщень при лінійному розрахунку від РСН.

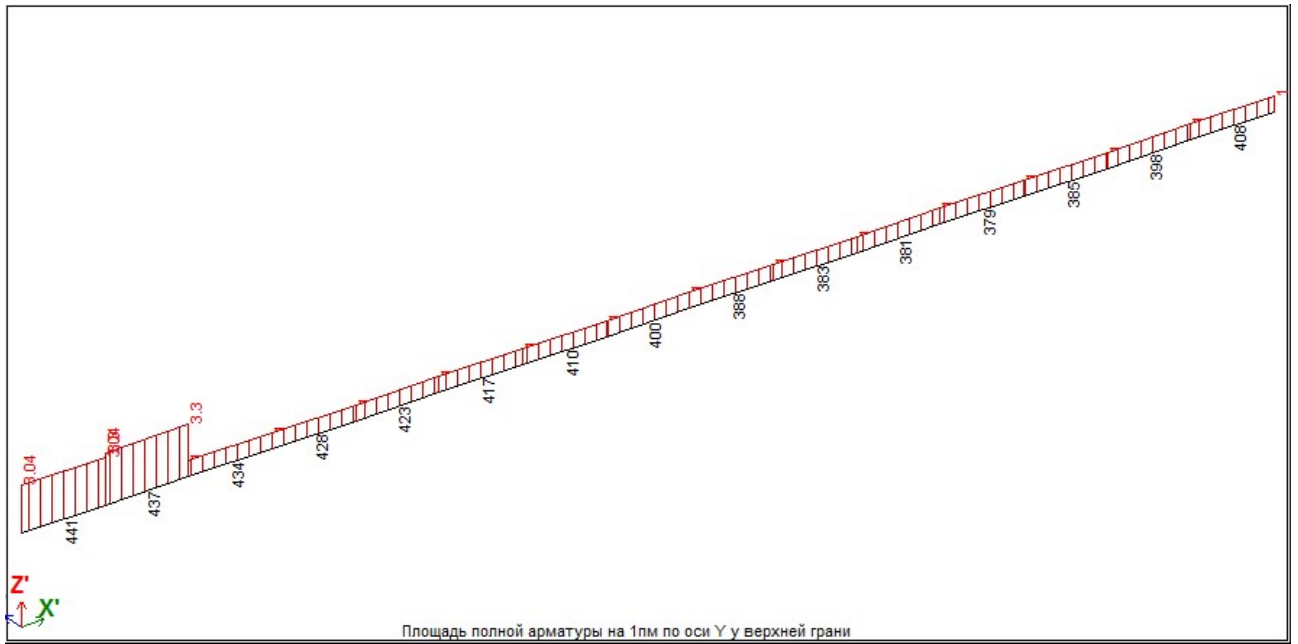
Таблиця 8.4. Таблиця порівняння переміщення вузлів 41 – 215 (в мм) в елементах 379 – 441.

Номер вузла	Варіант 1 Лінійні розрахунок	Варіант 2 Інженерна нелінійність	Різниця, %
42	0,107	0,459	+329,0
202	-2,281	-3,583	+57,1
203	-2,97	-4,662	+57,0
204	-3,638	-5,725	+57,4
205	-4,233	-6,609	+56,1
206	-4,687	-7,26	+54,9
207	-4,942	-7,673	+55,3
208	-4,955	-7,666	+54,7
209	-4,706	-7,226	+53,5
210	-4,202	-6,451	+53,5
211	-3,476	-5,372	+54,5
212	-2,597	-4,085	+57,3
213	-1,667	-2,709	+62,5
214	-0,826	-1,38	+67,1
215	-0,226	-0,318	+40,7
41	-1,597	-2,507	+56,7

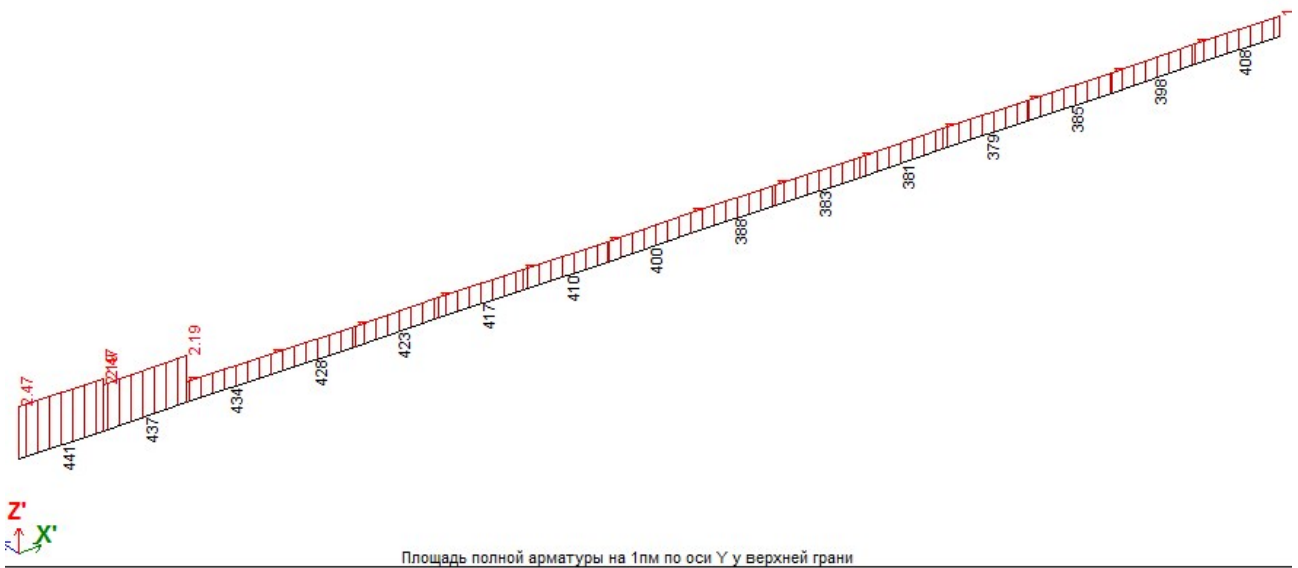
Перевіримо плиту за рівнем граничного прогину. Згідно вимог ДСТУ [5] граничний прогін повинен бути менше або дорівнює $1/250$ прольоту. В нашому випадку граничний прогін дорівнює $7100/250 = 28,4$ мм, що менше за розрахунковий – 7,67 мм. Умова виконана.

8.2.3 Підбір армування.

Програмний комплекс «ЛІРА-САПР» під час розрахунку автоматично підібрав розрахункові площі арматури, як верхнього, так і нижнього шарів. На рис. 8.2.3.1 – 8.2.3.4 показані епюри площі робочого армування плити.



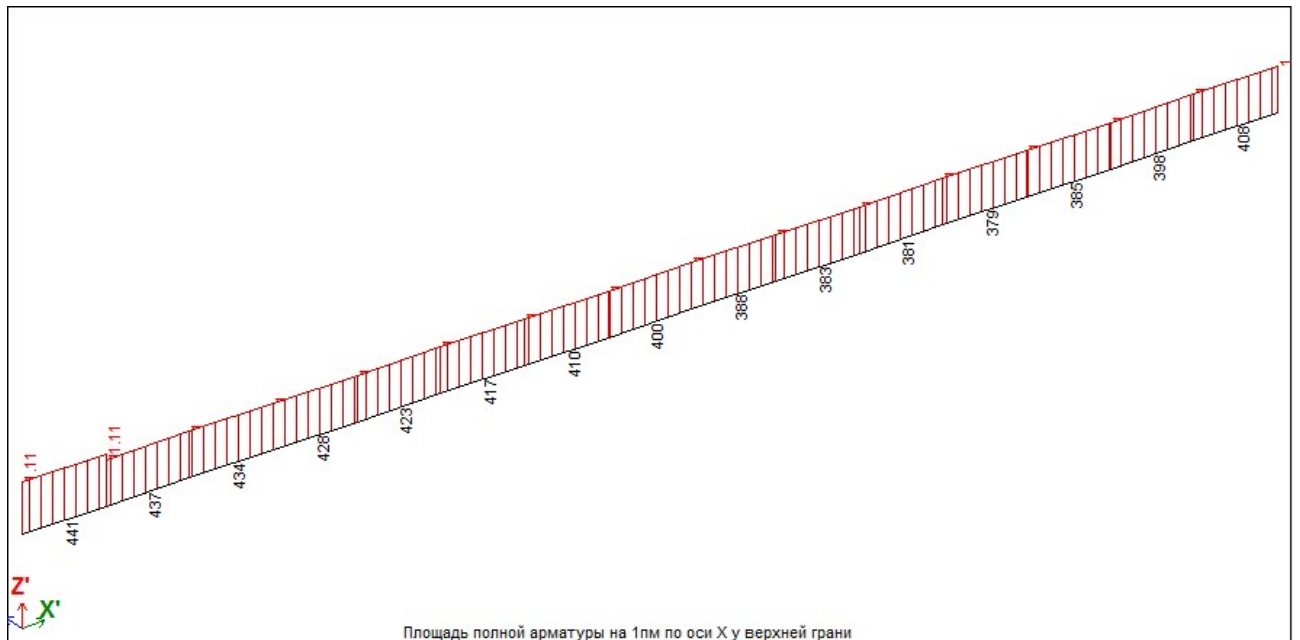
a)



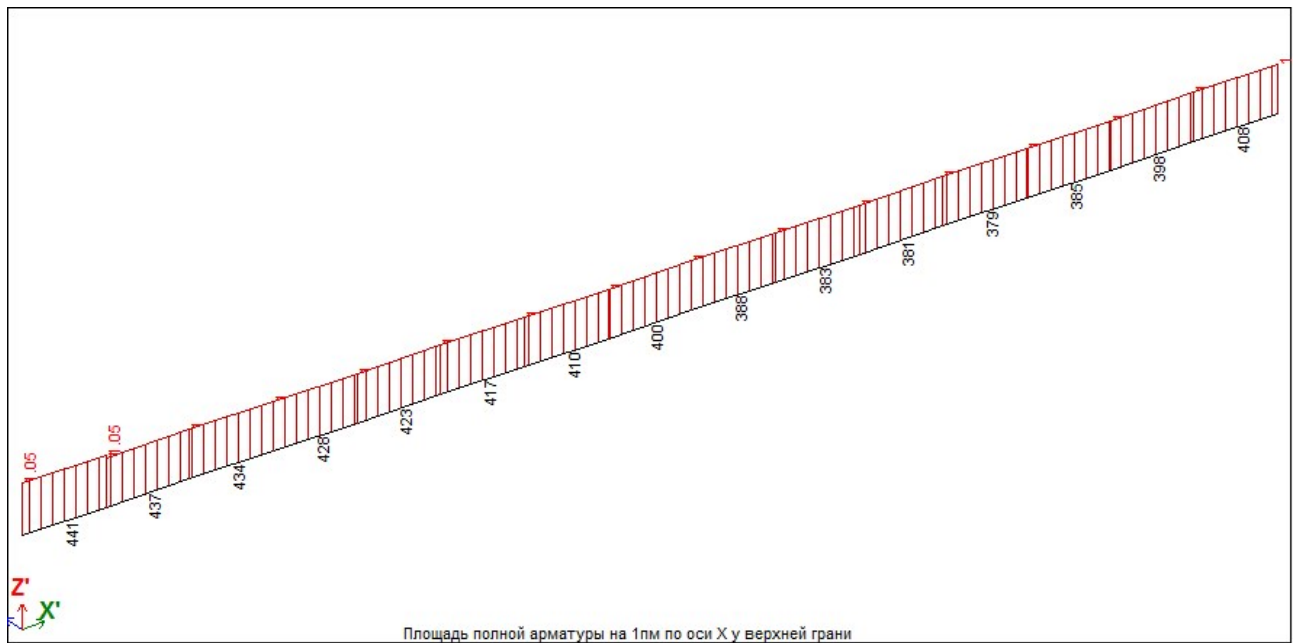
б)

Рис. 8.2.3.1 Епюри розрахункової площі верхньої робочої арматури по осі Y:

а). лінійний розрахунок; б). інженерна нелінійність



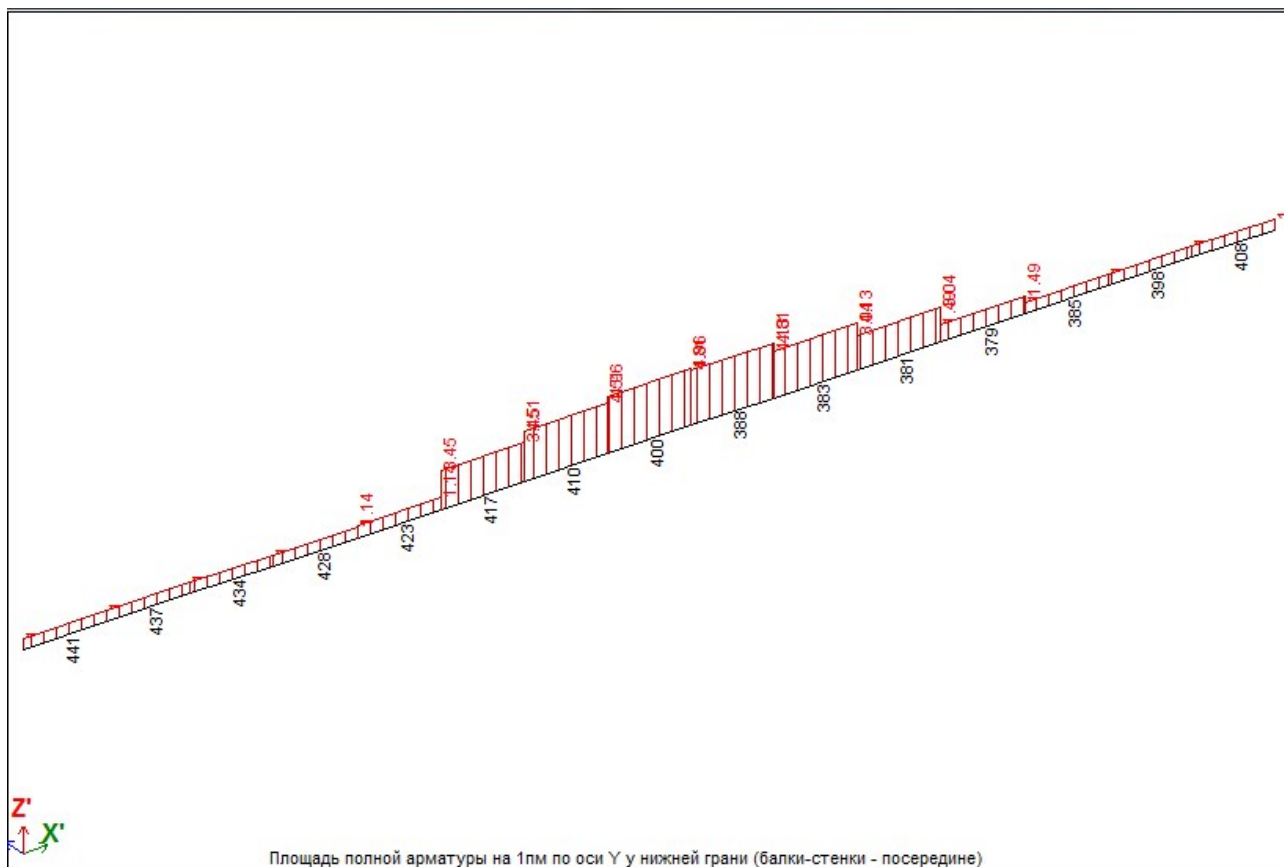
а)



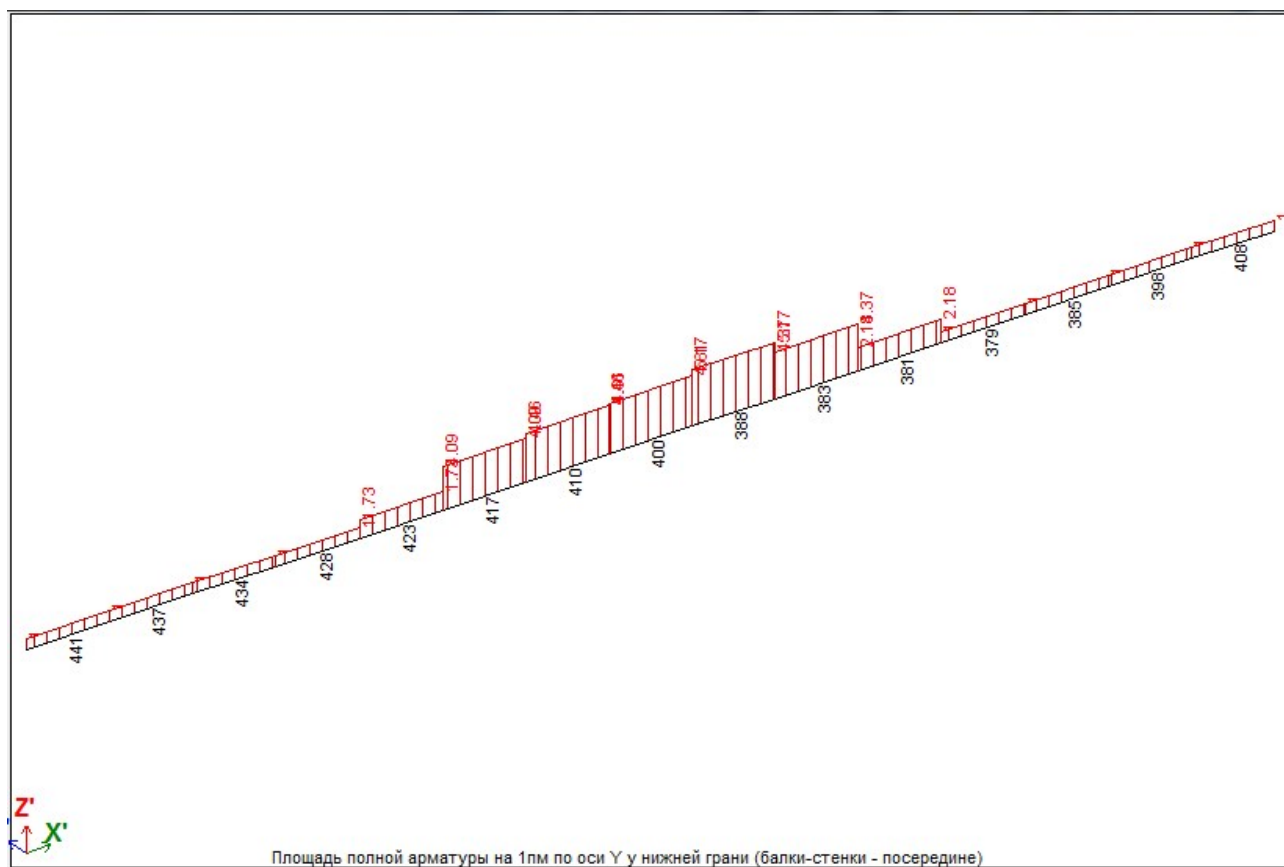
б)

Рис. 8.2.3.2 Епюри розрахункової площі верхньої робочої арматури по осі X:

а). лінійний розрахунок; б). інженерна нелінійність



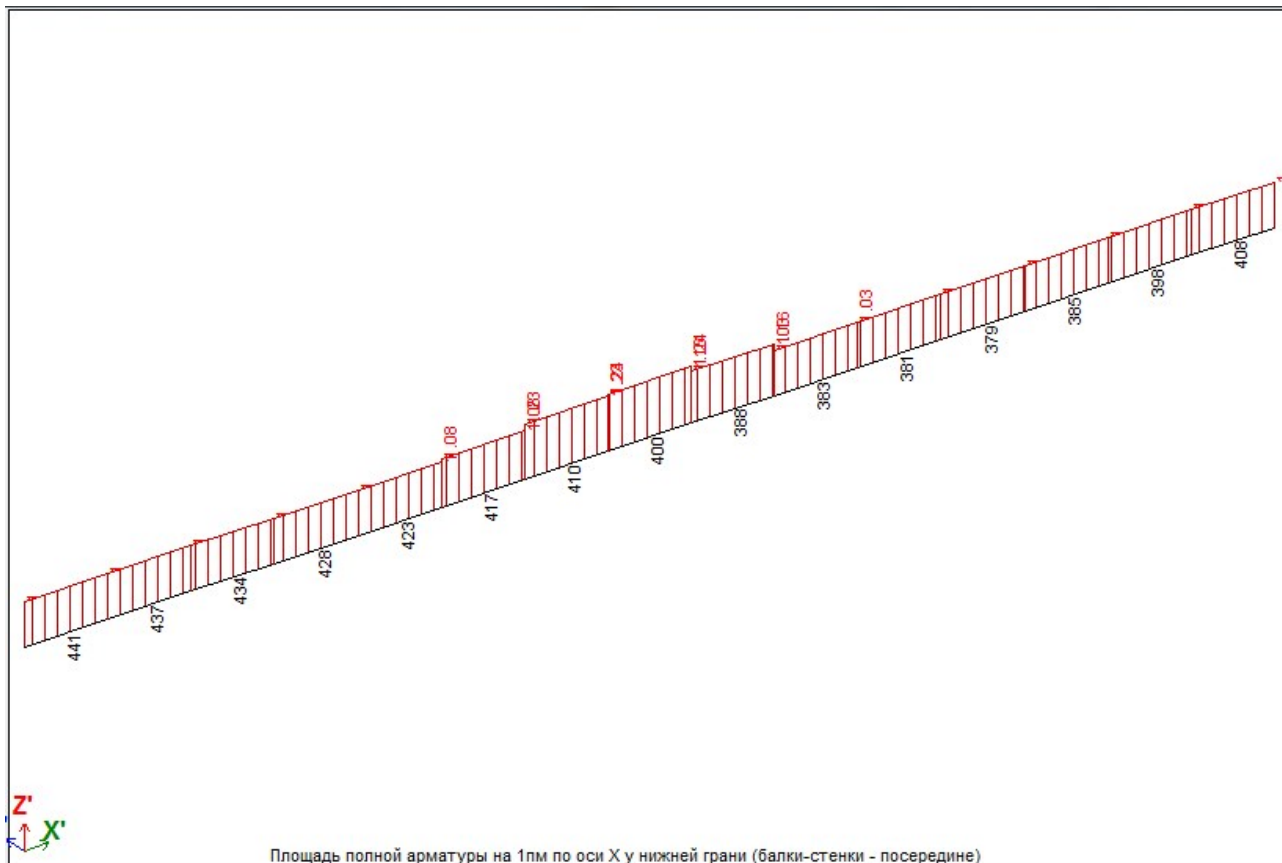
а)



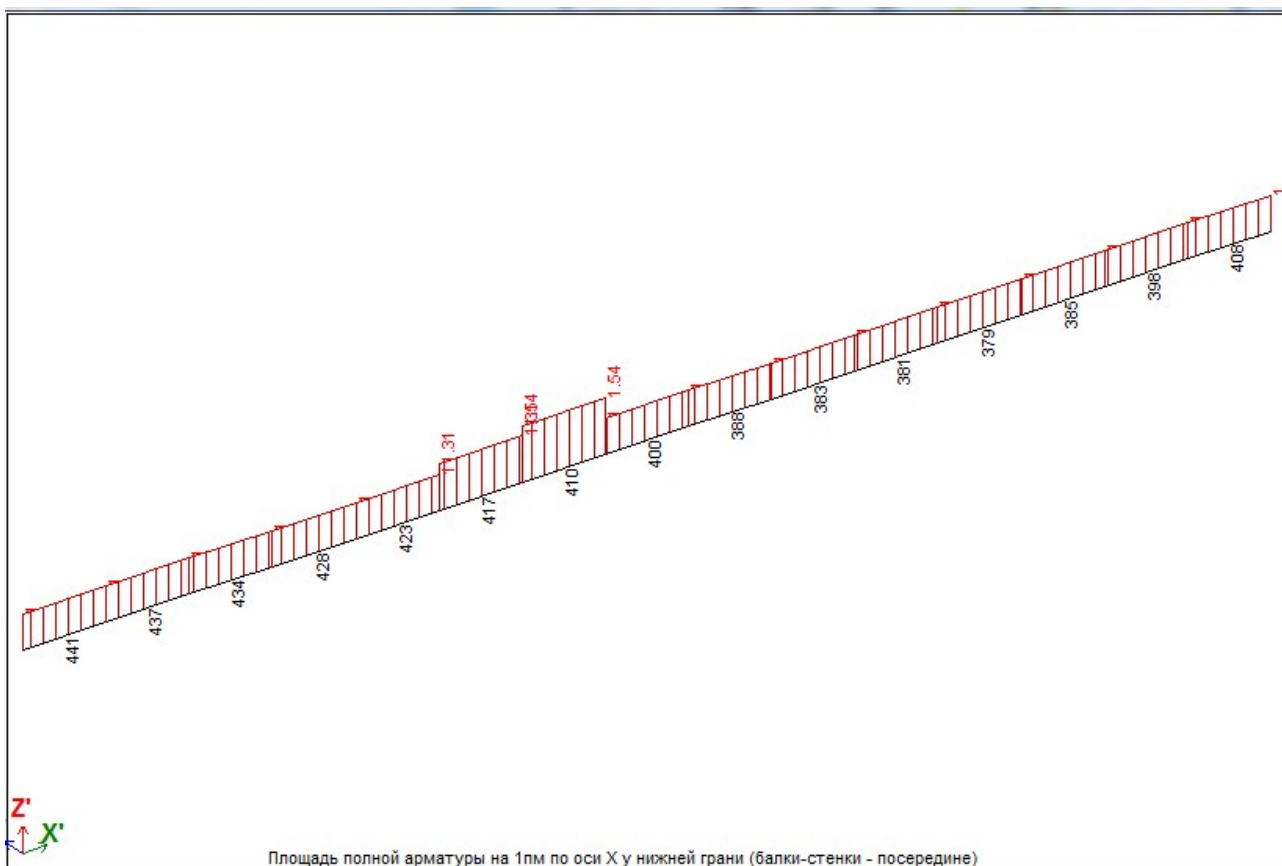
б)

Рис. 8.2.3.3 Епюри розрахункової площі нижньої робочої арматури по осі Y:

а). лінійний розрахунок; б). інженерна нелінійність



а)



б)

Рис. 8.2.3.4 Епюри розрахункової площі нижньої робочої арматури по осі X:

а). лінійний розрахунок; б). інженерна нелінійність

В табл. 8.5 та 8.6 наведено результат армування у пластинах 379 – 441 для варіантів №1 та №2 відповідно.

Таблиця 8.5 Результат армування у пластинах при лінійному розрахунку
(варіант1), см²/м

ГР	Елемент	Верх по Y AS1	Верх по X AS2	Низ по Y AS3	Низ по X AS4	ASW1	ASW2	Шир. трищ. Корот.	Шир. трищ. Трив.
1 - Оболонка / h= 20.00 см/ Бетон C20/25/ Армура: подовжня Ах: А400С1, Ау: А400С1/ поперечна А400С1/ Крок арматурних стержнів 200 мм									
1	379	1	1	1,49	1				
1	381	1	1	3,04	1			0,27	0,4
1	383	1,03	1	4,13	1			0,3	0,4
1	385	1	1	1	1				
1	388	1,16	1	4,81	1			0,3	0,4
1	398	1	1	1	1				
1	400	1,24	1	4,96	1			0,3	0,4
1	408	1	1	1	1				
1	410	1,23	1	4,51	1			0,3	0,4
1	417	1,08	1	3,45	1			0,27	0,4
1	423	1	1	1,14	1				
1	428	1	1	1	1				
1	434	1	1	1	2,56			0,27	0,4
1	437	1	1	1	6,13			0,3	0,4
1	441	1	2,1	1	5,67			0,3	0,4

Таблиця 8.6 Результат армування у пластинах при інженерній нелінійності
(варіант 2), см²/м

ГР	Елемент	Верх по Y AS1	Верх по X AS2	Низ по Y AS3	Низ по X AS4	ASW1	ASW2	Шир. трищ. Корот.	Шир. трищ. Трив.
1 - Оболонка / h= 20.00 см/ Бетон C25/30/ Армура: подовжня Ах: А500С1, Ау: А500С1/ поперечна А500С1/ Крок арматурних стержнів 200 мм									
1	379	1	1	1	1				
1	381	1	1	2,18	1				
1	383	1	1	4,37	1			0,27	0,4
1	385	1	1	1	1				
1	388	1	1	5,17	1			0,3	0,4
1	398	1	1	1	1				
1	400	1	1	4,61	1			0,27	0,4
1	408	1	1	1	1				
1	410	1,54	1	4,46	1			0,27	0,4
1	417	1,31	1	4,09	1			0,27	0,4
1	423	1	1	1,73	1				
1	428	1	1	1	1				
1	434	1	1	1	1,1				
1	437	1	1	1	4,55			0,27	0,4
1	441	1	1,23	1	3,75			0,27	0,4

Зробимо порівняння площі армування нижнього шару плити, див. таблицю 8.7 та 8.8. Верхнє армування не враховуємо, так як армування в цій частині більш конструктивне (розрахункові площі арматури замалі).

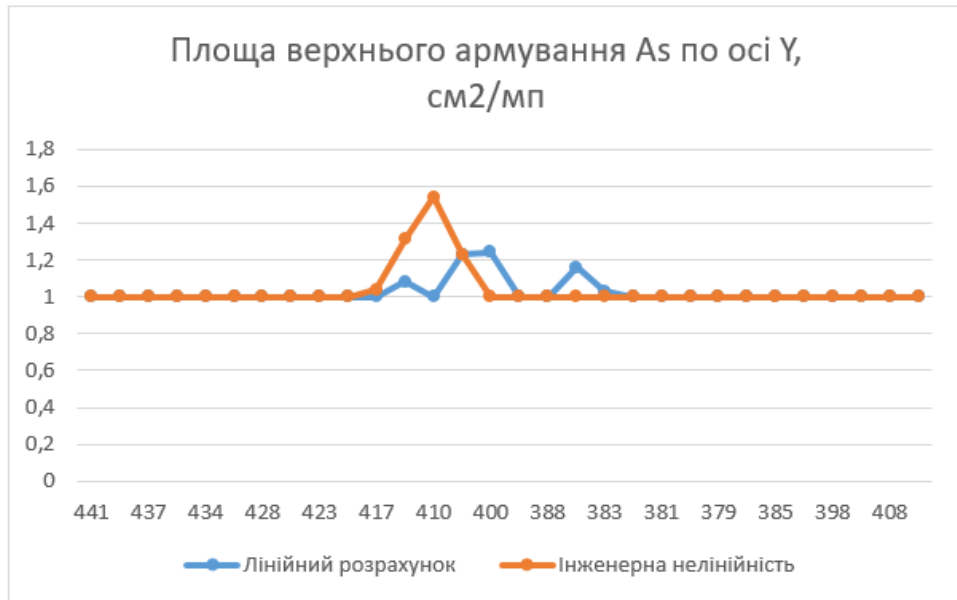
Таблиця 8.7 Порівняння розрахункової площі нижньої арматури по осі Y (AS3) між варіантами, см²/м

Номер елемента	Варіант 1 Лінійний розрахунок	Варіант 2 Інженерна нелінійність	Різниця, %
379	1,49	1	-32,9
381	3,04	2,18	-28,3
383	4,13	4,37	+5,8
385	1	1	0
388	4,81	5,17	+7,5
398	1	1	0
400	4,96	4,61	-7,1
408	1	1	0
410	4,51	4,46	-1,1
417	3,45	4,09	+18,5
423	1,14	1,73	+51,6
428	1	1	0
434	1	1	0
437	1	1	0
441	1	1	0

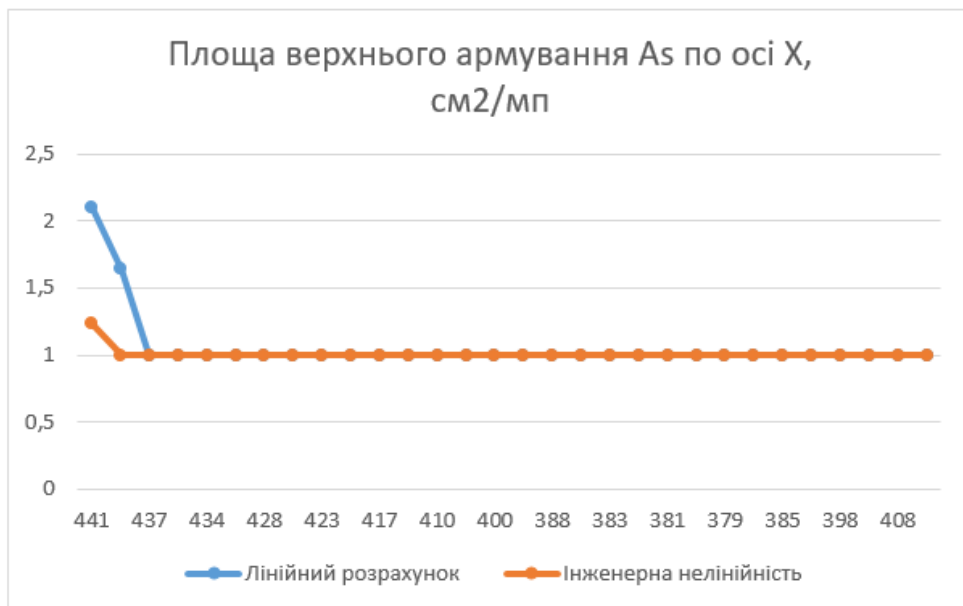
Таблиця 8.8 Порівняння розрахункової площі нижньої арматури по осі X (AS4) між варіантами, см²/м

Номер елемента	Варіант 1 Лінійний розрахунок	Варіант 2 Інженерна нелінійність	Різниця, %
379	1	1	0
381	1	1	0
383	1	1	0
385	1	1	0
388	1	1	0
398	1	1	0
400	1	1	0
408	1	1	0
410	1	1	0
417	1	1	0
423	1	1	0
428	1	1	0
434	2,56	1,1	-57,0
437	6,13	4,55	-25,8
441	5,67	3,75	-33,9

Графіки розрахунків площі верхнього та нижнього шарів армування плити:



а)



б)



в)

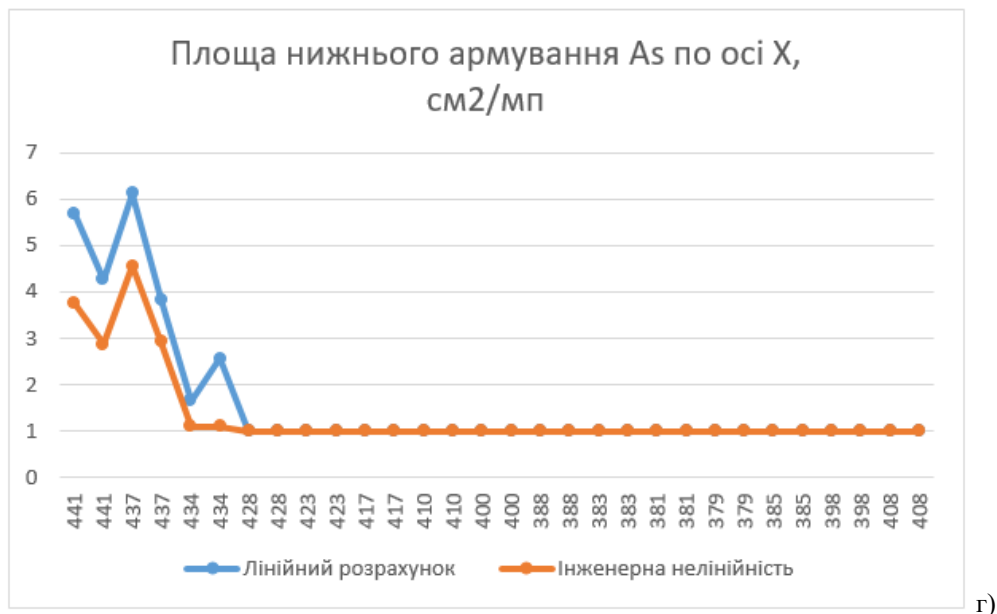


Рис. 8.2.3.5 Армування плити, робоча площа

а). верхній шар по осі Y; б). верхній шар по осі X; в). нижній шар по осі Y; г). нижній шар по осі X.

По графіках площі армування плити можемо зробити висновки, що різниця в армуванні між розрахунками теж суттєва, але лише для деяких елементів та досягає значень від -32,9% до +51,6% для нижнього шару по осі Y, та від -57,0% до 0% для нижнього шару по осі X.

Розглянемо розкриття тріщин при обох розрахунках.

Таблиця 8.9 Ширина тривалого розкриття тріщин, мм

Номер елемента	Лінійний розрахунок		Інженерна нелінійність	
	короткотривале, мм	тривале, мм	короткотривале, мм	тривале, мм
379				
381	0,27	0,4		
383	0,3	0,4	0,27	0,4
385				
388	0,3	0,4	0,3	0,4
398				
400	0,3	0,4	0,27	0,4
408				
410	0,3	0,4	0,27	0,4
417	0,27	0,4	0,27	0,4
423				
428				
434	0,27	0,4		
437	0,3	0,4	0,27	0,4
441	0,3	0,4	0,27	0,4

Згідно розрахунку, всі можливі тріщини задовольняють вимогам п. 2.2.2.3 [4]:

розкриття тріщин, за певних умов (наша плита під них підпадає) не повинно перевищувати 0,5 мм.

Найбільше значення розрахункового значення площі робочої арматури – 6,13 см²/мп в приопорній зоні по осі X при лінійному розрахунку. Найбільше значення розрахункового значення площі робочої арматури – 4,96 см²/мп в середині прольоту по осі Y при інженерній нелінійності.

Приймаємо конструктивну арматуру, в обох напрямках, з шагом 200 мм - d12, площа робочої арматури – 5,655 см²/мп.

8.2 Висновки по розділу 8.

Аналізуючи вище наведену інформацію, отриману від розрахунку в програмному комплексі «ЛІРА-САПР» з урахуванням лінійного розрахунку та інженерної нелінійності монолітного перекриття, робимо висновок, що розрахунок який враховує інженерну нелінійність, надає більш реалістичні результати. Але виходячи з результатів армування, при існуючих вихідних даних та геометричних розмірів плити, результати за обома варіантами досить суттєво відрізняються один від одного, для моментів M_x від -78,5% до +164,3%, для моментів M_y від -103,8% до +28,4%, для крутних моментів M_{xy} від -66,3% до +39,5% і особливо видно різницю в плані переміщень - від 40,7% до 329%. Тому, виходячи з економічної точки зору, приймаємо клас бетону C20/25, армування в верхній та нижній зонах з арматури A400с та кроком в обох напрямленнях 200x200 мм.

РОЗДІЛ 9. ВИСНОВКИ ТА ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІЖДЕНЬ

Під час опрацювання магістерської роботи, було виконано дослідження різних видів конструювання перекриття монолітного залізобетонного житлового будинку, який споруджується за сучасною каркасно-монолітною технологією. Також в дослідженні проводився аналіз напружено-деформованого стану перекриття від різних типів розрахунку, на що можна зробити такі висновки:

1. Призначення жорсткісних параметрів для різних класів бетону (C20/25 та C25/30) принципово не вплинуло на напружено-деформований стан плити та на величину необхідної за розрахунком арматури. Отже, для подальших розрахунків було обрано нижчий клас бетону C20/25.

2. При виконанні розрахунку плити за лінійним методом та з врахуванням нелінійності в програмному комплексі «ЛІРА-САПР», отримали результат, який показує досить суттєві відмінності у розрахунках, й насамперед, в оцінці деформативності конструкції, що працює на вигин. Так, прогини з урахуванням нелінійної роботи залізобетону, є в середньому на 55% більшими, ніж при розрахунку в пружній постановці. Експериментами, що були проведені раніше, й числовими дослідженнями інших авторів, було доведено, що при пружному розрахунку програмні комплекси, що реалізують метод СЕ, надають занижений результат щодо прогинів конструкції. Отже, оцінка реальних прогинів залізобетонної конструкції, що працює на вигин, не можлива без врахування фізнелінійної роботи матеріалу конструкції.

Вважаю, що розрахунок залізобетонних монолітних конструктивів за методикою з врахуванням інженерної нелінійності одним з перспективних напрямків конструкторської роботи. Ця методика дозволяє врахувати неоднорідність матеріалів, зробити оцінку запасу міцності конструкцій на різних стадіях навантаження, аж до їх аварійного руйнування. Також, за допомогою цієї методики, можна дослідити різні типи конструювання монолітного перекриття: варіювати товщинами, класами бетону та армуванням – та обрати більш економічне.

Література:

1. Городецкий А., Барабаш М. Врахування нелінійної роботи залізобетону в ПК ЛІРА-САПР. Метод «Інженерна нелінійність» [Електронний ресурс] // Довідковий центр. - Стаття, 27.12.2017. – Режим доступу: <http://surl.li/ebpab>
2. ДБН Б.2.2-12:2019 Планування і забудова територій. – Київ, Мінрегіон України, 2019 – 177 стор.
3. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи (зі змінами 1 та 2). – Київ, Міністерство розвитку громад та територій України, 2020 – 68 стор.
4. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – Київ, Мінрегіонбуд України, 2011 – 71 стор.
5. ДСТУ Б В.1.2-3:2006 Прогини і переміщення. Вимоги проектування. – Київ, Мінбуд України, 2006 – 15 стор.
6. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. – Київ, Мінрегіонбуд України, 2011 – 118 стор.
7. Основні типи будівництва новобудов: у чому їх особливості та відмінності. *3m2 - Онлайн-журнал про новобудови Києва та області.* URL: <https://3m2.ua/analitika/osnovni-tipi-budivnitstva-novobudov-u-chomu-yih-osoblivosti-ta-vidminnosti/> (дата звернення: 23.11.2023).
8. Павліков А.М. Залізобетонні конструкції: будівлі, споруди та їх частини. Підручник. Полтава. ПолтНТУ. 2017. – 284 с.
9. Програмний комплекс «ЛІРА-САПР». Приклади розрахунку і проектування. Електронний підручник. 2022. – 635 с. – Режим доступу: https://lira.land/public_private/lira/2023/lira_sapr_examples_ua.pdf
10. Хоменко О.Г. Залізобетонні конструкції: навчальний електронний посібник. Глухів. 2017 – 208 стр. – Режим доступу: <http://surl.li/ghcyy>

ДОДАТКИ:

Додаток 1: тези конференції – 1 стор.

Додаток 2: альбом слайдів мультимедійної презентації – 25 слайдів.

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ**

**МАТЕРІАЛИ
ВСЕУКРАЇНСЬКОЇ НАУКОВОЇ
КОНФЕРЕНЦІЇ СТУДЕНТІВ
ТА АСПІРАНТІВ, ПРИСВЯЧЕНОЇ
МІЖНАРОДНОМУ ДНЮ СТУДЕНТА**

(13 - 17 листопада 2023 р., м. Суми)

Рекомендовано до друку науково-координаційною радою Сумського національного аграрного університету (протокол № 6 від 24.11.2023 р.)

Редакційна рада:

Ладика В.І., академік НААН України
Данько Ю.І., д.е.н., професор
Пасько О.В., к.е.н., доцент

Редакційна колегія:

Бричко А.М., к.е.н., доцент
Думанчук М.Ю., к.т.н., доцент
Кисельов О.Б., к.с.-г.н., доцент
Масик І.М., к.с.-г.н., доцент
Михайліченко М.А., к.і.н., доцент
Срібняк Н.М., к.т.н., доцент
Степанова Т.М., к.т.н., доцент
Шкромада О.І., д.вет.н., професор

**Матеріали Всеукраїнської наукової конференції студентів і аспірантів,
присвяченої Міжнародному дню студента – (13-17 листопада 2023 р.). –
Суми, 2023. – 700 с.**

У збірку увійшли тези доповідей Всеукраїнської наукової конференції студентів і аспірантів,
присвяченої Міжнародному дню студента.
Для викладачів, студентів, аспірантів.

ВАРІАНТНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ МОНОЛІТНОГО ПЕРЕКРИТТЯ ЖИТЛОВОЇ БУДІВЛІ

Самбур В.О., здобувач СО «Магістр», спец. 192 «Будівництво та цивільна інженерія», ФБТ
Срібняк Н.М., к.т.н., доцент
Галушка С.А., ст. викладач,
Сумський НАУ

Будівля житлового комплексу має розміри 94,80 м x 30,60 м (в осях). Архітектурно-планувальні рішення житлового комплексу обумовлене містобудівною ситуацією ділянки. В об'ємно-планувальному рішенні будівля являє собою єдину архітектурну композицію.

Основу архітектурної композиції житлового комплексу становлять три 11-ти поверхові житлові будівлі. Кожна одинадцяти поверхова будівля визначена нумерацією по блокам від одного до трьох.

Перекрыття будівлі прийнято із монолітного залізобетону за безбалочною схемою. Таке конструктивне вирішення залізобетонного монолітного перекрыття є нині актуальним, оскільки має ряд переваг й, зокрема, гладку естетичну стелю, яка потребує мінімального опорядження. Армування конструкції виконано з кроком 200 мм. Товщина плит прийнята 200 мм з умов деформації (прогину). Плити розраховані на продавлювання на опорах. За розрахунком, в місцях найбільших зусиль стиску та згину армовані плоскими поперечними каркасами.

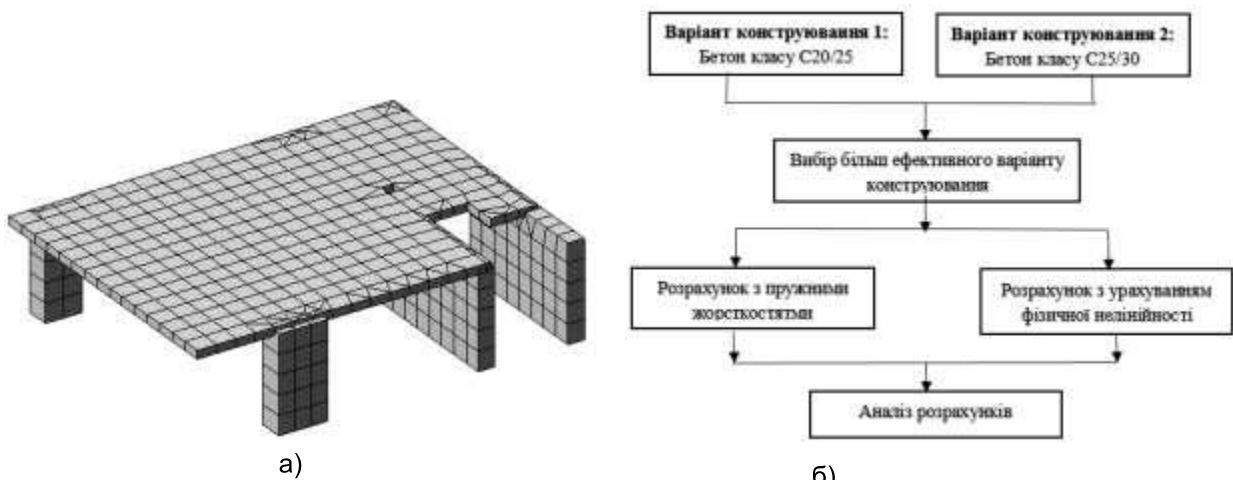


Рис. 1 Скінчено-елементна схема монолітного перекрыття житлової будівлі-а; алгоритм виконання числового експерименту в ПК ЛІРА-САПР-б

Передбачається виконати декілька варіантних розрахунків аналітичної моделі залізобетонної плити перекрыття згідно алгоритму, наведеного на рис. 1,а. На першому етапі розрахунку передбачається виконати числовий розрахунок плити за різних варіантів конструювання. Так, планується оцінити ефективність можливих варіантів плити за різних класів важкого бетону за міцністю (класи бетону за міцністю С20/25 та С25/30). Найменш матеріалоемний варіант будемо вважати найбільш ефективним.

На другому етапі числового експерименту планується оцінити напружено-деформований стан розрахункової моделі плити при двох типах розрахунку: 1) в пружній постановці; 2) з використанням опції ПК ЛІРА «інженерна нелінійність».

Опція «Інженерна нелінійність 1» об'єднує в собі переваги «традиційного розрахунку» за розрахунковими сполученнями навантажень або розрахунковими сполученнями зусиль та фізично-нелінійного розрахунку з урахуванням роботи матеріалів (бетону та арматури) в пластичній стадії.

За результатами другого етапу числового експерименту планується оцінити НДС та величину армування залізобетонної плити з пружними жорсткостями на з урахуванням фізичної нелінійності.

Література

1. Олександр Городецький, Марія Барабаш. Врахування нелінійної роботи залізобетону в ПК ЛІРА-САПР. Метод «Інженерна нелінійність» [Електронний ресурс]. Режим доступу: <http://surl.li/mxebh>

Пожиленкова Т.Д., Бородай Я.О. ЕКОЛОГІЧНО ЧИСТІ БУДІВЕЛЬНІ МАТЕРІАЛИ – МАЙБУТНЄ БУДІВНИЦТВА.....	104
Покидченко В.Є., Циганенко Л.А. ЗАДАЧІ РЕКОНСТРУКЦІЇ ТА ЇХ ВИРІШЕННЯ НА ПРИКЛАДІ ТОРГОВЕЛЬНОГО ЦЕНТРУ	105
Помаз М.М., Андрух С.Л. СУЧАСНІ МЕТОДИ ЗАХИСТУ ПОКРІВЛІ В ПРОМИСЛОВОСТІ	106
Ревунов М.В., Павлюченков М.В. ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ ЗАЛІЗОБЕТНОЇ ПЛИТИ ПЕРЕКРИТТЯ, ЩО ПІДСИЛЮЄТЬСЯ НАРОЩУВАННЯМ З ВКЛЕЮВАННЯМ АРМАТУРНИХ СТРИЖНІВ	107
Рень О.В., Бородай Д.С. ІСТОРИЧНО-СОЦІАЛЬНІ ЧИННИКИ РОЗВИТКУ БУДІВЕЛЬ ГОТЕЛІВ	108
Рошко В.І., Резніченко Є.А., Роговий С.І. ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ТА ВИЗНАЧЕННЯ СПОСОБІВ ПІДСИЛЕННЯ ФЕРМ ПОКРИТТЯ, ЩО ДЕФОРМОВАНІ (ВИГИН НИЖНЬОГО ПОЯСУ З ПЛОЩИНИ).....	109
Рудь С.М., Огієнко Я.С. ДОСЛІДЖЕННЯ ОБСЯГУ ВНУТРІШНІХ ВАНТАЖНИХ ПЕРЕВЕЗЕНЬ УКРАЇНИ	110
Рудь С.М., Огієнко Я.С. МЕТОДИ ПІДВИЩЕННЯ ЕФЕКТИВНОСТІ ВИКОРИСТАННЯ РУХОМОГО СКЛАДУ	111
Рушак Є.В., Савченко О.С. ОПТИМІЗАЦІЯ СТАТИЧНОГО РОЗРАХУНКУ СЕГМЕНТНИХ ДЕРЕВ'ЯНИХ ФЕРМ У ВІДПОВІДНОСТІ ДО ЄВРОКОД	112
Рябовол С.В., Савченко О.С. ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ РОЗТАШУВАННЯ ПОЗДОВЖНИХ НАСКРІЗНИХ ТРИЩИН ПО ВИСОТІ ПЕРЕРІЗУ НА НЕСУЧУ ЗДАТНІСТЬ ДЕРЕВ'ЯНИХ БАЛОК.....	113
Рябцев С.В., Волошко Т.П. СУЧАСНІ ТЕНДЕНЦІЇ В УПРАВЛІННІ СКЛАДАМИ.....	114
Рябцев С.В., Волошко Т.П. ПЕРЕВАГИ СИСТЕМИ УПРАВЛІННЯ СКЛАДОМ.....	115
Садовий Я.Г., Бородай С.П. КЛАСИФІКАЦІЯ ОФІСНИХ ЦЕНТРІВ ПРЕСТИЖНОГО РІВНЯ	116
Саєнко С.С., Савченко О.С., Савченко Л.Г. ВИКОРИСТАННЯ ПУСТОТУОУТВОРЮВАЧІВ ПРИ ВЛАШТУВАННІ МОНОЛІТНОГО ПЕРЕКРИТТЯ.....	117
Самбур В.О., Срібняк Н.М., Галушка С.А. ВАРІАНТНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ МОНОЛІТНОГО ПЕРЕКРИТТЯ ЖИТЛОВОЇ БУДІВЛІ	118
Сасін Д.В., Андрух С.Л. ВИКОРИСТАННЯ СУЧАСНОГО ЕПОКСИДНО-ПОЛІУРЕТАНОВОГО ПОКРИТТЯ.....	119
Сахно Б.О., Циганенко Г.М. ПИТАННЯ ВЗАЄМОДІЇ ФУНДАМЕНТІВ І ШТУЧНИХ ОСНОВ З ГРУНТОМ	120
Сердюк В.М. МОДЕЛЮВАННЯ ЛОГІСТИЧНИХ БІЗНЕС – ПРОЦЕСІВ	121
Сидоренко Б.І., Новицький О.П. ДОСЛІДЖЕННЯ ТА ОПТИМІЗАЦІЯ ПРОЦЕСІВ ВИКОРИСТАННЯ ПОЛІСЕЧОВИНИ ЯК ЕФЕКТИВНОГО ТА СТАЛОГО СИРОВИННОГО МАТЕРІАЛУ В БУДІВНИЦТВІ ПІД ЧАС КАПРЕМОНТІВ ТА РЕМОНТІВ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД ДЛЯ ПІДВИЩЕННЯ ЯКОСТІ, ДОВГОВІЧНОСТІ ТА СТІЙКОСТІ ДО НАВКОЛИШНЬОГО СЕРЕДОВИЩА.....	122
Сімонов А.Б., Срібняк Н.М., Галушка С.А. РОБОТА СТРУКТУРНОЇ ПЛИТИ В ЗАЛЕЖНОСТІ ВІД ГРАНИЧНИХ УМОВ.....	123
Скорина К.О., Павлюченков М.В. ЗАСТОСУВАННЯ СТАЛЕФІБРОБЕТОНУ ПРИ ВЛАШТУВАННІ ПІДЛОГ ВИРОБНИЧИХ БУДІВЕЛЬ З ПІДВИЩЕНИМ РІВНЕМ ЗНОСОСТІЙКОСТІ.....	124
Скрипка С.О., Андрух С.Л. ЗАСТОСУВАННЯ СУЧАСНИХ ТЕХНОЛОГІЙ В ОБІГРІВІ ОЗДОРОВЧОГО ЗАКЛАДУ.....	125
Слиньок С.Г., Трифонов К.Д., Луцковський В.М. ДОСЛІДЖЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННОГО ПЕРЕКРИТТЯ НАД ПРИМІЩЕННЯМИ УКРИТТЯ ПРИ РУЙНУВАННІ КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЛІ	126
Строкач Д.В., Бородай Я.О. ВІДБУДОВА НАСЕЛЕНИХ ПУНКТІВ ТА ПРИРОДНИХ КАРКАСІВ КРАЇНИ В УМОВАХ ВІЙНИ.....	127
Ступак В. В., Бородай А.С. РОЛЬ СФЕРИ АРХІТЕКТУРИ ТА БУДІВНИЦТВА У СУЧАСНОМУ СВІТІ.....	128
Сушко Б.С. ПОКРАЩЕННЯ ТРАНСПОРТУВАННЯ РАННІХ ЗЕРНОВИХ КУЛЬТУР	129
Сушко Б.С. ПРО ТРАНСПОРТУВАННЯ РАННІХ ЗЕРНОВИХ КУЛЬТУР	130
Тараненко С.В. ЗАГАЛЬНІ РИСИ УКРАЇНСЬКОГО НАРОДНОГО ЗОДЧЕСТВА ЖИТЛОВИХ БУДІВЕЛЬ.....	131
Тверезовська Т.С., Бородай Д.С. ПРОБЛЕМА ОРГАНІЗАЦІЇ БАГАТОФУНКЦІОНАЛЬНИХ ЖИТЛОВИХ КОМПЛЕКСІВ В ЗАБУДОВІ ВЕЛИКИХ МІСТ	132
Ткачевський В.О., Циганенко Л.А. АНАЛІЗ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ МОНОЛІТНОГО ПЕРЕКРИТТЯ З СИСТЕМОЮ ПОПЕРЕДНЬОГО НАПРУЖЕННЯ БЕЗ ЗЧЕПЛЕННЯ З БЕТОНОМ	133
Ткачевський М.О., Бородай С.П. ОСОБЛИВОСТІ ОРГАНІЗАЦІЇ БІЗНЕС-ГОТЕЛЕЙ НА ПРИКЛАДІ ДОСВІДУ СВІТОВОГО ПРОЕКТУВАННЯ ТА В УКРАЇНІ	134
Ткаченко А.Д. ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ ДІЙ СИЛ ВІД'ЄМНОГО ТЕРТЯ ПРИ ПРОЕКТУВАННІ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ	135
Ткаченко М.О., Бородай А.С. ОСОБЛИВОСТІ БАГАТОФУНКЦІОНАЛЬНИХ ЖИТЛОВИХ КОМПЛЕКСІВ ТА ЇХ ПЕРЕВАГИ В ПОРІВНЯННІ З ІНШИМИ ТИПАМИ ЖИТЛА.....	136
Фесенко Б.В., Циганенко Л.А. ПРОСТОРОВІ СКЛАДЧАСТІ ПОКРИТТЯ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД	137

Сумський державний аграрний університет

Трьохсекційний 11-ти поверховий будинок в м. Суми

Магістерська робота

Магістрант – Самбур Владислав Олександрович

Керівник – к.т.н., доцент Срібняк Наталія Миколаївна

Суми 2023

Актуальність теми, мета, задачі та об'єкт дослідження

Актуальність теми:

- Сфера житлового будівництва
- каркасно-монолітне будівництво
- плоскі залізобетонні перекриття - з їх допомогою можна перекрити досить великі прольоти у 6 – 9 метрів між колонами або стінами. Крім цього, застосування такого виду перекриття, дає можливість суттєво економити на зведенні стін, перегородок

Мета дослідження - оцінити реальний напружено-деформований стан залізобетонної плити перекриття та її армування з урахуванням «інженерної нелінійності», тобто фізично нелінійної роботи матеріалу.

Задачі дослідження:

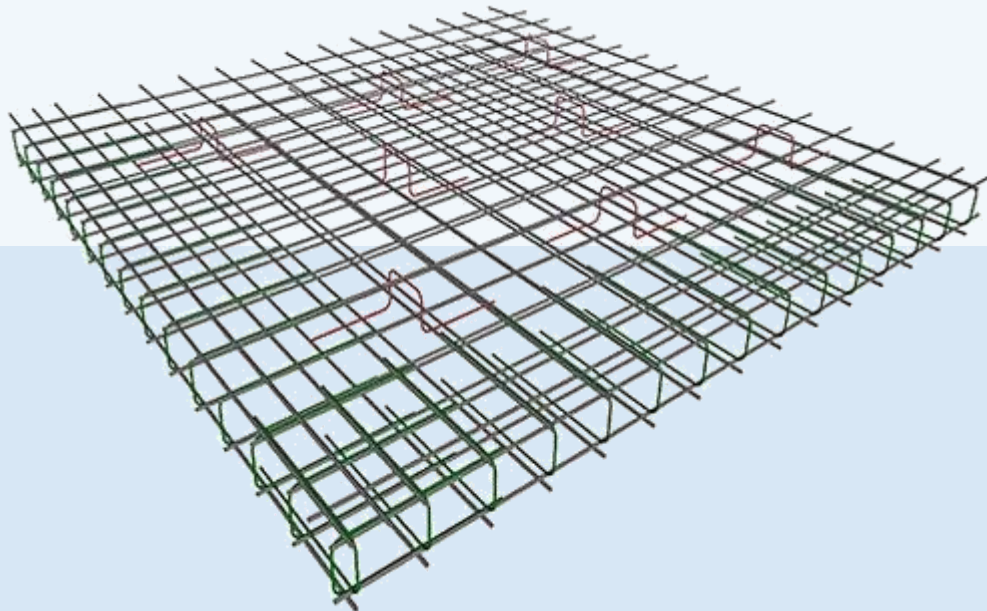
- - огляд різних видів перекриття, їх принцип роботи;
- - складання розрахункової схеми для статичного розрахунку;
- - виконати розрахунок двох варіантів конструювання розрахункової моделі та обрати більш економічно доцільний;
- - оцінити напружено-деформований стан плити та армування у порівнянні лінійного розрахунку та нелінійного.

Об'єкт дослідження – плита монолітна залізобетонна Трьохсекційного 11-ти поверхового будинку в м. Суми».

Практичне значення одержаних результатів

Це дослідження, завдяки якому практичним шляхом методом числового експерименту встановлено важливість врахування фізичної нелінійності матеріалу при визначенні параметрів деформативності горизонтальних несучих конструкцій.

Метод дослідження – комп'ютерне моделювання та розрахунків в програмному середовищі «ЛІРА-САПР» за різних типів статичних розрахунків - з пружними жорсткостями та із застосуванням методу «інженерна нелінійність», тобто з урахуванням фізичної нелінійності бетону.



Архітектурно-планувальне рішення будівлі

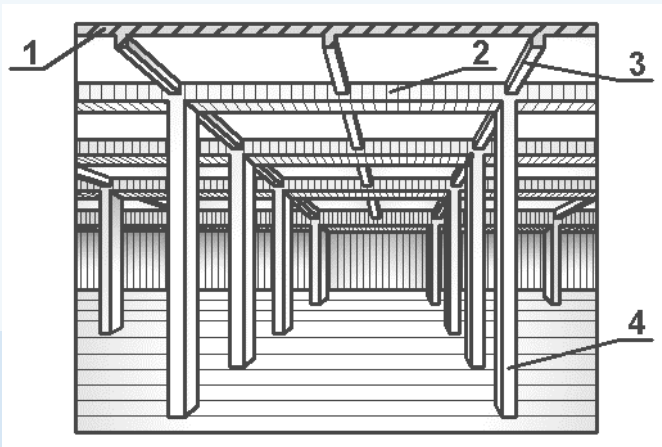
- Даний об'єкт є добудовою раніше розпочатого будівництва житлового комплексу з вбудовано-прибудованими приміщеннями.
- Об'єкт будівництва відноситься до класу наслідків (відповідальності) – ССЗ.
- Архітектурна композиція житлового комплексу являє собою три 11-ти поверхові житлові будівлі, які об'єднані на рівні першого поверху.
- Прийнята поверховість будівлі, планувальна структура та орієнтація за сторонами світу забезпечує необхідну нормативну інсоляцію приміщень і прилеглої забудови.
- В склад комплексу входять: торгівельні, житлові та технічні приміщення для обслуговування будівлі.
- Житловий будинок ділиться на:
 - підвал – технічні приміщення (вузли вводу водопостачання, електрощитова, вентиляційна камера, приміщення для зберігання речей);
 - 1-й поверх - технічні та торгові приміщення, сходові клітини, ліфтові холи;
 - з 2-го по 11 поверхи – житлові приміщення (квартири);
 - горище - технічне приміщення (машинне приміщення ліфтів, дахова котельня).
- Опорядження фасадів – декоративна штукатурка по мінераловатними плітам.
- Внутрішнє опорядження. Внутрішнє опорядження виконується в чорновому варіанті, для майбутньої можливості власникам житла виконати опорядження за власним бажанням.

Конструктивно-будівельні рішення

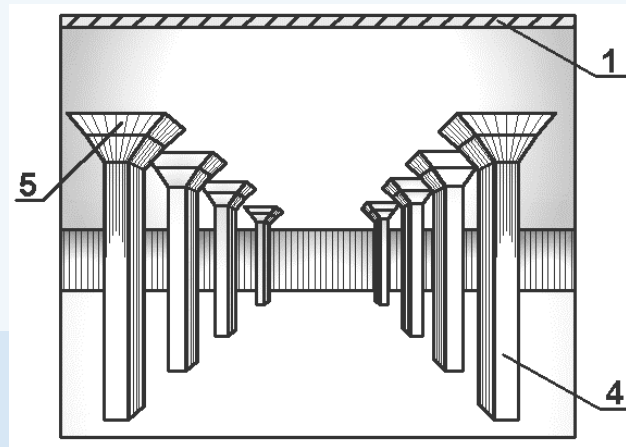
- Об'єкт «Трьохсекційний 11-ти поверховий будинок в м. Суми» представлений трьома одинадцяти поверховими будівлями з технічними поверхами. Усі будівлі прибудовані один до одного та мають в плані розміри забудови – 94,8 м на 30,6м.
- Кожна одинадцяти поверхова будівля визначена нумерацією по блокам від одного до трьох. Висота підвального поверху – 3,6 м, висота першого поверху – 4,3 м (приміщень 4,0 м), висота житлових поверхів – 3,0 м, висота житлових приміщень – 2,7 м., висота приміщень горища від 2,2 м до 3,0 м.
- За основну система будівлі, прийнятий монолітний залізобетонний остов, що складається із стін, колон і перекриття, жорстко зв'язаних між собою і створює єдину просторову конструкцію. Будівля має 2 ядра жорсткості, виконаних за допомогою стін завтовшки 200 мм довкола сходових кліток та ліфтової шахти.
- Фундаменти плитні залізобетонні. Товщина плит під одинадцятиповерховою будівлею– 700мм.
- Несучі зовнішні стіни підвалу запроектовані товщиною 300мм, стіни сходів, ліфтових шахт, діафрагми запроектовані монолітні залізобетонні товщиною 200мм з бетону класу С 20/25, армовані окремими арматурними стрижнями класу А500 в обох напрямках.
- Зовнішні та внутрішні огорожувальні стіни прийняті з газобетонних блоків D400, товщиною 200 мм. Зовнішні стіни виконуються з зовнішнім утепленням, товщиною 150 мм і декоративною штукатуркою.
- Колони прийняті монолітні з бетону класу С 20/25, армовані окремими арматурними стрижнями класу А500С в поздовжньому напрямку та хомутами з арматури класу А240С в поперечному напрямку.
- Перекриття монолітні залізобетонні плити із важкого бетону класу С 20/25, армовані окремими арматурними стрижнями класу А500С в обох напрямках.

Плоскі монолітні перекриття

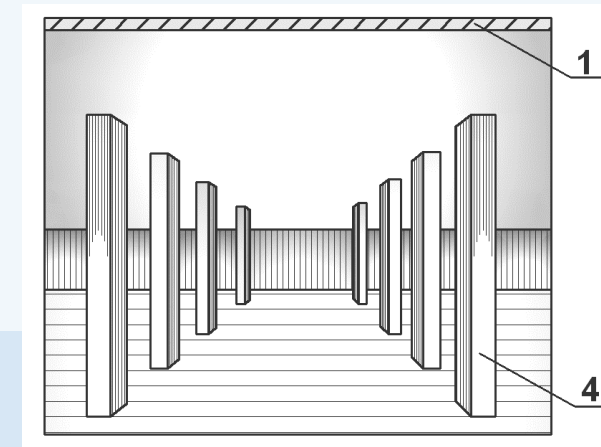
- Монолітно-каркасна технологія - сучасніший і досить поширений тип будівництва
- Залізобетонні перекриття плоского типу – горизонтальні конструкції, які розділяють на поверхи будь яку будівлю.
- Залізобетонні перекриття плоского типу, одержали поширення завдяки їх простоті, вогнестійкості, економічності, гігієнічності та довговічності.



Балкове перекриття



Безбалкове з капітелями

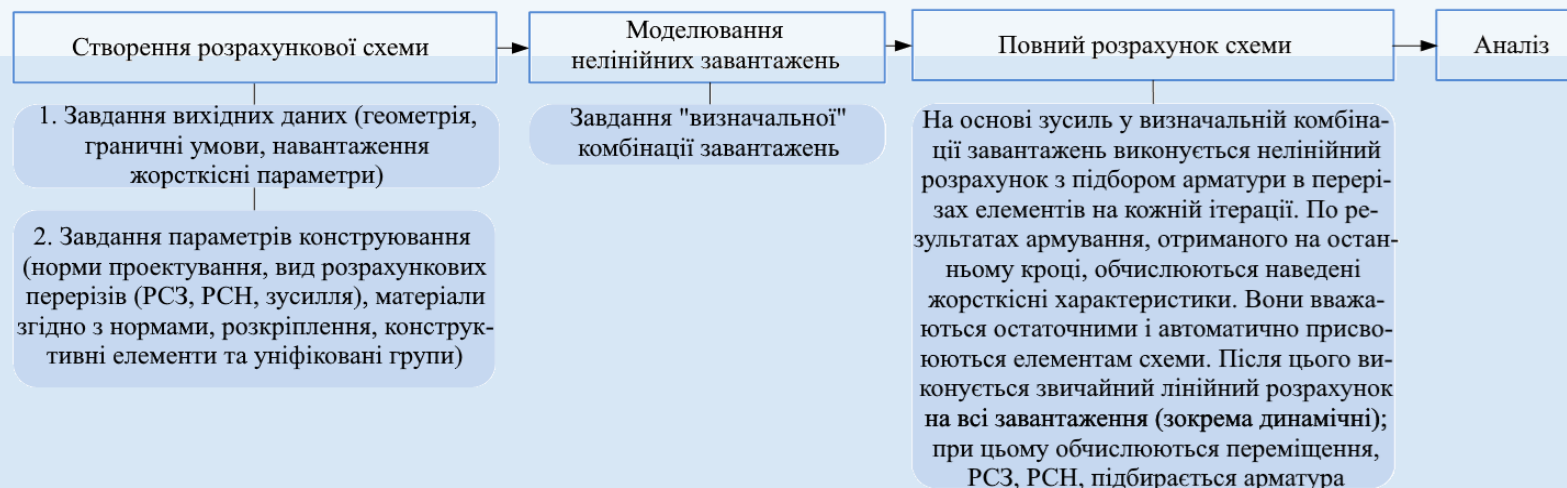


Безкапільно-безбалкове
перекриття

Метод нелінійного аналізу - «інженерна нелінійність»

- Це метод, який дозволяє визначити, як поява тріщин або ж поява пластичних деформацій бетону чи арматури, впливають на реальний стан жорсткісних характеристик перерізу, на їх зниження.
- Метод розрахунку «інженерна нелінійність», по перше, дозволяє **більш точніше враховувати розподіл жорсткостей**, по друге, технологія майже однакова з традиційним методом розрахунку в лінійній площині, тобто дозволяє конструктору виконати розрахунок на всі навантаження, та отримати розрахункові сполучення зусиль (РСЗ) та розрахункові сполучення навантажень (РСН), виконати підбір арматури.
- Залізобетон має свої специфічні особливості (це тріщини, повзучість та інш.) які впливають на зміну його жорсткісних характеристик, на початкових етапах навантаження, враховуючи і стадію експлуатації. Якщо порівняти з лінійно-пружним розрахунком, то це призводить до збільшення переміщень та перерозподілу зусиль.

ІНЖЕНЕРНА НЕЛІНІЙНІСТЬ



Методика досліджень

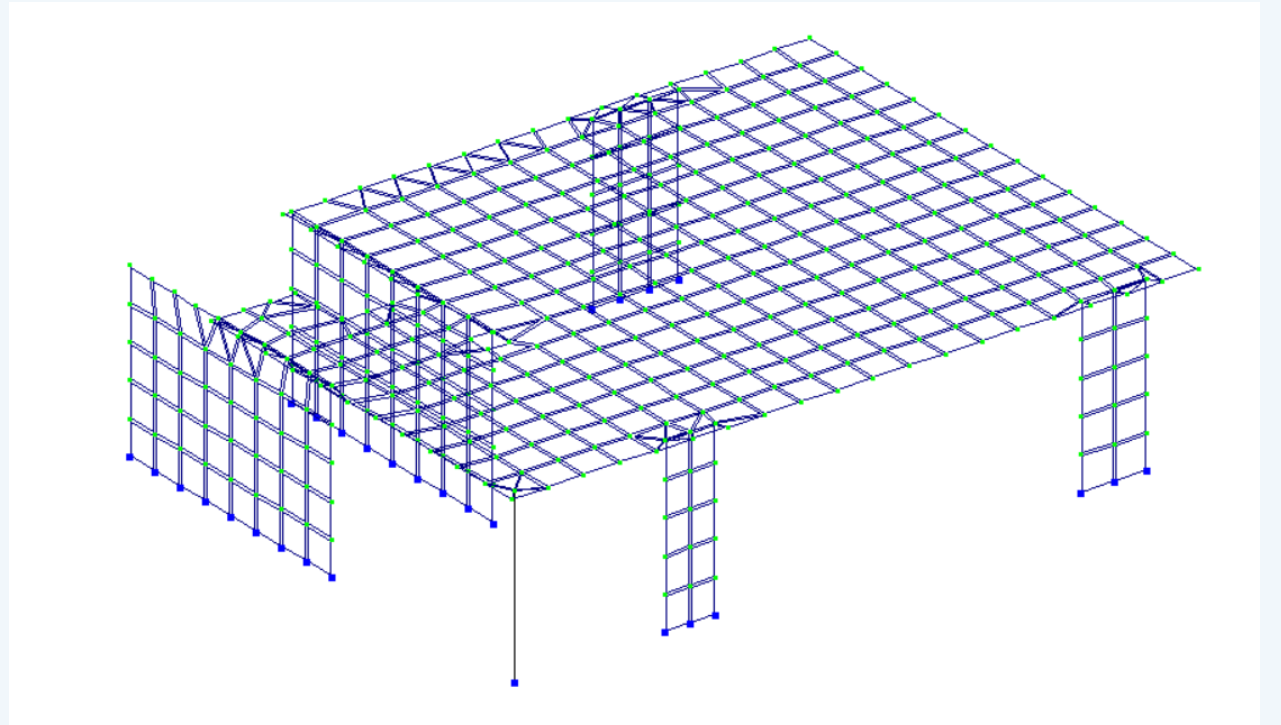
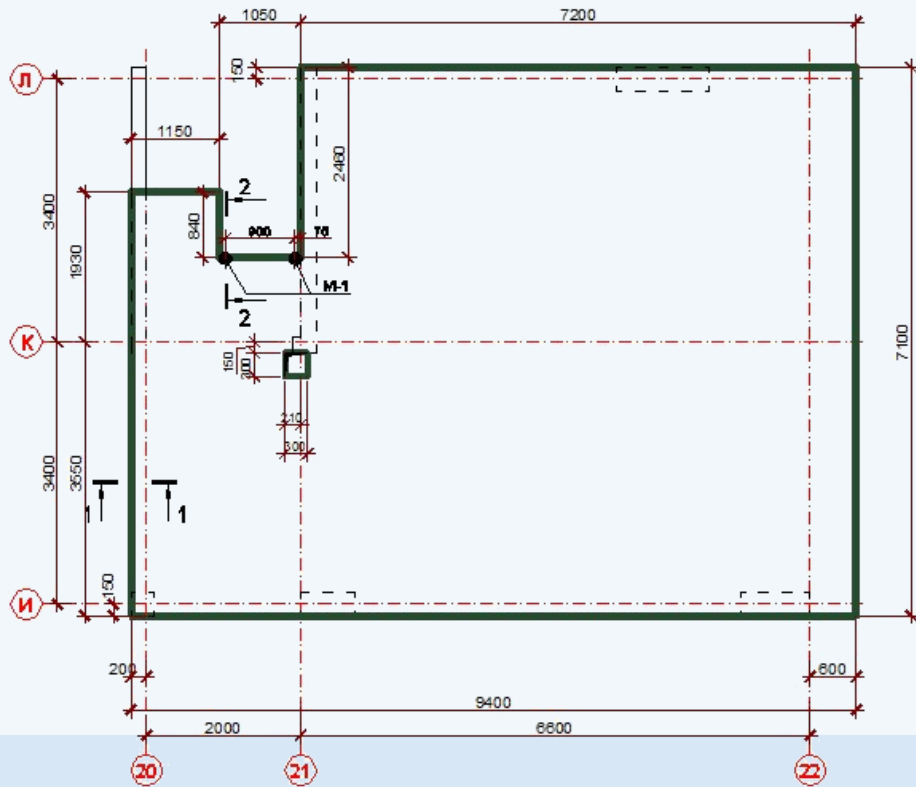
- Загалом методика досліджень складається з трьох етапів, з так званих методів, у всякому разі в нашому випадку: метод аналізу джерел, числовий метод та метод аналізу результатів.
- **Метод аналізу джерел (або інформації).** Це дослідження, яке являє собою збір, оцінку та аналіз інформації, яка стосується конкретної визначеної теми та отриманої зі всяких джерел. Це дозволяє визначити, чи є інформація з джерела об'єктивна, чи має вона значення для дослідження. Також чималу вагу має авторитетність джерела.
- **Числовий метод.** Або метод скінчених елементів (МСЕ) – він використовується для вирішення широкого кола різних інженерних задач. До таких задач відноситься і аналіз напружень, а також деформацій у різного роду конструкціях, особливо складних. Суть методу МСЕ – представити конструктивну схему у вигляді системи скінчених елементів, що з'єднані між собою вузлами. Робота таких схем є наперед передбачуваною завдяки залежності, що існуює, між деформаціями (переміщеннями вузлів) та зусиллями чи напруженнями.
- **Метод аналізу результатів.** Аналіз результатів виконується допомогою програми Excel. Він дозволяє досить ефективно користуватися всіма перевагами цієї програми. Це і формувати таблиці даних, як вхідних так і результатів, будувати різноманітні графіки для наглядного зображення результатів, також користуватися різними математичними операціями та функціями при обробці результатів, для статистики тощо.

Алгоритм виконання числового експерименту

- Створення та виконання числового експерименту даної магістерської роботи по конструюванню монолітної плити із залізобетону можна відобразити у вигляді блок-схеми:



Розрахункова схема монолітної плити перекриття



План монолітної плити, низ на відмітці +37,550

Розрахункова схема плити

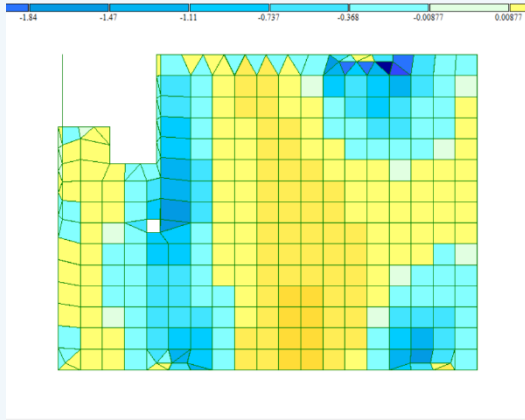
Крок 1. Розрахунок плити за різних варіантів її конструювання

- Виконуємо перший етап нашого числового експерименту – а саме, варіативний конструктивний розрахунок монолітної плити.
- Мета такого розрахунку – оцінити та порівняти результати статичного розрахунку при двох можливих варіантах конструювання плити.

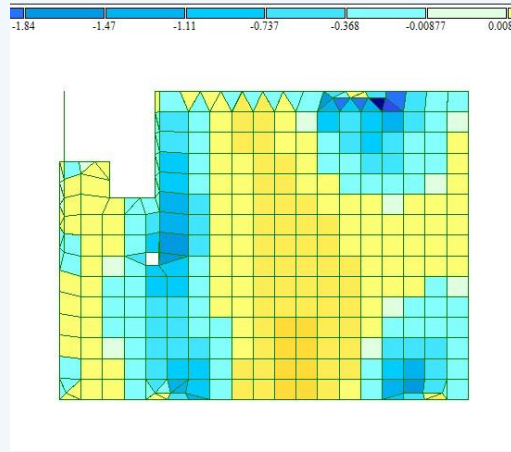
Варіант №1: Бетон С20/25, арматура А400с		Варіант №2: Бетон С25/30, арматура А500с	
розрахунковий значення опору бетону на стиск f_{cd}	1450 т/м ² (14,5 МПа)	розрахунковий значення опору бетону на стиск f_{cd}	1700 т/м ² (17 МПа)
характеристичне значення опору бетону на стиск f_{ck}	2500 т/м ² (25 МПа)	характеристичне значення опору бетону на стиск f_{ck}	3000 т/м ² (30 МПа)
характеристичний модуль пружності E_{ck}	3+e6 т/м ² (30000 МПа)	характеристичний модуль пружності E_{ck}	3,25+e6 т/м ² (32500 МПа)
розрахунковий модуль пружності E_{cd}	2,3+e6 т/м ² (23000 МПа)	розрахунковий модуль пружності E_{cd}	2,5+e6 т/м ² (25000 МПа)
характеристичне значення опору арматури розтягу f_{yk}	4000 т/м ² (400 МПа)	характеристичне значення опору арматури розтягу f_{yk}	5000 т/м ² (500 МПа)
модуль пружності арматури E_s	2,1+e7 т/м ² (210000 МПа)	модуль пружності арматури E_s	2,1+e7 т/м ² (210000 МПа)

Напружений стан плити

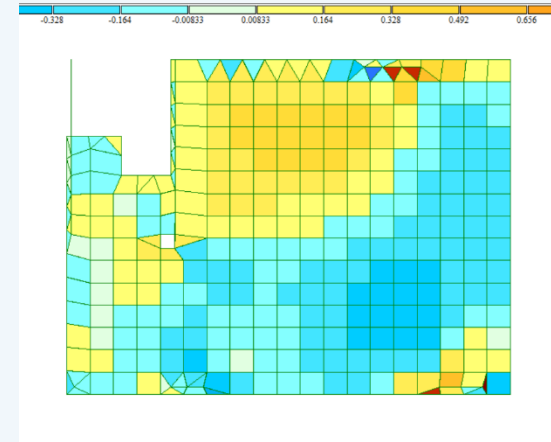
- Мозаїки зусиль M_x , M_y , M_{xy} від власної ваги залізобетонної плити



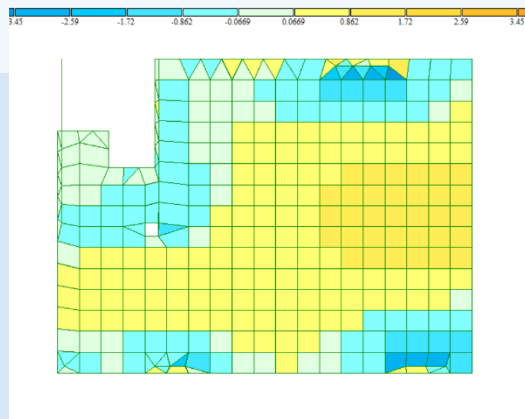
M_x (Т*М/М), варіант 1



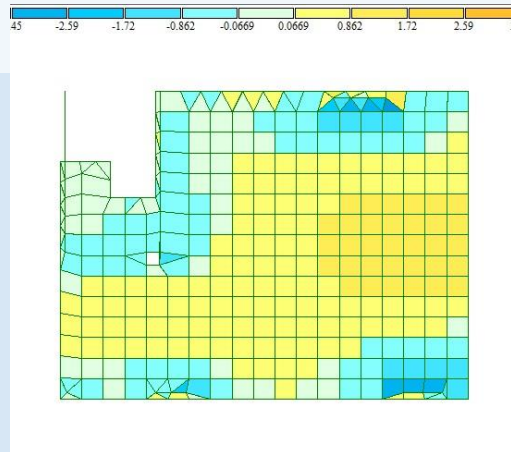
M_x (Т*М/М), варіант 2



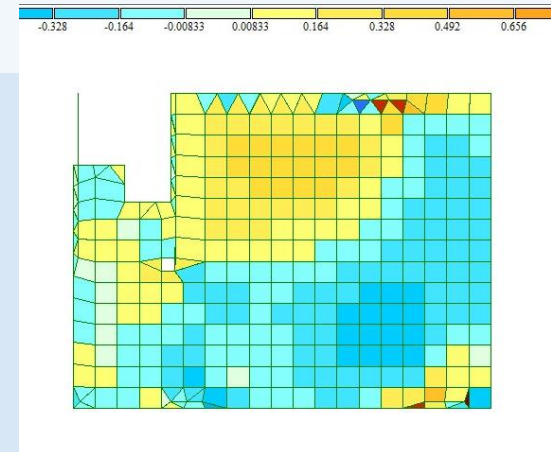
M_{xy} (Т*М/М), варіант 1



M_y (Т*М/М), варіант 1



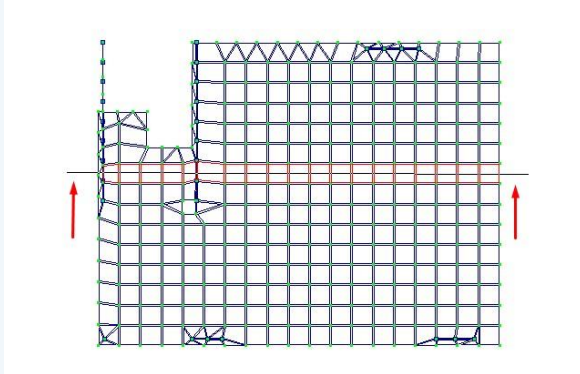
M_y (Т*М/М), варіант 2



M_{xy} (Т*М/М), варіант 2

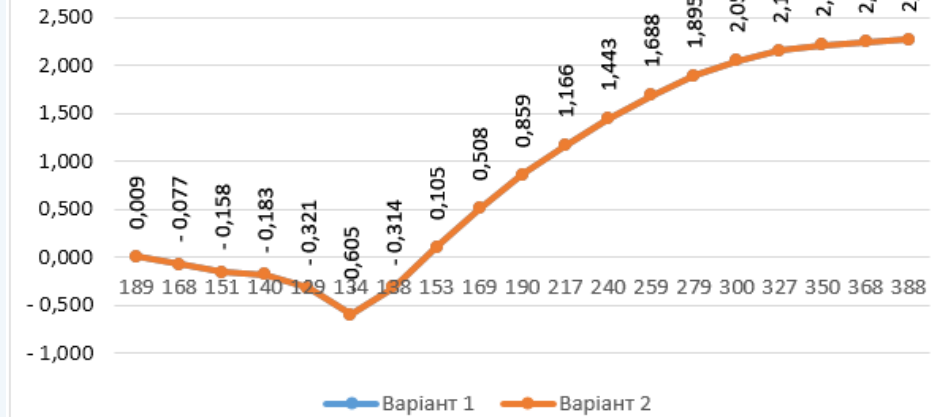
Напружений стан плити

- Графіки зусиль в перерізі по елементах 129 – 388

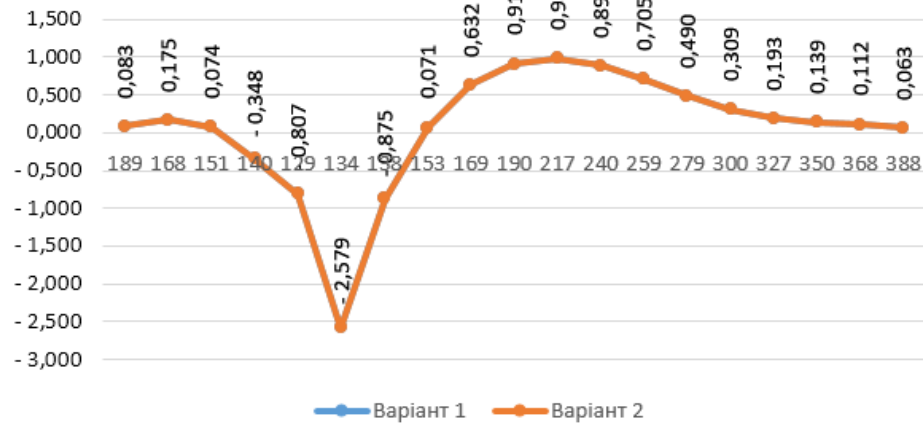


Переріз плити по елементах 129-388

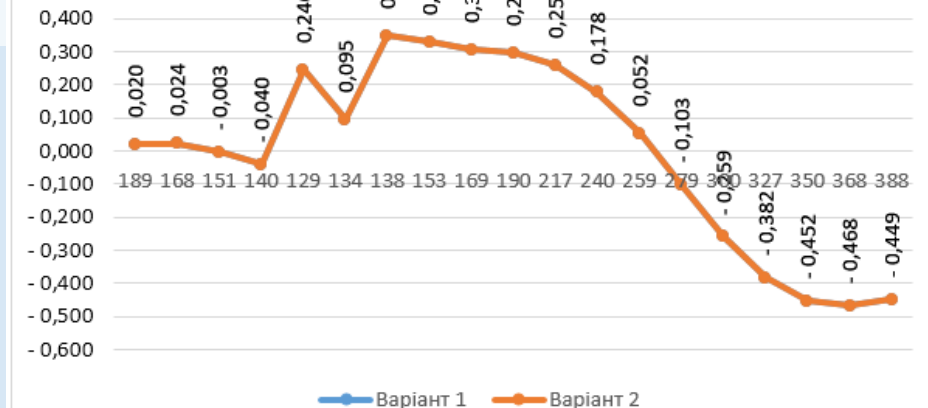
Графік зусиль M_y (тм/мп) від РСН в перерезі елементів 129 - 388



Графік зусиль M_x (тм/мп) від РСН в перерезі елементів 129 - 388

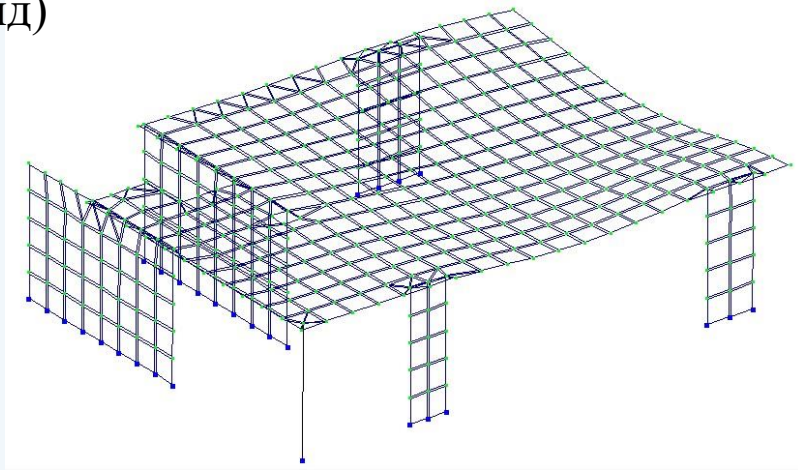


Графік зусиль M_{xy} (тм/мп) від РСН а перерезі елементів 129 - 388

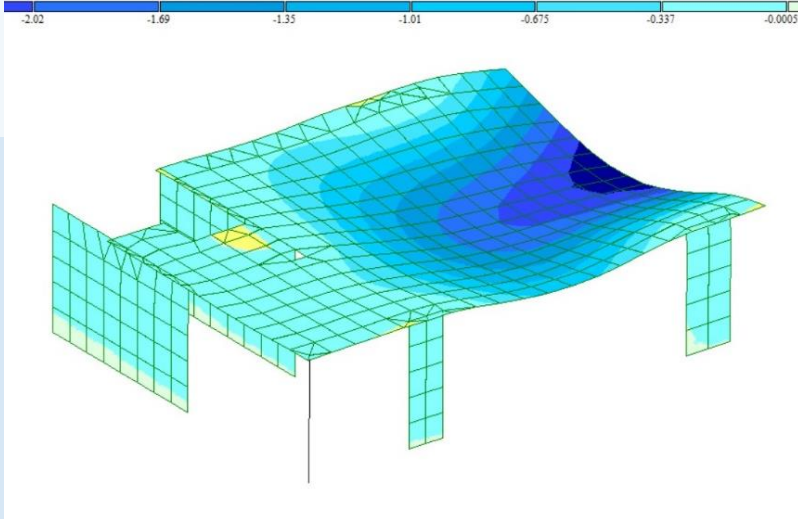


Деформований стан (за різними варіантами конструювання)

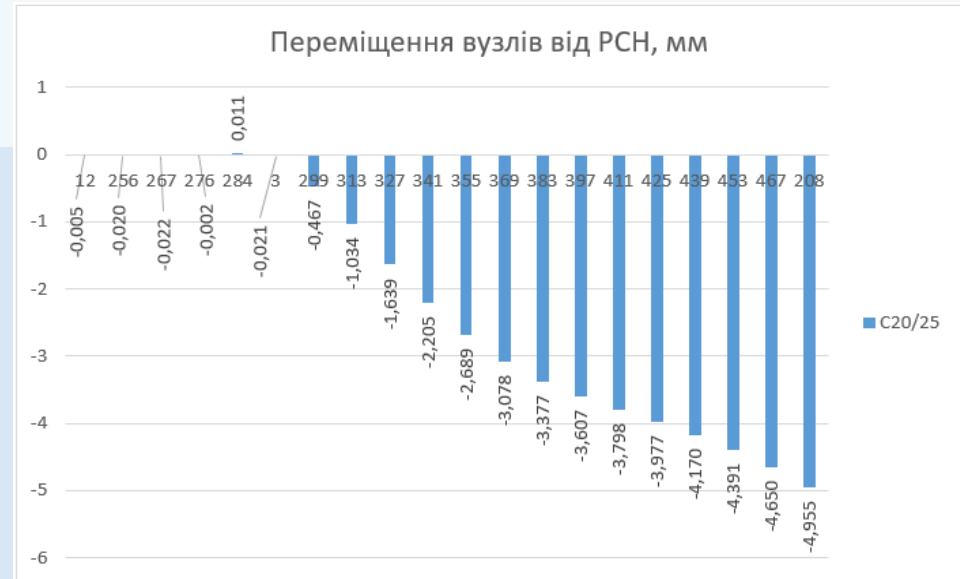
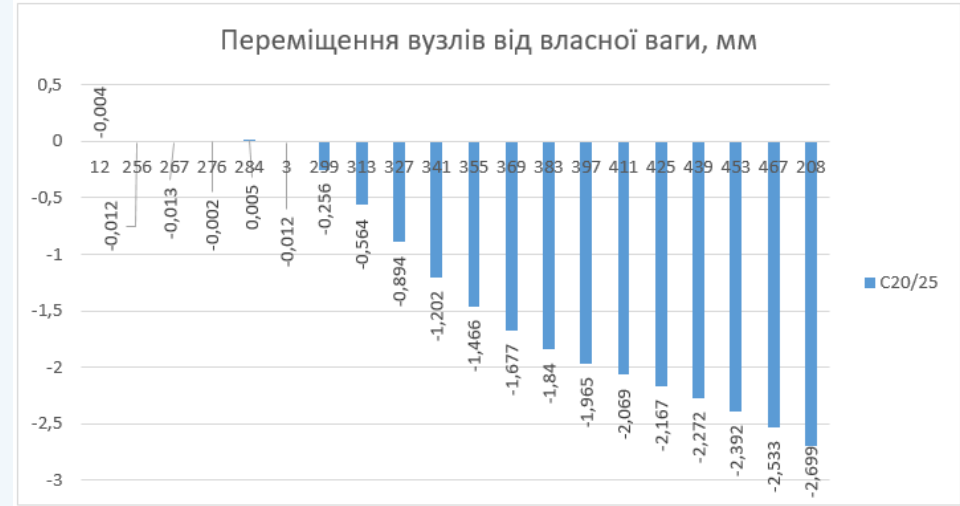
- Відповідно до розрахунку, форми деформованого стану для обох варіантів співпадають (мають однаковий вигляд)



Деформований стан для варіанту 1 та 2 від РСН



Мозаїка переміщень для двох варіантів від власної ваги



Розрахунок армування плити

Результат армування у пластинах для варіанту №1,
см²/мп

ГР	Елемент	Верх по Y AS1	Верх по X AS2	Низ по Y AS3	Низ по X AS4	ASW1	ASW2	Шир. тріщ. Корот.	Шир. тріщ. Трив.
1 - Оболонка / h= 20,00 см/ Бетон C20/25/ Армура: подовжня Ах: А400С1, Ау: А400С1/ поперечна А400С1/ Крок арматурних стержнів 200 мм									
1	129	1	1	1	1				
1	129	1	1	1	1				
1	134	1	1,85	1	1				
1	134	1	1,85	1	1				
1	138	1	1	1	1				
1	138	1	1	1	1				
1	140	1	1	1	1				
1	140	1	1	1	1				
1	151	1	1	1	1				
1	151	1	1	1	1				
1	153	1	1	1	1				
1	153	1	1	1	1				
1	168	1	1	1	1				
1	168	1	1	1	1				
1	169	1	1	1	1				
1	169	1	1	1	1				
1	189	1	1	1	1				
1	189	1	1	1	1				
1	190	1	1	1	1				
1	190	1	1	1	1				
1	217	1	1	1	1				
1	217	1	1	1	1				
1	240	1	1	1,09	1				
1	240	1	1	1,09	1				
1	259	1	1	1,17	1				
1	259	1	1	1,17	1				
1	279	1	1	1,31	1				
1	279	1	1	1,31	1				
1	300	1	1	1,52	1				
1	300	1	1	1,52	1				
1	327	1	1	1,66	1				
1	327	1	1	1,66	1				
1	350	1	1	1,75	1				
1	350	1	1	1,75	1				
1	368	1	1	1,8	1				
1	368	1	1	1,8	1				
1	388	1	1	1,83	1				
1	388	1	1	1,83	1				

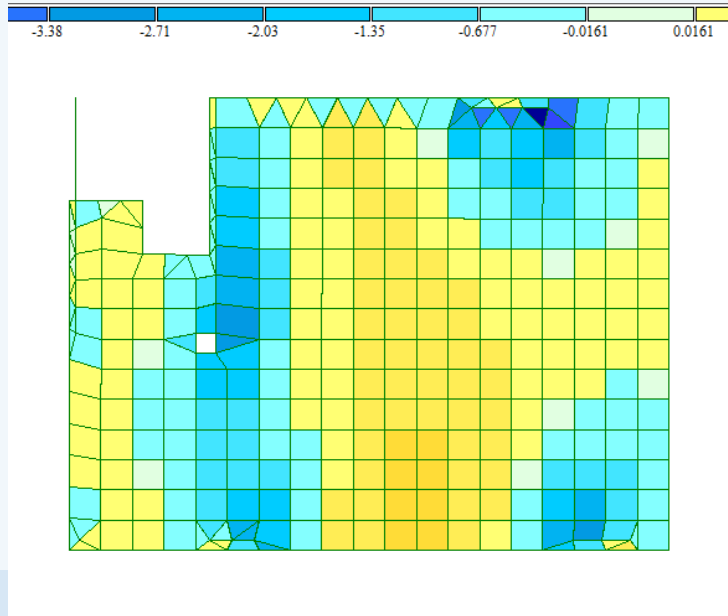
Результат армування у пластинах для варіанту №2,
см²/мп

ГР	Елемент	Верх по Y AS1	Верх по X AS2	Низ по Y AS3	Низ по X AS4	ASW1	ASW2	Шир. тріщ. Корот.	Шир. тріщ. Трив.
1 - Оболонка / h= 20,00 см/ Бетон C25/30/ Армура: подовжня Ах: А500С1, Ау: А500С1/ поперечна А500С1/ Крок арматурних стержнів 200 мм									
1	129	1	1	1	1				
1	129	1	1	1	1				
1	134	1	1,85	1	1				
1	134	1	1,85	1	1				
1	138	1	1	1	1				
1	138	1	1	1	1				
1	140	1	1	1	1				
1	140	1	1	1	1				
1	151	1	1	1	1				
1	151	1	1	1	1				
1	153	1	1	1	1				
1	153	1	1	1	1				
1	168	1	1	1	1				
1	168	1	1	1	1				
1	169	1	1	1	1				
1	169	1	1	1	1				
1	189	1	1	1	1				
1	189	1	1	1	1				
1	190	1	1	1	1				
1	190	1	1	1	1				
1	217	1	1	1	1				
1	217	1	1	1	1				
1	240	1	1	1,09	1				
1	240	1	1	1,09	1				
1	259	1	1	1,17	1				
1	259	1	1	1,17	1				
1	279	1	1	1,31	1				
1	279	1	1	1,31	1				
1	300	1	1	1,52	1				
1	300	1	1	1,52	1				
1	327	1	1	1,66	1				
1	327	1	1	1,66	1				
1	350	1	1	1,75	1				
1	350	1	1	1,75	1				
1	368	1	1	1,8	1				
1	368	1	1	1,8	1				
1	388	1	1	1,83	1				
1	388	1	1	1,83	1				

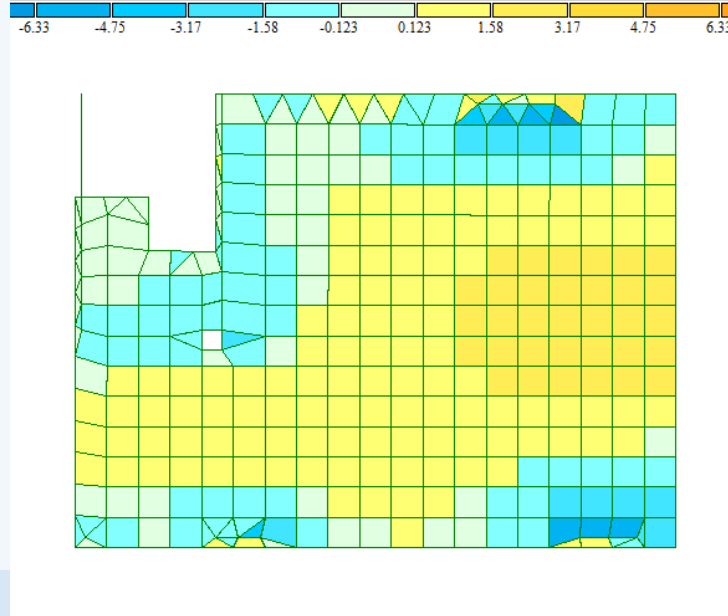
Як видно з результатів розрахунку - армування за різних класів бетону суттєво не змінилося.

Крок 2. Лінійний та нелінійний розрахунок плити

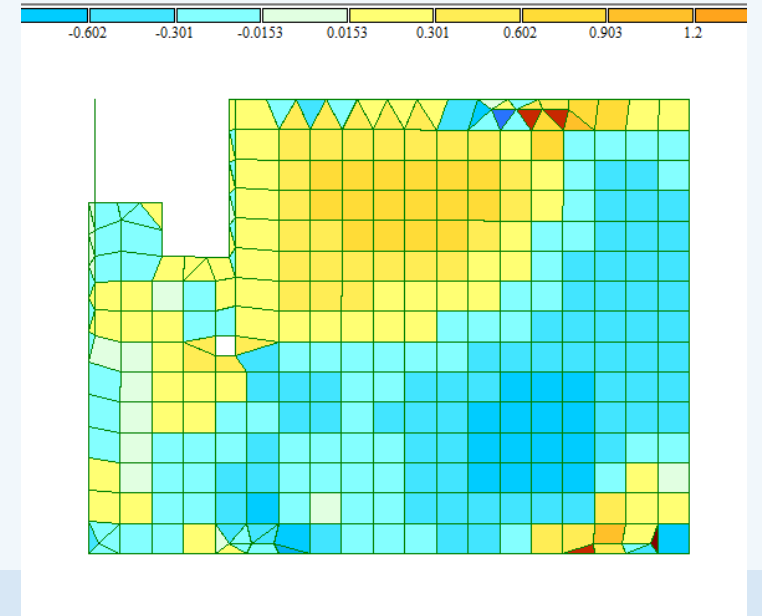
- Мозаїки ізополя при напруженому стані при лінійному розрахунку:



Мозаїка напружень по M_x



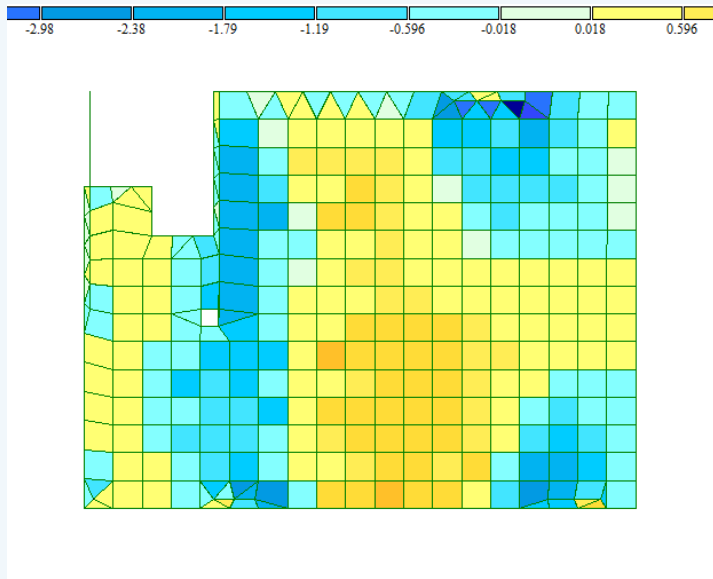
Мозаїка напружень по M_y



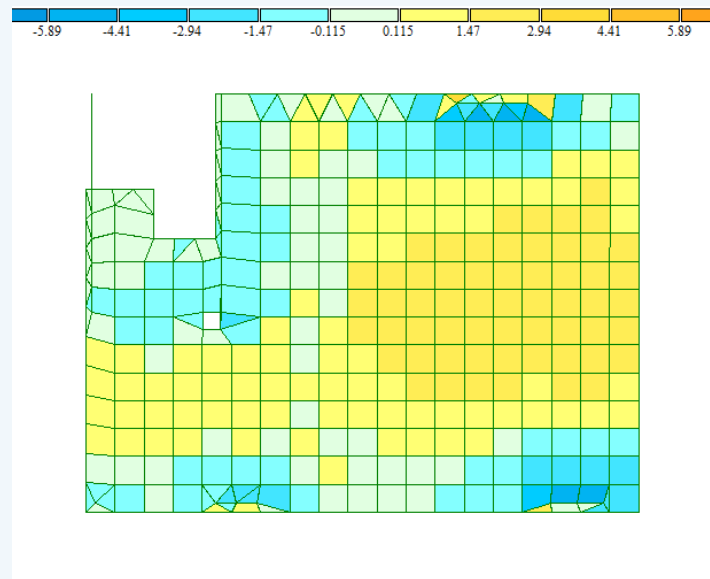
Мозаїка напружень по M_{xy}

Лінійний та нелінійний розрахунок плити

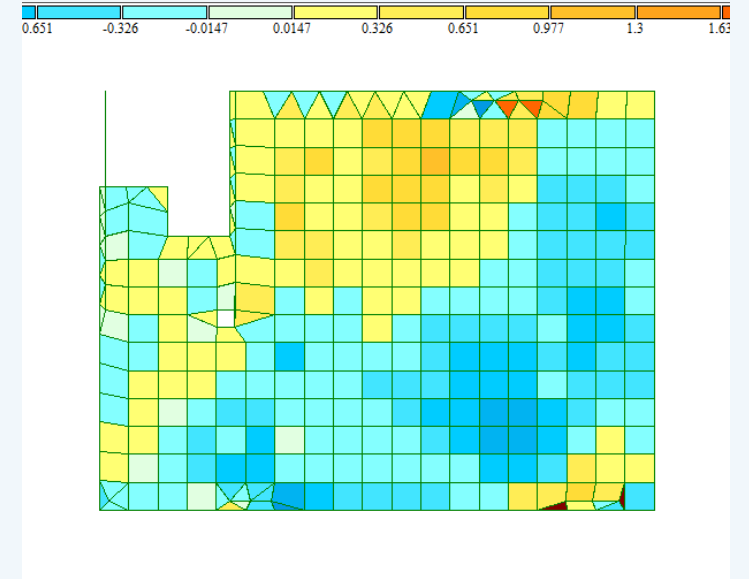
- Мозаїки ізополя при напруженому стані при Інженерному нелінійному розрахунку:



Мозаїка напружень по M_x



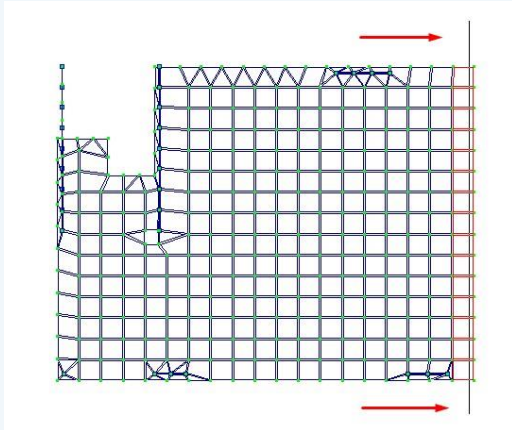
Мозаїка напружень по M_y



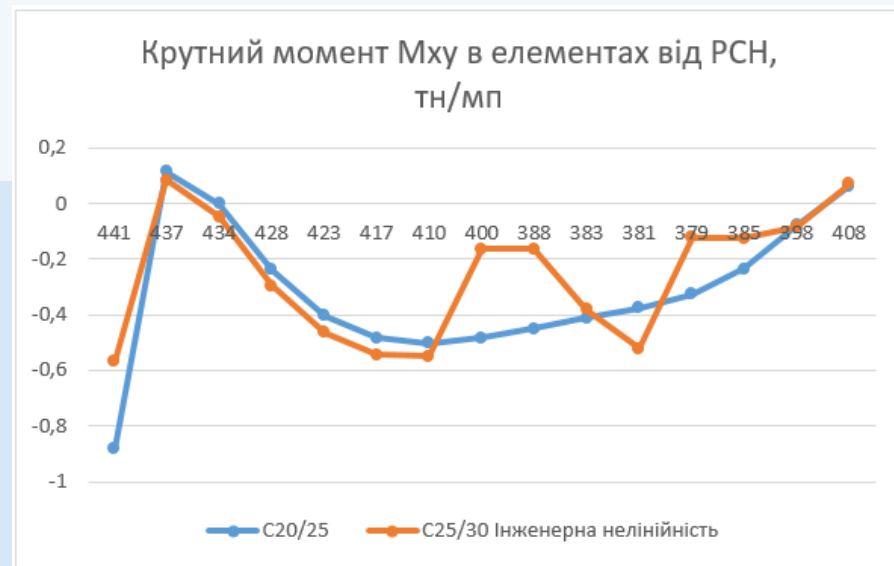
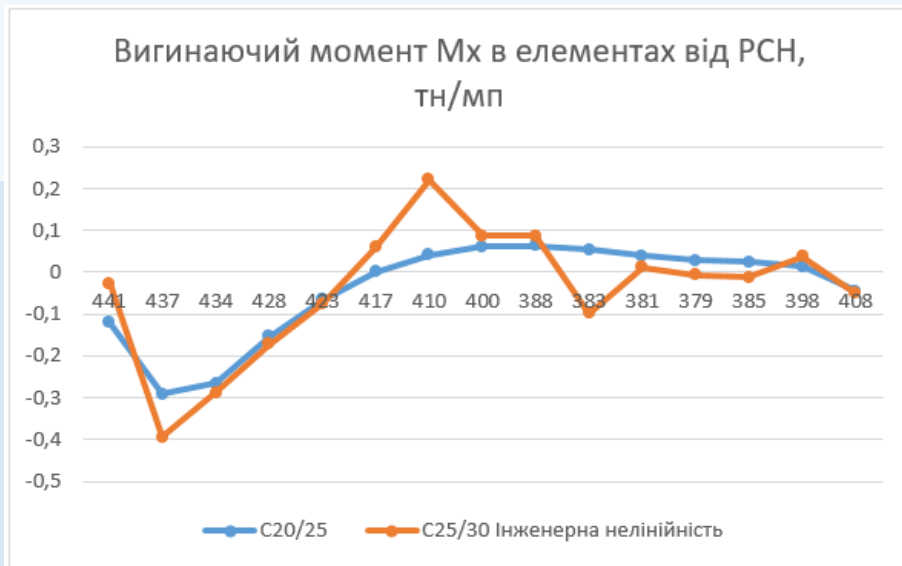
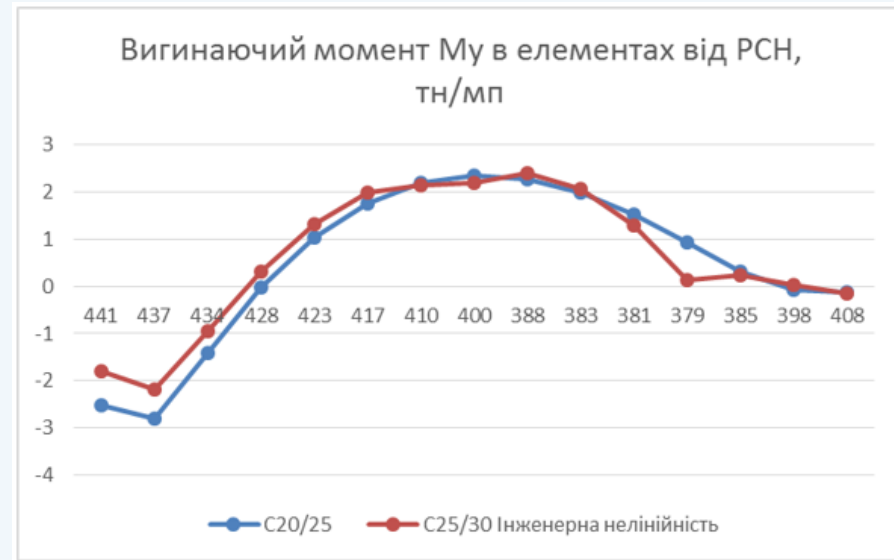
Мозаїка напружень по M_{xy}

Лінійний та нелінійний розрахунок плити. Напружений стан

- Порівняльні графіки зусиль від M_x , M_y , M_{xy} .



Переріз плити по елементах 379-441



Лінійний та нелінійний розрахунок плити. Напружений стан

- Порівняння вигинаючих моментів M_x , M_y , M_{xy} від РСН для варіантів розрахунку

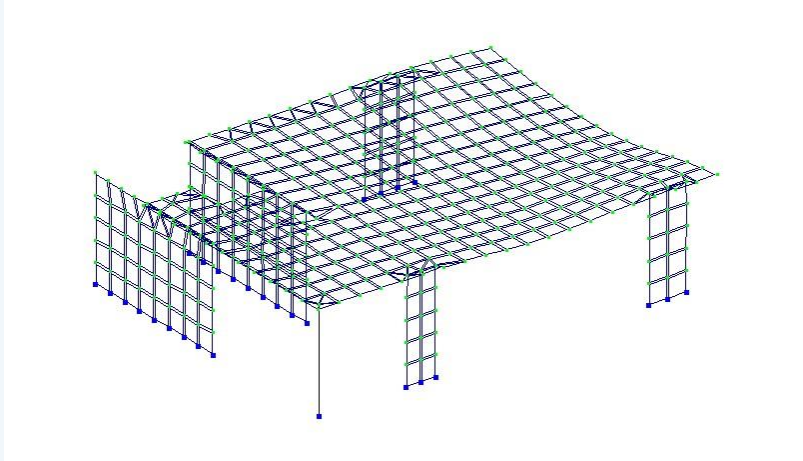
Номер елемента	Варіант 1	Варіант 2	Різниця, %
441	-0,121	-0,026	-78,5
437	-0,292	-0,395	+35,3
434	-0,266	-0,288	+8,3
428	-0,154	-0,172	+11,7
423	-0,066	-0,074	+12,1
417	0,001	0,06	+5900
410	0,042	0,222	+428
400	0,062	0,088	+41,9
388	0,063	0,087	+38,1
383	0,054	-0,098	+81,5
381	0,039	0,012	-69,2
379	0,029	-0,007	-75,9
385	0,025	-0,013	-48,0
398	0,014	0,037	+164,3
408	-0,045	-0,05	+11,1

Номер елемента	Варіант 1	Варіант 2	Різниця, %
441	-2,515	-1,787	-28,9
437	-2,802	-2,172	-22,5
434	-1,4	-0,961	-31,4
428	-0,026	0,32	-1330
423	1,028	1,32	+28,4
417	1,751	1,987	+13,5
410	2,179	2,125	-2,5
400	2,345	2,182	-7,0
388	2,274	2,382	+4,7
383	1,987	2,065	+3,9
381	1,515	1,279	-15,6
379	0,919	0,122	-86,7
385	0,321	0,246	-23,4
398	-0,072	0,027	-103,8
408	-0,128	-0,157	+22,7

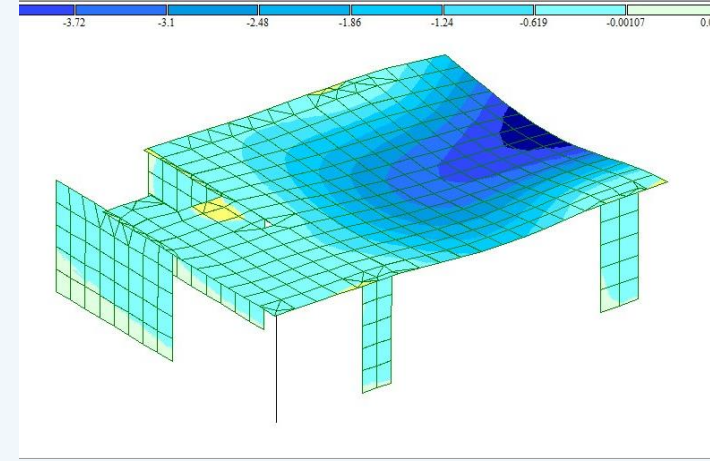
Номер елемента	Варіант 1	Варіант 2	Різниця, %
441	-0,884	-0,568	-35,7
437	0,114	0,084	-26,3
434	-0,002	-0,048	+2300
428	-0,239	-0,296	+23,8
423	-0,402	-0,465	+15,7
417	-0,484	-0,545	+12,6
410	-0,502	-0,548	+9,2
400	-0,483	-0,163	-66,3
388	-0,449	-0,164	-63,5
383	-0,411	-0,382	-7,1
381	-0,375	-0,523	+39,5
379	-0,325	-0,123	-62,2
385	-0,235	-0,126	-46,4
398	-0,079	-0,084	+6,3
408	0,062	0,071	+14,5

Лінійний та нелінійний розрахунок плити. Деформований стан

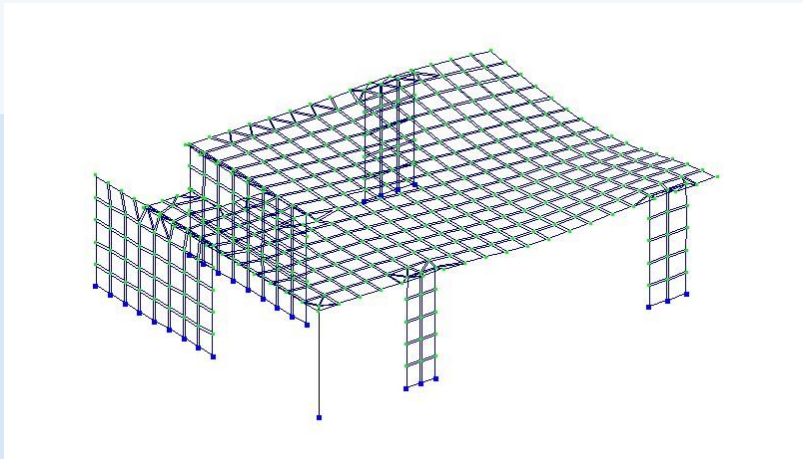
- Деформований стан плити при різних варіантах розрахунку



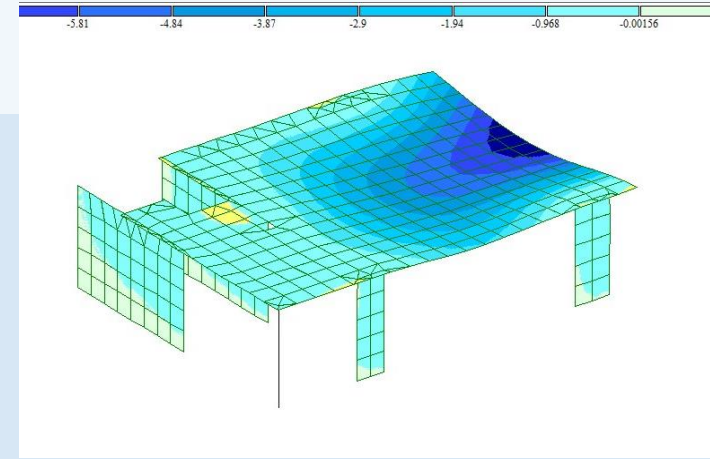
Деформований стан для лінійного розрахунку



Мозаїка переміщень для лінійного розрахунку



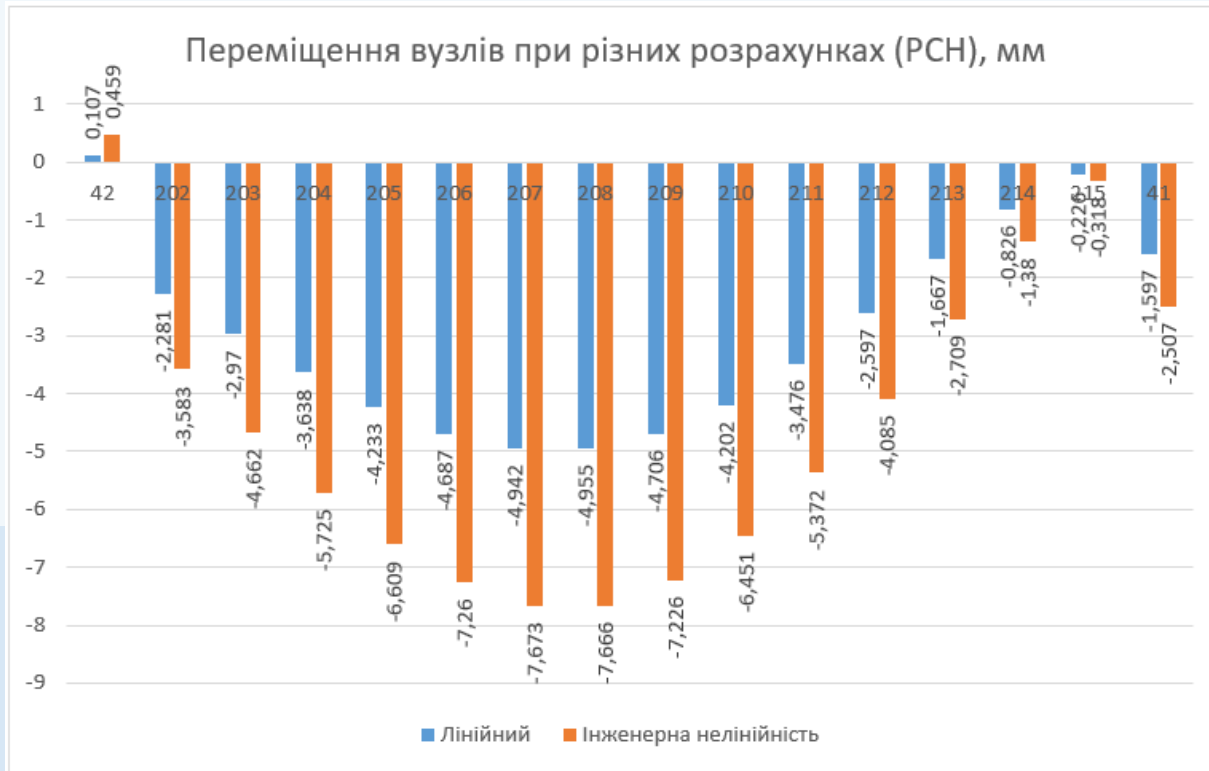
Деформований стан для нелінійного розрахунку



Мозаїка переміщень для нелінійного розрахунку

Лінійний та нелінійний розрахунок плити. Деформований стан

- Переміщення вузлів елементів 379 - 441 від РСН при лінійному розрахунку та при інженерній нелінійності



Номер вузла	Варіант 1 Лінійни розрахунок	Варіант 2 Інженерна нелінійність	Різниця, %
42	0,107	0,459	+329,0
202	-2,281	-3,583	+57,1
203	-2,97	-4,662	+57,0
204	-3,638	-5,725	+57,4
205	-4,233	-6,609	+56,1
206	-4,687	-7,26	+54,9
207	-4,942	-7,673	+55,3
208	-4,955	-7,666	+54,7
209	-4,706	-7,226	+53,5
210	-4,202	-6,451	+53,5
211	-3,476	-5,372	+54,5
212	-2,597	-4,085	+57,3
213	-1,667	-2,709	+62,5
214	-0,826	-1,38	+67,1
215	-0,226	-0,318	+40,7
41	-1,597	-2,507	+56,7

Лінійний та нелінійний розрахунок плити. Армування

- Результат армування плити у пластинах 379 – 441

ГР	Елемент	Верх по Y AS1	Верх по X AS2	Низ по Y AS3	Низ по X AS4	ASW1	ASW2	Шир. тріщ. Корот.	Шир. тріщ. Трив.
1 - Оболонка / h= 20.00 см/ Бетон C20/25/ Армування: подовжня Ах: А400С1, Ау: А400С1/ поперечна А400С1/ Крок арматурних стержнів 200 мм									
1	379	1	1	1,49	1				
1	381	1	1	3,04	1			0,27	0,4
1	383	1,03	1	4,13	1			0,3	0,4
1	385	1	1	1	1				
1	388	1,16	1	4,81	1			0,3	0,4
1	398	1	1	1	1				
1	400	1,24	1	4,96	1			0,3	0,4
1	408	1	1	1	1				
1	410	1,23	1	4,51	1			0,3	0,4
1	417	1,08	1	3,45	1			0,27	0,4
1	423	1	1	1,14	1				
1	428	1	1	1	1				
1	434	1	1	1	2,56			0,27	0,4
1	437	1	1	1	6,13			0,3	0,4
1	441	1	2,1	1	5,67			0,3	0,4

Армування плити у пластинах при
лінійному розрахунку

ГР	Елемент	Верх по Y AS1	Верх по X AS2	Низ по Y AS3	Низ по X AS4	ASW1	ASW2	Шир. тріщ. Корот.	Шир. тріщ. Трив.
1 - Оболонка / h= 20.00 см/ Бетон C25/30/ Армування: подовжня Ах: А500С1, Ау: А500С1/ поперечна А500С1/ Крок арматурних стержнів 200 мм									
1	379	1	1	1	1				
1	381	1	1	2,18	1				
1	383	1	1	4,37	1			0,27	0,4
1	385	1	1	1	1				
1	388	1	1	5,17	1			0,3	0,4
1	398	1	1	1	1				
1	400	1	1	4,61	1			0,27	0,4
1	408	1	1	1	1				
1	410	1,54	1	4,46	1			0,27	0,4
1	417	1,31	1	4,09	1			0,27	0,4
1	423	1	1	1,73	1				
1	428	1	1	1	1				
1	434	1	1	1	1,1				
1	437	1	1	1	4,55			0,27	0,4
1	441	1	1,23	1	3,75			0,27	0,4

Армування плити у пластинах при
інженерній нелінійності

Лінійний та нелінійний розрахунок плити. Армування

- Порівняння площі армування нижнього шару плити

Номер елемента	Варіант 1 Лінійний розрахунок	Варіант 2 Інженерна нелінійність	Різниця, %
379	1,49	1	-32,9
381	3,04	2,18	-28,3
383	4,13	4,37	+5,8
385	1	1	0
388	4,81	5,17	+7,5
398	1	1	0
400	4,96	4,61	-7,1
408	1	1	0
410	4,51	4,46	-1,1
417	3,45	4,09	+18,5
423	1,14	1,73	+51,6
428	1	1	0
434	1	1	0
437	1	1	0
441	1	1	0

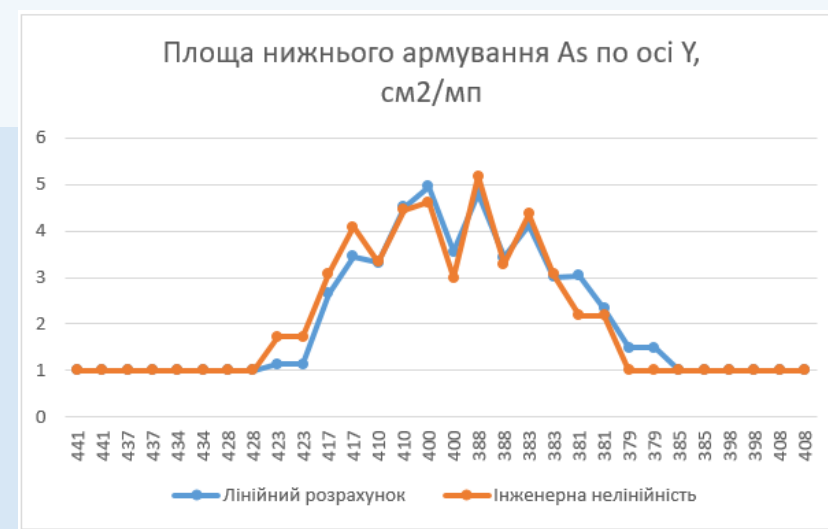
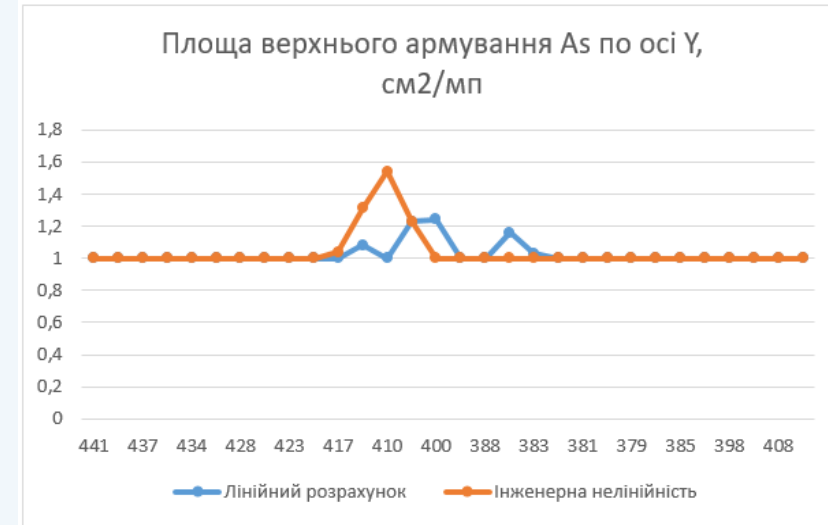
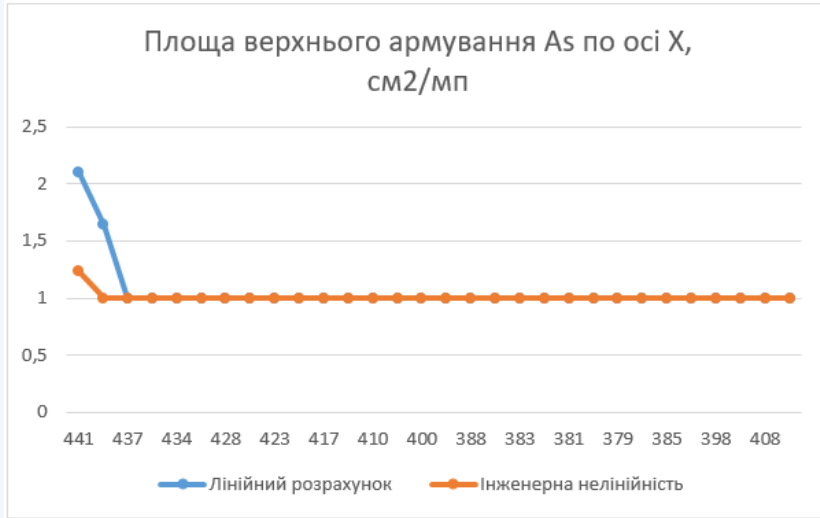
Порівняння розрахункової площі
нижньої арматури по осі Y (AS3), $\text{см}^2/\text{м}$

Номер елемента	Варіант 1 Лінійний розрахунок	Варіант 2 Інженерна нелінійність	Різниця, %
379	1	1	0
381	1	1	0
383	1	1	0
385	1	1	0
388	1	1	0
398	1	1	0
400	1	1	0
408	1	1	0
410	1	1	0
417	1	1	0
423	1	1	0
428	1	1	0
434	2,56	1,1	-57,0
437	6,13	4,55	-25,8
441	5,67	3,75	-33,9

Порівняння розрахункової площі
нижньої арматури по осі X (AS4), $\text{см}^2/\text{м}$

Лінійний та нелінійний розрахунок плити. Армування

- Графіки нижнього та верхнього армування по осі X та по осі Y



Висновки та перспективи подальших досліджень

- Під час опрацювання магістерської роботи, було виконано дослідження різних видів конструювання перекриття монолітного залізобетонного житлового будинку, який споруджується за сучасною каркасно-монолітною технологією. Також в дослідженні проводився аналіз напружено-деформованого стану перекриття від різних типів розрахунку, на що можна зробити такі висновки:

1. Призначення жорсткісних параметрів для різних класів бетону (С20/25 та С25/30) принципово не вплинуло на напружено-деформований стан плити та на величину необхідної за розрахунком арматури. Отже, для подальших розрахунків було обрано нижчий клас бетону С20/25.

2. При виконанні розрахунку плити за лінійним методом та з врахуванням нелінійності в програмному комплексі «ЛІРА-САПР», отримали результат, який показує досить суттєві відмінності у розрахунках, й насамперед, в оцінці деформативності конструкції, що працює на вигин. Так, прогини з урахуванням нелінійної роботи залізобетону, є в середньому на 55% більшими, ніж при розрахунку в пружній постановці.

3. Експериментами, що були проведені раніше, й числовими дослідженнями інших авторів, було доведено, що при пружному розрахунку програмні комплекси, що реалізують метод СЕ, надають занижений результат щодо прогинів конструкції. Отже, ***оцінка реальних прогинів залізобетонної конструкції, що працює на вигин, не можлива без врахування фізнелінійної роботи матеріалу конструкції.***

4. Вважаю, що розрахунок залізобетонних монолітних конструктивів за методикою з врахуванням інженерної нелінійності одним з перспективних напрямків конструкторської роботи. Ця методика дозволяє врахувати неоднорідність матеріалів, зробити оцінку запасу міцності конструкцій на різній стадії навантаження, аж до їх аварійного руйнування.