

**СХІДНОУКРАЇНСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ  
ІМЕНІ ВОЛОДИМИРА ДАЛЯ**

Факультет транспорту і будівництва

Кафедра будівництва, урбаністики та просторового планування

**ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА**  
до кваліфікаційної випускної роботи

освітньо-кваліфікаційного рівня \_\_\_\_\_ магістр \_\_\_\_\_  
(бакалавр, магістр)

напряму підготовки \_\_\_\_\_ 19 Архітектура та будівництво \_\_\_\_\_  
(шифр і назва напряму підготовки)

спеціальності \_\_\_\_\_ 192 Будівництво та цивільна інженерія \_\_\_\_\_  
(шифр і назва спеціальності)

на тему Моделювання роботи багатоповерхового будинку з локальним ушкодженням

Виконав студент групи МБГ-21дм

\_\_\_\_\_ Тюрін А.О. \_\_\_\_\_

  
.....  
(підпис)

Керівник \_\_\_\_\_ Черних О.А. \_\_\_\_\_

.....  
(підпис)

Завідувач кафедри \_\_\_\_\_ Татарченко Г.О. \_\_\_\_\_

.....  
(підпис)

Рецензент \_\_\_\_\_  
(прізвище та ініціали)

СХІДНОУКРАЇНСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ  
ІМЕНІ ВОЛОДИМИРА ДАЛЯ

Інститут, факультет «Транспорту і будівництва»

Кафедра «Будівництва, урбаністики та просторового планування»

Освітньо-кваліфікаційний рівень магістр  
(бакалавр, магістр)

Спеціальність 192 «Будівництво та цивільна інженерія»  
(шифр і назва)

Спеціалізація \_\_\_\_\_  
(шифр і назва)

**ЗАТВЕРДЖУЮ**  
Завідувач кафедри

“ \_\_\_\_\_ ” \_\_\_\_\_ 20\_\_ року

**ЗАВДАННЯ**  
НА ВИПУСКНУ КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ

Тюрін Андрій Олександрович  
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи: Моделювання роботи багатопверхового будинку з локальним ушкодженням

Спец. завдання \_\_\_\_\_

Керівник роботи Черних Олег Анатолійович, к. т. н., доцент  
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

затверджені наказом вищого навчального закладу від “17” 10 2022 року  
№ 39/14.03-С

2. Строк подання студентом роботи “19” 11 2022 року.

3. Вихідні дані до роботи: 27-поверховий житловий комплекс «Aston Park». Район будівництва – м. Київ. Характеристики ґрунту основи: тверда глина, об'ємна вага 1,82 тс/м<sup>3</sup>, кут внутрішнього тертя 21 градуси, зчеплення 0,8 тс/м<sup>3</sup>, модель деформації 2800 тс/м<sup>2</sup>, коефіцієнт Пуассона 0,3. Матеріали несучих елементів: колони, балки, плити перекриття, фундаментна плита, пілони, стіни – залізобетон. Матеріал перегоронок – цегла звичайна глиняна.

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити): 1. Створити математичну модель висотної монолітної будівлі в середовищі ПК МОНОМАХ за допомогою модуля «Компоновка». 2. Виконати розрахунки будівельних конструкцій будинку з урахуванням реальних діаграм від дії 1) проєктних навантажень, 2) динамічних вибухових навантажень, 3) пульсація вітрового навантаження за допомогою ПК ЛІРА САПР. 3. Виконати аналіз напружено-деформованого стану будівельних конструкцій. 4. Розробити висновки стосовно безпечної експлуатації житлового комплексу «Aston Park».

5. Перелік графічного матеріалу: Просторова модель будівлі. Плани поверхів. Схеми розташування несучих конструкцій. Епюри внутрішніх зусиль та переміщень.

6. Консультанти розділів роботи

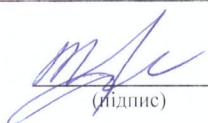
Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
1.	Черних О.А.	12.09.2022	12.09.2022
2.	Черних О.А.	03.10.2022	03.10.2022
3.	Черних О.А.	31.10.2022	31.10.2022
4.	Черних О.А.	14.11.2022	14.11.2022

7. Дата видачі завдання “12” 09 2022 року.

**КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН**

№ з/п	Назва етапів дипломної роботи магістра	Строк виконання етапів	Примітка
1.	Створення математичної моделі висотної монолітної будівлі	12.09.2022-03.10.2022.	
2.	Розрахунок будівельних конструкцій будинку з урахуванням реальних діаграм матеріалів	03.10.2022-31.10.2022.	
3.	Аналіз напружено-деформованого стану будівельних конструкцій	31.10.2022-14.11.2022.	
4.	Розробка висновків стосовно безпечної експлуатації житлового комплексу «Aston Park»	14.11.2022-19.11.2022.	

Студент



(підпис)

**Тюрін А.О.**  
(прізвище та ініціали)

Керівник проєкту (роботи)

(підпис)

**Черних О.А.**  
(прізвище та ініціали)

Примітки:

1. Форму призначено для видачі завдання студенту на виконання дипломного проєкту (роботи) і контролю за ходом роботи з боку кафедри
2. Розробляється керівником дипломного проєкту (роботи). Видається кафедрою.

## РЕФЕРАТ

Випускна кваліфікаційна робота другого (магістерського) рівня на тему «Моделювання роботи багатоповерхового будинку з локальним ушкодженням» (на прикладі ЖК «Aston Park») містить 99 сторінок, 12 таблиць, 80 рисунків, 12 формул, 47 слайдів.

**Актуальність теми.** В даний час завдання конструктивної безпеки багатоповерхових каркасних споруд є актуальним, оскільки необхідно забезпечити, в першу чергу, безпеку людини та знизити потенційні збитки при аварійних впливах.

ВКР другого (магістерського) рівня вищої освіти виконано в Східноукраїнському національному університеті імені Володимира Даля, на факультеті транспорту і будівництва відповідно до планів науково-дослідних робіт кафедри будівництва, урбаністики та просторового планування.

ВКРМ виконано студентом спеціальності 192 Будівництво та цивільна інженерія, групи МБГ-21дм Тюріним Андрієм Олександровичем під керівництвом доцента, канд. техн. наук Черниха Олега Анатолійовича.

**Метою роботи** є вивчення НДС монолітного багатоповерхового будинку з підтримкою розробки та реалізації розрахунку математичної моделі, реалізація найновіших концепцій інформаційних систем та дійсних будівельних норм України. Проектування та візуалізація розрахунку окремих конструктивних елементів будови. Огляд проєктних рішень та пошук альтернативних заходів вирішення проблемних завдань, пов'язаних із недоліками розрахункової схеми. А ще зіставлення підсумків розрахунку схем із різними конструктивними властивостями. Розробка математичної моделі, що відповідає реальній роботі конструкцій з урахуванням фізичної та геометричної нелінійності. Перевірка стійкості каркасу будови до прогресуючого обвалення. Огляд роботи будівлі під впливом вітрового навантаження.

Для досягнення поставленої мети в магістерській роботі проєктування і подальші розрахунки виконуються за допомогою ПК МОНОМАХ та ПК ЛІРА.

**Новизна** результатів полягає в розробці математичної моделі висотної будівлі, аналіз конструкції в пружно–пластичній стадії та фізично нелінійної стадії роботи конструкції при реальних діаграмах деформації матеріалів. Розробка методу розрахунку на стійкість проти прогресуючого обвалення.

**Практичне значення** полягає в тому, що результати та висновки дослідження можуть бути використані при подальшому проектуванні та аналізу роботи висотних залізобетонних будівель. Практична властивість даної методики полягає в аналізі моделі споруди, характеру її роботи, отримання даних про поведінку окремих конструктивних елементів споруди, прогини, переміщення, деформації, напруження, стійкість тощо.

**Ключові слова:** прогресуюче обвалення, локальне руйнування, висотна будівля, напруження, стійкість.

## ЗМІСТ

ВСТУП.....	8
РОЗДІЛ 1	
ХАРАКТЕРИСТИКА ОБ'ЄКТУ ДОСЛІДЖЕННЯ. РОЗРОБКА МАТЕМАТИЧНОЇ МОДЕЛІ .....	10
1.1. Вибір моделі об'єкту дослідження .....	10
1.2. Вихідні дані.....	12
1.3. Створення математичної моделі висотної монолітної будівлі в середовищі ПК МОНОМАХ за допомогою розрахункового модуля Компоновка .....	16
Висновки за розділом.....	25
РОЗДІЛ 2	
АНАЛІЗ РОБОТИ КОНСТРУКЦІЇ ФУНДАМЕНТУ .....	26
2.1. Навантаження на ґрунтову основу .....	26
2.2. Вибір конструкції фундаменту .....	29
Висновки за розділом.....	31
РОЗДІЛ 3	
ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ КОНСТРУКЦІЙ З УРАХУВАННЯМ РЕАЛЬНИХ ДІАГРАМ МАТЕРІАЛІВ.....	33
3.1. Стан питання.....	33
3.2. Створення моделі .....	33
3.3. Завдання основних параметрів матеріалів.....	42
3.4. Аналіз розрахунку схеми.....	48
3.4.1. Робота плито-пального фундаменту з врахуванням неоднорідності	

грунтової основи.....	48
3.4.2. Робота монолітної плити перекриття.....	50
3.4.3. Робота залізобетонної стіни центрального ядра жорсткості.....	51
3.4.4 Робота залізобетонної колони.....	53
3.4.5. Робота консольної балки.....	54
3.4.6. Робота залізобетонного пілона.....	55
Висновки за розділом.....	55
<b>РОЗДІЛ 4</b>	
<b>РОЗРАХУНОК БУДІВЛІ НА ОПІР ПРОГРЕСУЮЧОМУ ОБВАЛЕННЮ.....</b>	<b>57</b>
4.1. Загальні положення.....	57
4.2. Вибір схеми локального руйнування. Аналіз розрахунків.....	58
Висновки за розділом.....	70
<b>РОЗДІЛ 5</b>	
<b>ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ВИСОТНОЇ БУДІВЛІ ВІД ВПЛИВУ ВІТРУ.....</b>	<b>72</b>
5.1. Загальні положення.....	72
5.2. Метод дослідження.....	75
5.3 Особливості створення моделі. Аналіз розрахунків.....	76
5.4. Дослідження нестійких аеропружних коливань будівлі від впливу вітрового навантаження.....	83
5.5. Придатність до нормальної експлуатації.....	90

Висновки за розділом.....	91
ВИСНОВКИ.....	95
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ .....	97



## ВСТУП

В даний час завдання конструктивної безпеки багатоповерхових каркасних будівель є актуальним, тому що необхідно забезпечити насамперед безпеку людини та зменшити потенційні збитки при аварійних впливах.

Виникає об'єктивна необхідність забезпечення конструктивної безпеки багатоповерхових будівель та споруд при аварійних впливах, на разі при вибухових впливах. Вплив на багатоповерховий будинок значно впливає на напружено-деформований стан несучої системи та впливає навіть на далеко розташовані від місця впливу ділянки. Зі зміною при вибуховому впливі властивостей міцності і деформативних властивостей конструкцій відбувається перерозподіл зусиль у всіх елементах несучої системи.

Конструктивна безпека є стійкістю будівель при аварійних ситуаціях, у тому числі від прогресуючого обвалення. Для захисту будівель у таких випадках необхідно запобігти руйнуванню окремих несучих будівельних конструкцій або їх частин.

Одне з найважливіших завдань стійкості будівель та споруд є розробка методів розрахунку, що дозволяють найбільш точно оцінити можливості конструкцій чинити опір різним впливам. Аналіз можливих наслідків (руйнування, зміна фізико-механічних характеристик) дає інформацію для проєктування стійкіших конструкцій, знаходження економічних рішень, підвищення їх безпеки, посилення вже пошкоджених будівель та споруд. Водночас реальні умови деформування конструкцій при аварійних впливах дуже складні. Аварійне навантаження, крім особливостей впливу, залежить і від динамічних характеристик будівель та споруд.

Завдання дослідження динамічного процесу у багатоповерхових залізобетонних каркасах при локальних пошкодженнях в умовах вибухових впливів має важливе значення при проєктуванні економічних та надійних будівель та споруд.

Забезпечення конструктивної безпеки багатоповерхових будівель перевіряється при розрахунку конструкцій на прогресуюче обвалення.

Під терміном прогресуюче руйнування (обвалення) розуміється поширення початкового локального руйнування, що призводить конструкцію до повного руйнування або руйнування її більшої частини.

Такий тип обвалення будівель може супроводжуватися серйозними економічними наслідками, якщо вчасно не проведено заходів щодо своєчасного запобігання або мінімізації руйнування несучих конструкцій. В даний час питання запобігання прогресуючого обвалення багатоповерхових цивільних будівель набувають все більшого значення, насамперед, щоб забезпечити безпеку громадян.

Стійкість будівлі до прогресуючого обвалення перевіряється розрахунком наслідків впливу гіпотетичних локальних обвалень несучих конструкцій.

Такий розрахунок дозволяє оцінити стійкість до прогресуючого обвалення при виході з ладу будь-якої несучої конструкції. Як правило, причиною локального обвалення є непередбачені обставини, що виходять за рамки загальноприйнятих умов експлуатації споруди та викликають наднормативні дії та навантаження на конструкції. При цьому динамічна складова навантажень на конструктивні елементи будівель закладається без урахування вибухових впливів на залізобетон, що не дозволяє правильно врахувати локальні обвалення, спричинені вибухом.

## РОЗДІЛ 1

### ХАРАКТЕРИСТИКА ОБ'ЄКТУ ДОСЛІДЖЕННЯ. РОЗРОБКА МАТЕМАТИЧНОЇ МОДЕЛІ

#### 1.1. Вибір об'єкту досліджування

Висотні будівлі мають свою специфіку, що істотно відрізняє їх від звичайних будівель. До особливостей висотних будівель відносяться [2]:

- дуже високе навантаження на відповідальні конструкції, у тому числі на ґрунтову основу і фундаменти;
- високе, інколи критичне значення горизонтальних (в першу чергу, вітрових) навантажень;
- проблеми забезпечення спільної роботи в несучих конструкціях таких матеріалів, як сталь та бетон, а також неоднаково навантажених елементів конструкцій, наприклад, колон та стін;
- безбалочне перекриття, що мають складну конфігурацію в плані, обумовлену наявністю великої кількості нерегулярно розташованих балконів, еркерів, лоджій, отворів;
- нерегулярно розташовані вертикальні несучі елементи – діафрагми, колони, пілони, крім того, конструкції зовнішніх стіни, на поверхах спираються на міжповерхові перекриття;
- підвищена значущість дії ряду природних (сейсмічних, атмосферних, аеродинамічних) і техногенних чинників (вібрації, шуми, аварії, пожежі, диверсійні акти, локальні руйнування) на безпеку експлуатації;
- складність інженерних систем і комунікацій, обумовлена висотою будівлі, що вимагає створення додаткових інженерних вузлів (технічних поверхів);
- підвищені вимоги пожежної безпеки, які в істотній мірі впливають на вибір конструктивних рішень.

Дані свідчення необхідно враховувати при підборі структурної схеми багатоповерхового будинку, а також при проектуванні конструкцій. Підбір тієї чи

іншої схеми залежить від безлічі умов, основними з яких висота будинку, вимоги будівництва (сейсмічність, ґрунтові властивості, погодні, властивості вітру тощо), архітектурно-планувальні умови.

Для дослідження було обрано непобудований ЖК «Aston Park». Це багатоповерховий будинок, який мав бути збудований одночасно з ЖК по вул. Солом'янській 15а. Ці дві будівлі архітектурно схожі між собою, хоч мають деякі відмінності. Для цілісності картини вони мають доповнювати один одного. Саме через порушення архітектурної композиції було обрано цей непобудований об'єкт. Модель житлового комплексу зображено на рис. 1.1.



Рис. 1.1 Модель ЖК «Aston Park»

Наведена конструктивна модель відображає класичну рамно-зв'язкову систему, діафрагмами жорсткості призначаються сходові клітки, центральна частка споруди - сильне ядро жорсткості, в якому зосереджена основна вага з усієї будівлі.

Для багатоповерхового будинку дуже важливо, а інколи необхідно, його вміння протидіяти горизонтальним навантаженням без великих прогинів його верхніх елементів. Значення цих горизонтальних прогинів відповідно до норм не повинні бути вище 1/500 від висоти будинку, хоча на практиці для безліч висоток вони нижчі [1].

Відношення висоти будинку до ширини називають коефіцієнтом гнучкості. Його показник, як продемонструвала практична діяльність багатоповерхового будівництва, не повинен бути більше 8, тому що інакше або не виконуються експлуатаційні характеристики споруди, або необхідні дорогі конструктивні заходи для надання необхідної жорсткості будинку. Вибраний варіант відповідає перерахованим вище умовам,  $H_3 = 85,2$  м,  $B = 21,6$  м,  $\lambda = 3,95$ .

Підбір відповідної структури багатоповерхового будинку дозволяє збільшити його стійкість вітровим навантаженням. Найбільш доцільною відносно дії вітру є кругла в плані форма будівлі. Обрана форма трохи поступається їй, проте має оптимальну стійкість через сильну основну частину.

Підбір використаного матеріалу конструкцій, взаємопов'язаний насамперед разом з вогнестійкістю. В останній період часу конструкції багатоповерхових будівель вибирають здійснювати з залізобетону, тому що даний матеріал має велику вогнестійкість і економність, а його властивості міцності наближаються до міцності сталі.

## 1.2. Вихідні дані

Проектування будівлі виконане згідно з вимогами будівельних норм, що діють, з дотриманням додаткових вимог, які стосуються висотного будівництва і представлені в [3-9].

Об'єкт дослідження – 27-поверховий житловий комплекс. План типового поверху представлений на рис. 1.3.

Висота 1-го, 2-го, 24-го та 25-го поверхів складає 3,3 м. Висота 3-23, 26 та 27 поверхів 3 м. Висота спорудження над ліфтовою шахтою 3 м. Відмітка підлоги першого поверху 0,000. Відмітка планування 0,000 м.

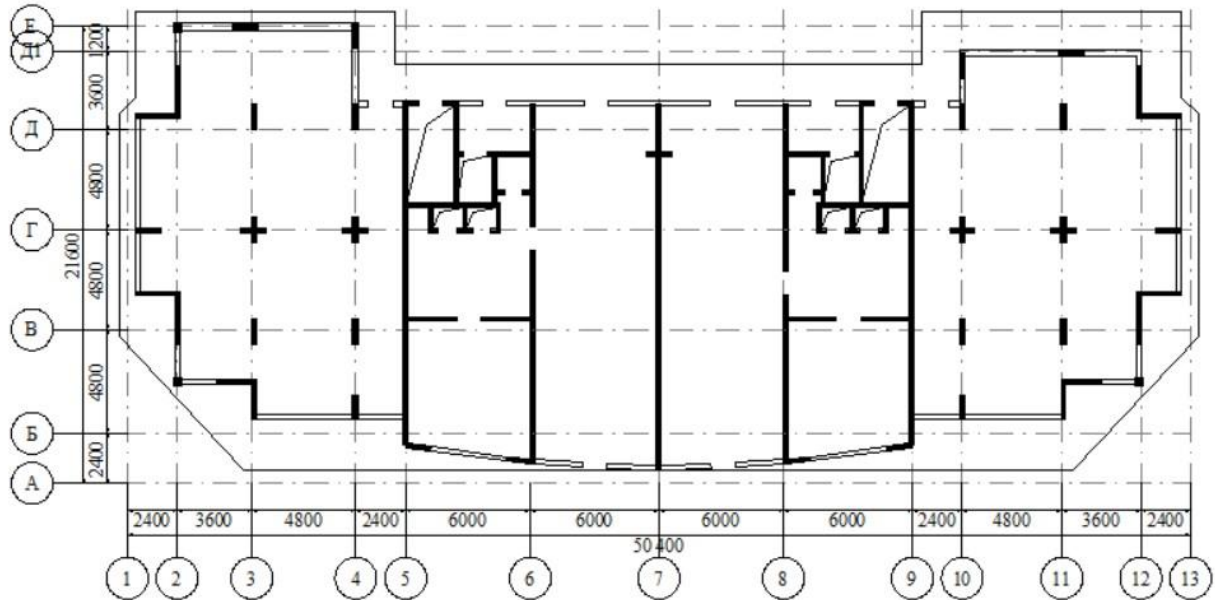


Рис. 1.2 План 1-го поверху

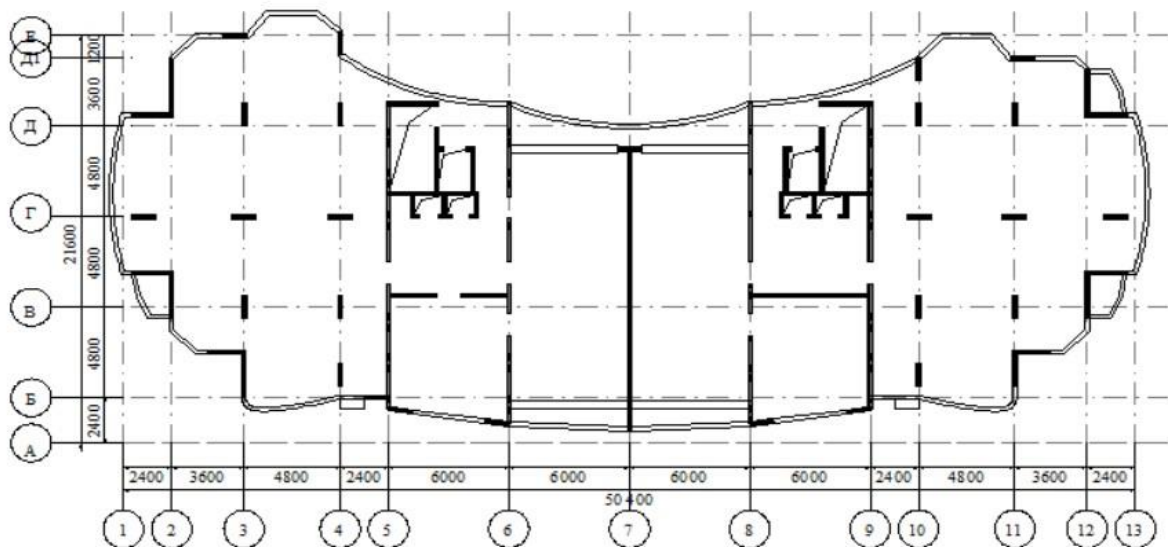


Рис. 1.3 План типового поверху

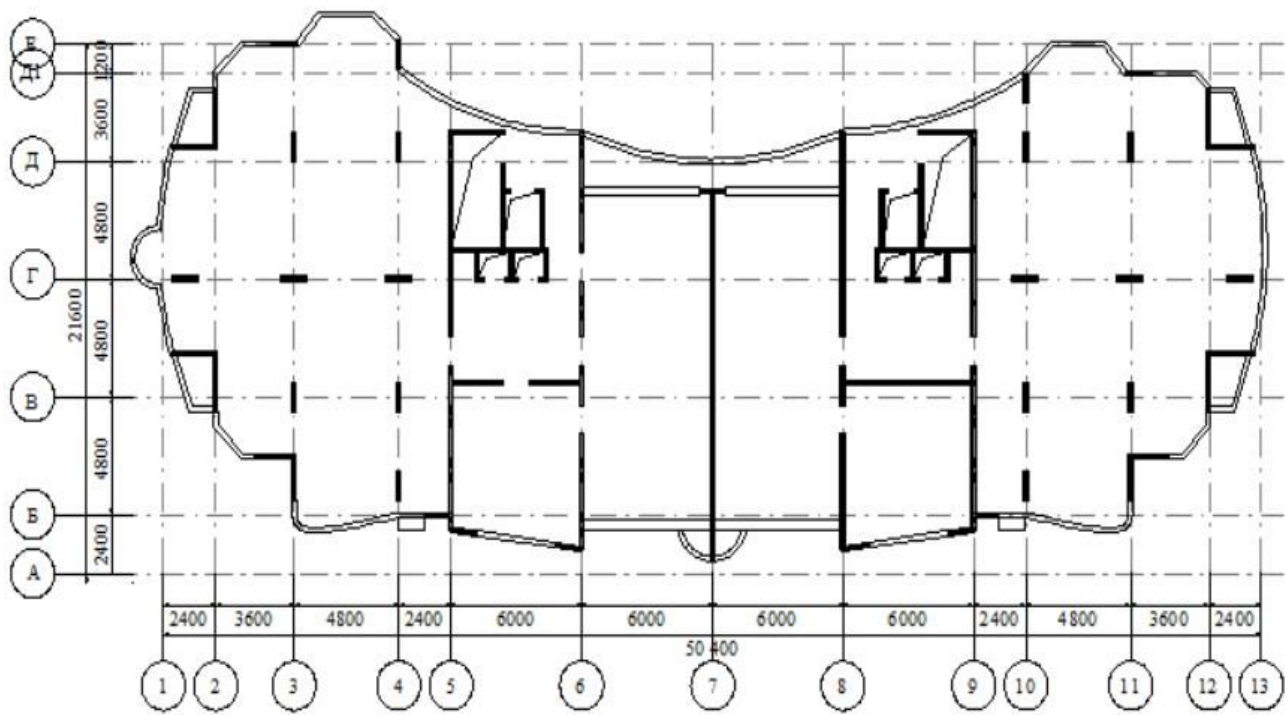


Рис. 1.4 План 13-го поверху

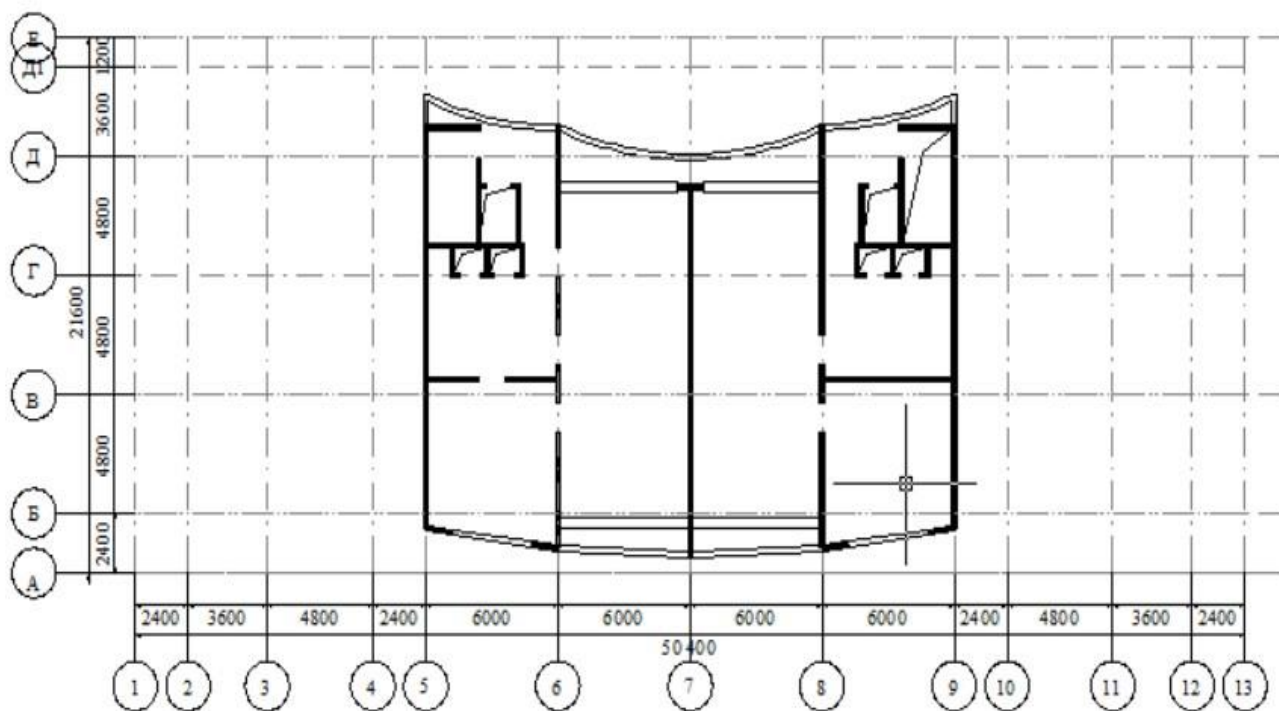


Рис. 1.5 План технічного поверху

Характеристики ґрунту основи: тверда глина, об'ємна вага  $1,82 \text{ тс/м}^3$ , кут внутрішнього тертя  $21$  градуси, зчеплення  $0,8 \text{ тс/м}^3$ , модуль деформації  $2800 \text{ тс/м}^2$ , коефіцієнт Пуассона  $0,3$ .

Матеріали елементів: колони, балки, плити перекриття та фундаментна плита – залізобетон В30, пілони та стіни залізобетон – В20. Матеріал ненесучих стін та перегородок – цегла звичайна глиняна.

Розміри перетинів колон –  $0,4 \times 0,4 \text{ м}$ , балок –  $0,4 \times 0,5 \text{ м}$ . Товщина плит перекриття та стін -  $0,2 \text{ м}$ . Товщина фундаментної плити –  $1,6 \text{ м}$ . Товщина пілонів –  $0,24 \text{ м}$ . Довжина буронабивних паль –  $5,5 \text{ м}$ .

Ненесучі стіни з віконними заповненнями та частина перегородок моделюються навантаженнями на плити перекриття.

Навантаження на плиту перекриття (нормативні значення):

- постійне рівномірно розподілене (з урахуванням ваги перегородок та конструкції підлоги)  $g_1 = 0,3 \text{ тс/м}^2$ ;
- постійне рівномірно розподілене (у ліфтових холах)  $g_2 = 0,3 \text{ тс/м}^2$ ;
- довготривале рівномірно розподілене  $g_3 = 0,4 \text{ тс/м}^2$ ;
- постійне рівномірно розподілене від ненесучих стін з віконними заповненнями  $g_4 = 0,22 \text{ тс/м}$ ;
- постійне рівномірно розподілене від огорожі балконів  $g_5 = 0,14 \text{ тс/м}$ .

Навантаження на плиту перекриття на технічному поверсі (нормативні значення):

- постійне рівномірно розподілене  $g_1 = 0,2 \text{ тс/м}^2$ ;
- довготривале рівномірно розподілене  $g_3 = 0,4 \text{ тс/м}^2$ .

Навантаження на плиту покриття спорудження над ліфтовою шахтою (нормативні значення):

- постійне рівномірно розподілене  $g_1 = 0,2 \text{ тс/м}^2$ ;
- довготривале рівномірно розподілене  $g_3 = 0,4 \text{ тс/м}^2$ .

Навантаження на фундаментну плиту (нормативні значення):

- постійне рівномірно розподілене  $g_1 = 0,1 \text{ тс/м}^2$ ;



- довготривале рівномірно розподілене  $g_3 = 0,1 \text{ тс/м}^2$ .

Район будівництва місто Київ. Термін експлуатації 100 років [8].

Вітрові впливи згідно (ДБН В.1.2-2:2006), вітровий район I, тип місцевості IV:

- напрям дії 90 градусів до осі x будівлі;
- напрям дії 135 градусів до осі x будівлі.

Снігові впливи (ДБН В.1.2-2:2006), сніговий район 5:

- довготривале рівномірно розподілене  $g_6 = 0,17 \text{ тс/м}^2$ .

### 1.3 Створення математичної моделі висотної монолітної будівлі в середовищі ПК МОНОМАХ за допомогою розрахункового модуля Компоновка

Фізична форма будівлі є багатовимірною системою з колон, стін, плит, балок та їх з'єднань, а також відомості про фізико-механічні властивості використаних матеріалів і навантажень.

Перша стадія формування розрахункової моделі – це використання єдиних даних споруди (рис. 1.6), що закликає необхідних відомостей архітектурно-планувальних висновків.

Загальні характеристики будівлі

Відмітка планування: 0 м

Відмітка верху підколоники: 0 м

Відмітка підлоги: -1.6 м

Схема розподілу горизонтальних навантажень при розрахунку всієї будівлі: Рамно-в'язова

Характеристики ґрунту

Об'ємна вага (т/м <sup>3</sup> )	Кут внутрішнього тертя (°)	Зчеплення (тс/м <sup>2</sup> )	Модуль деформації (тс/м <sup>2</sup> )	К-тг переходу до 2-го модуля	Коефіцієнт Пуассона
1.82	21	0.8	2800	5	0.3

Додаткові параметри розрахунку жорсткості пружної основи

Luambda: 0.5

Норми: СНиП 2.02.01-83

Метод: 3

Мінімальна глибина стисливої товщі: 0 м

Враховувати вагу ґрунту, зрізаного вище підлоги фундаменту:

Додаткове постійне напруження по всій глибині: 0 тс/м<sup>2</sup>

OK Відміна Довідка

Рис. 1.6 Загальні характеристики будівлі

Характерною рисою встановленої рамно-в'язової схеми вважається лімітування рухів скелета будівлі через діафрагми жорсткості. Ця модель властива тим, що підвищення жорсткості структурної системи досягається використанням

вертикальних стін жорсткості, ліфтових шахт і сходових кліток. З цієї причини діафрагми жорсткості, стримуючи деструкції споруди, приймають у собі суттєве, а в окремих ситуаціях практично абсолютне сейсмічне і вітрове навантаження, що утворюється в каркасному будинку.

Конструктивна роль вертикальних діафрагм у складі кістяка висотної споруди не тільки в тому, що вони розвантажують основу, знижуючи навантаження, що уловлюється рамками (в 10 - 25%), але, переважно, в тому, що вони якісно змінюють вигляд епюри поперечних сил стійок висотних рам.

Властивості застосованих матеріалів і елементів зображені на рис. 1.7.

Матеріали ×

Назва	Тип	Модуль пружності, тс/м2	Коеф. Пуассона	Об'ємна вага, т/м3	Код в ЦМО	Ціна за м3	Деталі	використовується
1. ж/б В30 АІІ АІ	Залізобетон	3e+006	0.2	2.5	46		В30, А-ІІІ, А-І	Так
2. ж/б В20 АІ АІ	Залізобетон	3e+006	0.2	2.5	46		В20, А-І, А-І	Так
3. ж/б В30 АІІ АІІ	Залізобетон	3e+006	0.2	2.5	46		В30, А-ІІІ, А-ІІІ	Так

Поточний матеріал:

Додати... Змінити... Копіювати

Видалити Видалити все

Додати з файлу... Зберегти в файл...

Матеріали для фундаментів під колони

1. ж/б В30 АІІ АІ

Матеріали для фундаментів під стіни

1. ж/б В30 АІІ АІ

Вибрати елементи, що мають поточний матеріал

Де шукати: На поточному поверсі

Дія: Вибір зі скасуванням по

OK Відміна

Рис. 1.7 Задані характеристики матеріалів конструкцій

Наступна діяльність спрямована на формування просторової моделі висотної споруди, яка складається з декількох стадій.

**Завдання сітки колон.** На першій стадії розрахунку з метою оцінки зусиль в елементах конструктивної системи дозволяється застосовувати самі близькі значення жорсткостей елементів, маючи на увазі, що поділ зусиль в конструктивних системах залежить не від величини, а, в основному, від взаємному зв'язку жорсткостей цих елементів [3]. Напруги в вертикальних конструкціях встановлюються з розрахунку конструктивної структури споруди разом з основою

будинку і ґрунтовою базою. Величини перетинів і армування вертикальних конструкцій багатоповерхових будівель призначаються з розрахунку згідно з двома групами граничних станів.

Розрахунком за першою групою граничних станів випробовуються всі без винятку елементи споруди з метою уникнення руйнувань при впливі навантажень в ході будівництва, а також експлуатації споруди, зокрема з метою уникнення прогресуючого обвалу у разі локального знищення елементів, внаслідок аварійних дій.

Розрахунком за другою групою граничних станів обстежується виявлення тріщин у вертикальних елементах, а також споруда в повному обсязі з метою обмежень горизонтального пересування верхньої частини і форсування коливань верхніх поверхів.

Колони багатоповерхових будинків слід здійснювати з важкого бетону високої міцності. Рациональні геометричні величини поперечного перетину колон формуються на основі техніко-економічного розрахунку [1]. Характеристики застосованих перетинів колон зображені на рис. 1.8.

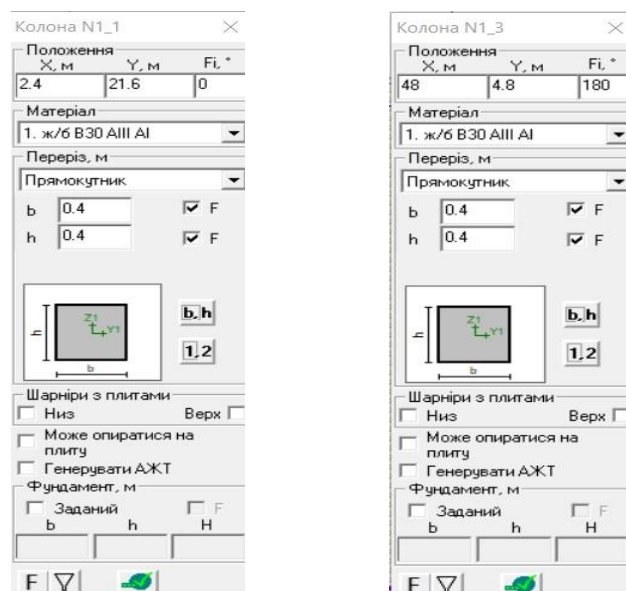


Рис. 1.8 Параметри колон каркасу

Будівля складається з однієї секції. Колони розташовані лише на першому поверсі. Для кожної колони в нумерації вказується номер поверху та номер колони.

В нижньому рядку вказується форма перетину, розміри або габарити для складних перетинів, признак фіксації розмірів та код матеріалу.

Вертикальні конструкції кістяка будинку, твердо пов'язані разом з плитами перекриття і фундаментною плитою, формують дуже цупку систему. Вертикальні навантаження можуть сильно перерозподілятися між вертикальними елементами.

**Завдання стін та пілонів.** Несучі стіни формують ядро жорсткості, шахту ліфта і сходових кліток, що забезпечує просторову жорсткість. Товщина стін - 0,2 м, товщина пілонів - 0,24 м. З метою правильного розрахунку споруди необхідно здійснювати контроль, щоб стіни наводилися не до межі колони, а до її осі, щоб було здійснено вимогу рамно-в'язової дії будинку. Розміщення стін першого поверху представлено на рис. 1.9.

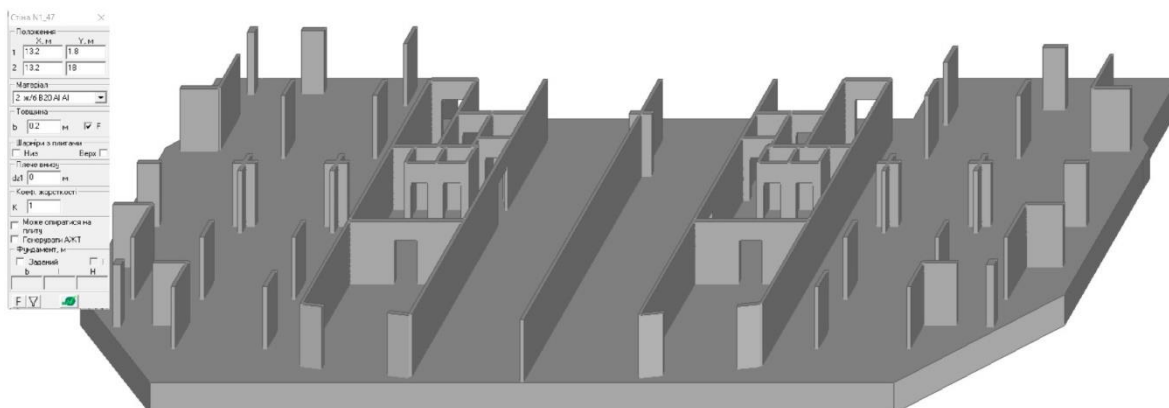


Рис.1.9 Схема розташування колон, пілонів та стін першого поверху

Обчислення міцності стін, зокрема стін, що становлять ядро жорсткості, виконується в області і з області стін. Обчислення проводиться так само як з метою лінійних елементів згідно з нормальними перетинами на дію згинаючих моментів і поздовжніх сил з врахуванням вертикальної арматури, розташованої у бокових граней, так і за похилими перетинами на дію поперечних і поздовжніх сил з врахуванням горизонтальної арматури, розташованої по товщині стіни [1].

Крім розрахунку конструювання вертикальних елементів багатоповерхових будинків повинні дотримуватися конструктивні умови, що забезпечують безпеку будови в таких випадках, якщо розрахунком неможливо повністю враховувати і дати оцінку характеру протидії елементів.

**Завдання плит перекриття.** За останній час широко застосовуються плоскі безбалочні монолітні перекриття, що опираються на колони кістяка без капітелей. Подібні перекриття і основа загалом сприятливі для внутрішнього розпланування житлових і цивільних будівель.

Як раніше було вказано, плити перекриття багатоповерхових будинків мають кілька характерних рис, які значно виділяють їх з раніше використовуваних монтажних плит перекриття в прямокутних проєктах. До ключових особливостей можна зарахувати: складну форму в проєкті; випадкове розміщення опор і отворів; випадкові введення балочних ростверків; модифікується товщина плити, стимульована потребою збільшення основних зон плити в області колон. Значним фактором також є можливі нерівномірні осідання опор плити, особливо для верхніх поверхів, визначені не так навантаженням власне на плиту даного перекриття, як нерівномірними укороченнями вертикальних елементів в єдиній схемі споруди.

Обчислення перекриття багатоповерхових будов, так само як і інших конструкцій, необхідно здійснювати відповідно до функціонуючих нормативних документів. Наявність встановлених габаритів споруди і розташування вертикальних елементів, а також даних про використані матеріали, обчислення в цілому можна розділити на три ключові стадії: встановлення зусиль; вибір і контроль перетинів відповідно за міцністю; контроль відповідно до деструкцій (виявлення тріщин, прогини).

З метою підбору виду системи перекриття, проаналізуємо ряд становищ, що утворюються при наявності утвореної моделі. Подальші обчислення виконуємо разом із підтримкою ПК МОНОМАХ, обчисленого модуля ПЛИТА. З метою конкретизації розберемо плиту перекриття типового поверху. Таким чином проаналізуємо вплив присутності випадкових отворів на роботу плити [2]. На рис.

1.10 представлені ізополя згинаючого моменту цілої плити перекриття і плити разом з отворами під сходову клітку і комунікації (рис. 1.11).

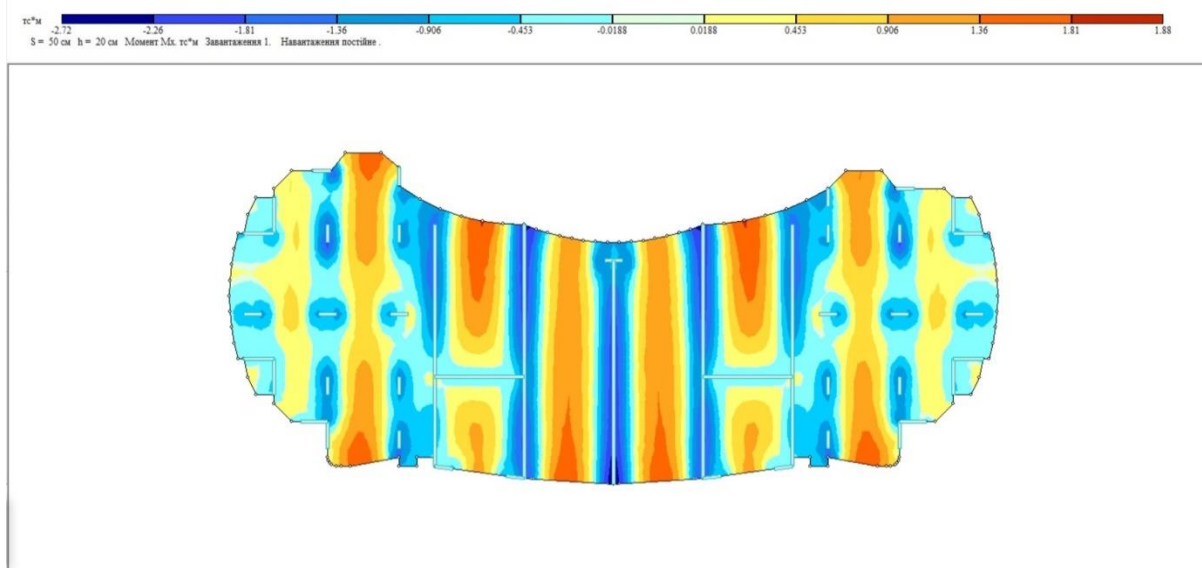


Рис. 1.10 Ізополя згинаючого моменту  $M_x$  в плиті без отворів

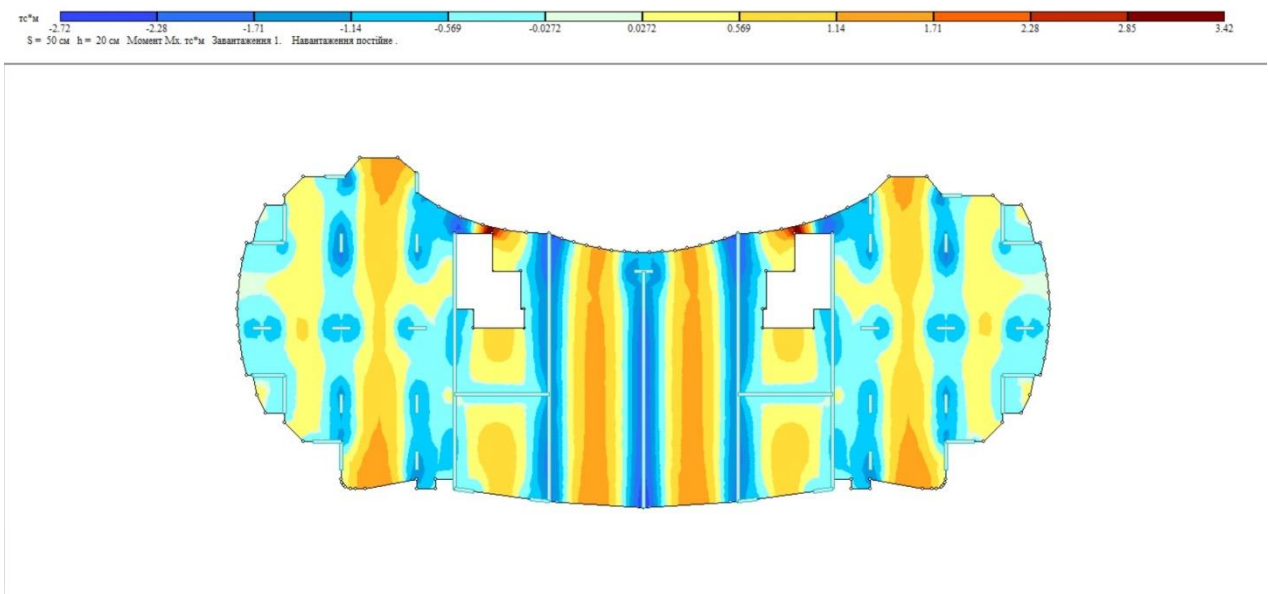


Рис. 1.11 Ізополя згинаючого моменту  $M_x$  в плиті з отворами

Присутність множинних випадкових отворів зазвичай не породжує складних умов для армування плити. Прорізи змінюють обчислену схему плити, а плита найбільш благополучно застосовує всі запаси. Прорізи роблять плиту найбільш поступливою. Що стосується прольотних моментів, то в другій схемі вони трохи

більше. Даний прояв пояснюється наступним методом: відбулася зміна схеми плити - разом з отворами дія плити підійшла до консольної схеми, про це свідчить підвищення основних факторів над колонами в прорізі.

З метою збільшення жорсткості перекриття і зниження деструкцій були добавлені балки, які будуть приймати навантаження із системи зовнішніх стін. Підсумки обчислення зображені в рис. 1.12 і рис. 1.13.

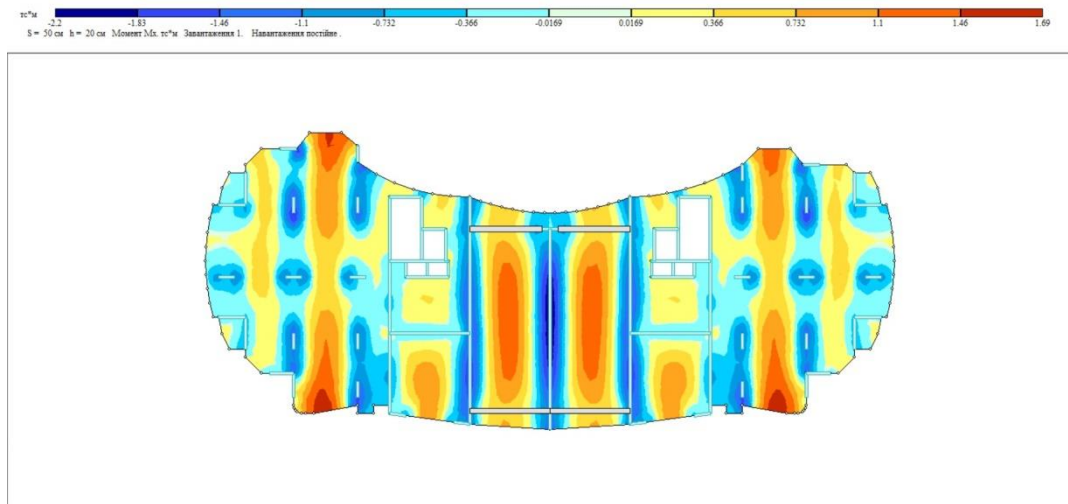


Рис. 1.12 Ізополя згинаючого моменту  $M_x$

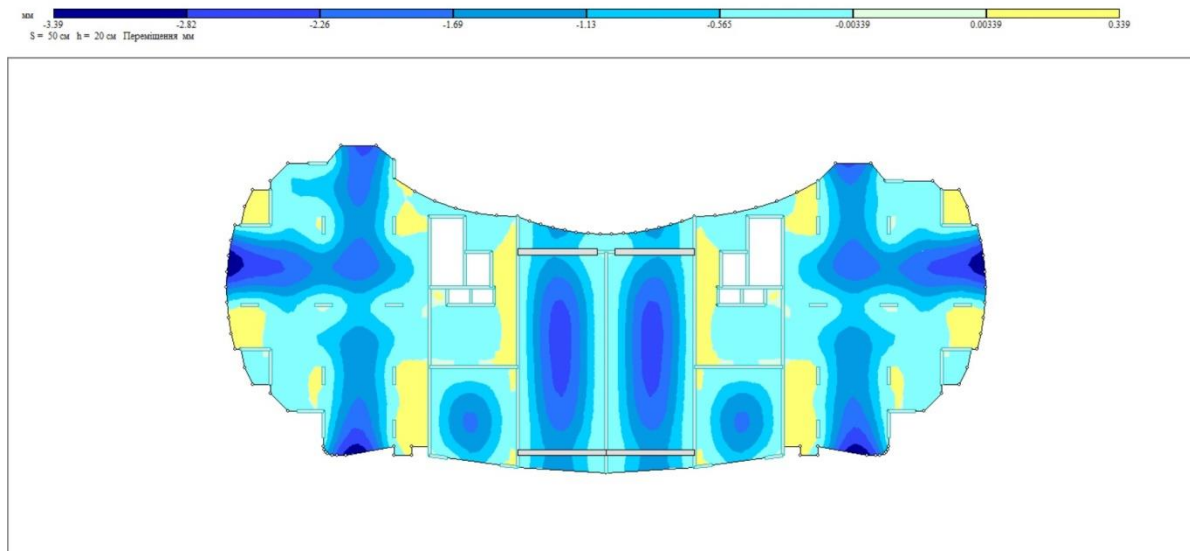


Рис. 1.13 Прогини плити

Як видно, балки значно підвищили дію плити і знизили згинаючі моменти в 2 рази. Крім цього, вони підвищують просторову жорсткість споруди. Схема розташування балок перекриття зображена на рис. 1.14.

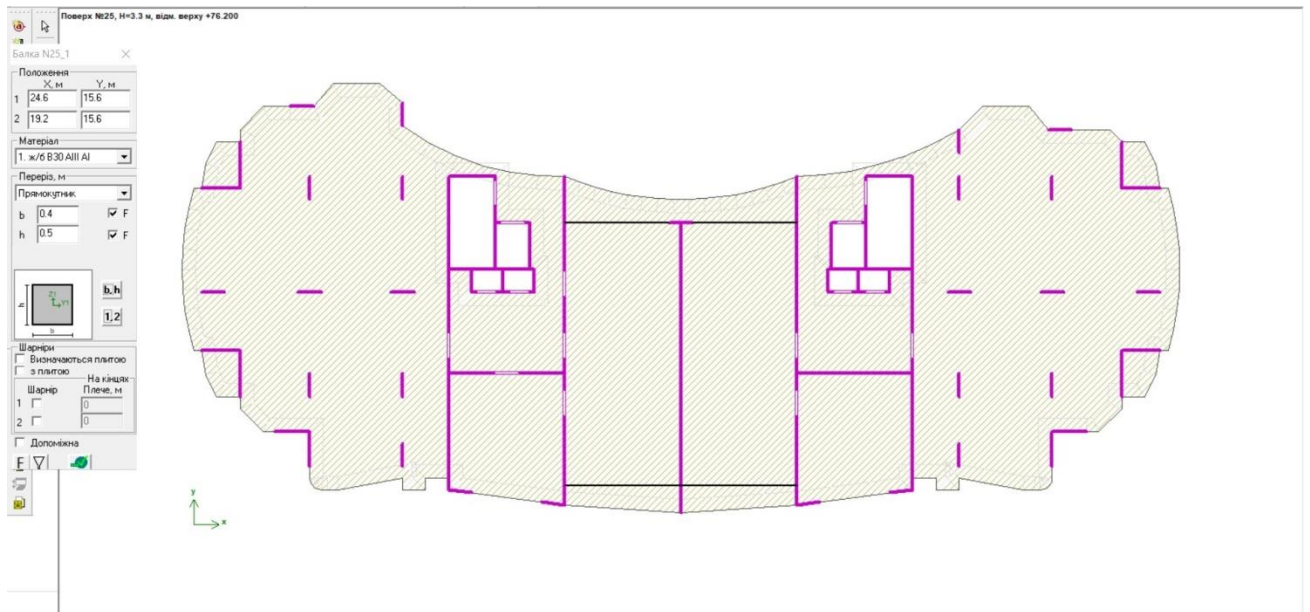


Рис. 1.14 Схема розташування балок перекриття та отворів

**Завдання конструкції фундаменту.** Програмний комплекс дає можливість обчислювати різні системи фундаментів будинків. Питання полягає в тому, що підбір цієї чи іншої моделі вимагатиме пояснення, тобто проведення ряду досліджень. Детальне вирішення цієї проблеми розглянуто в наступних розділах.

На цій стадії формування розрахункової схеми будинку закінчується. Підсумком проведеної діяльності вважається тривимірна форма споруди, розроблена в ПК МОНОМАХ (рис. 1.15). Є можливість виведення моделі в ПК ЛІРА з метою більш детального розрахунку, або в AutoCAD, ArchiCAD з метою отримання графічної частини проєкту [10].



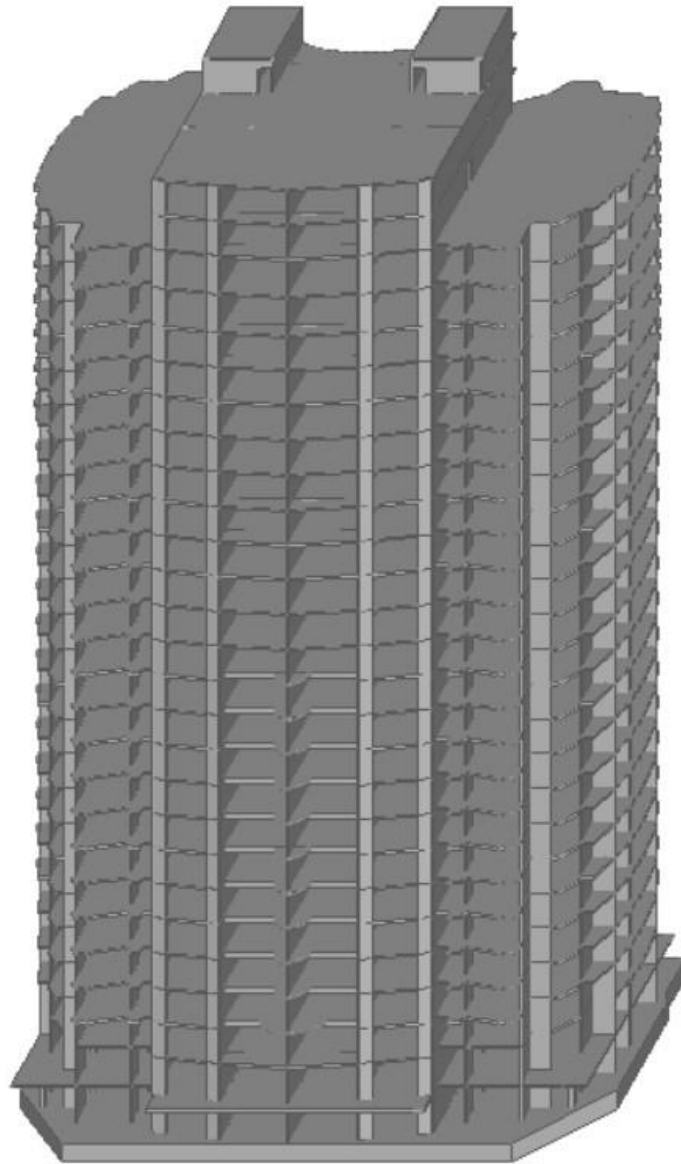


Рис. 1.15 Просторова модель каркасу будівлі

Зображення тривимірної моделі дає можливість помітити просторове розміщення елементів каркасу і всі встановлені навантаження.

## Висновки за розділом

З розвитком проектування і будівництва висотних будівель виникає необхідність досліджень і пошуку їх оптимальних архітектурних рішень. У цій області є багато аспектів.

При розробці архітектури будівлі, основою, як правило, стає архітектурно-планувальне рішення. Очевидно, що від того наскільки вдало воно знайдене, залежить в якій мірі проєкт буде вигідним для інвестора при реалізації, а також рівень комфортабельності і економічності будівлі при її експлуатації.

За основу планувального рішення висоток зазвичай приймають схеми точкових будинків з широким корпусом. Їх типологічний ряд за планувальною схемою вельми багатобразний і включає варіанти планів, з формою квадрату, прямокутника, кола, еліпсу і тому подібне, а також поєднання декількох форм. З них можна виділити варіант дугової форми. На відміну від простих схем вона цікава та оригінальна.

Обрана модель розроблена на підставі дугової схеми архітектурно-планувального рішення. Оптимальні рішення комунікацій досягаються за рахунок створення технічних поверхів.

Таким чином, переваги прийнятої моделі, а також те, що планувальна схема відповідає умовам висотного будівництва, дозволяє зробити висновок, що обрана схема є перспективним виглядом висоток.

## РОЗДІЛ 2

### АНАЛІЗ РОБОТИ ФУНДАМЕНТУ

#### 2.1. Навантаження на ґрунтову основу

Проблеми гарантування безпечного функціонування систем «нульового циклу», тобто ґрунтової основи, фундаментів і підземних частин багатопверхових будов посідає особливу роль при їх проєктуванні і будівництві [3].

Єдиний аналіз інженерно-геологічних причин з метою підбору місця і завчасного підбору виду фундаментів будинків проводиться на основі використаних матеріалів інженерно-геологічних досліджень [17]. Ґрунтова основа кожного будівництва, в тому числі багатопверхового будинку, є складовою не тільки самої будівлі, але і природного середовища. Ґрунтова основа має велику мінливість і з меншою визначеністю піддається чисельному описуванню, ніж ознаки інших, штучно сформованих структурних елементів системи «ґрунтова основа – фундамент – споруда».

Проста основа, особливо органічна – елемент системи, що найбільш деформується. Через це і інші умови (надання в фундамент абсолютне навантаження з надземної частини споруди, науково-технічні проблеми оптимізації конструктивних рішень і ін.) фундаменти, що безпосередньо взаємодіють разом з ґрунтовою базою і будовою підземної частини споруди стають більш навантаженими елементами конструктивної схеми і що важливо, зусилля в них формуються разом з найменшою ймовірністю, ніж у системах надземної частини [1]. Ці абсолютно очевидні умови, що неодноразово акцентувались різними авторами, знаходять особливу важливість при конструюванні і будівництві багатопверхових будівель і виконанні технічних досліджень з метою прийняття певних проєктних рішень і їх розрахункового обґрунтування.

Головна відмінна риса взаємодії багатопверхової споруди разом з ґрунтовою основою проти простого будівництва полягає в тому, що до основи прикладається дуже велике і завжди найбільш нерівномірне навантаження [1]. Даний прояв добре помітно на рис. 2.1, рис. 2.2, де сконцентрована основна вага будівлі.

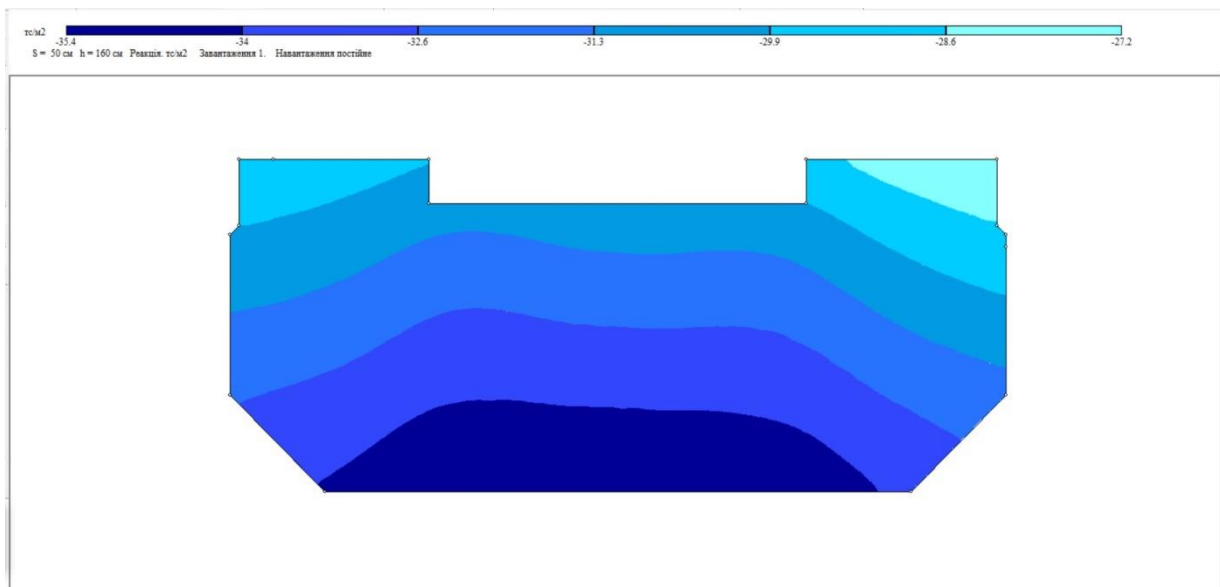


Рис. 2.1 Тиск на ґрунтову основу від постійного навантаження

Тиск у цій області сягає найбільшого значення. Дані умови обумовлені значними підсумковими навантаженнями на основу.

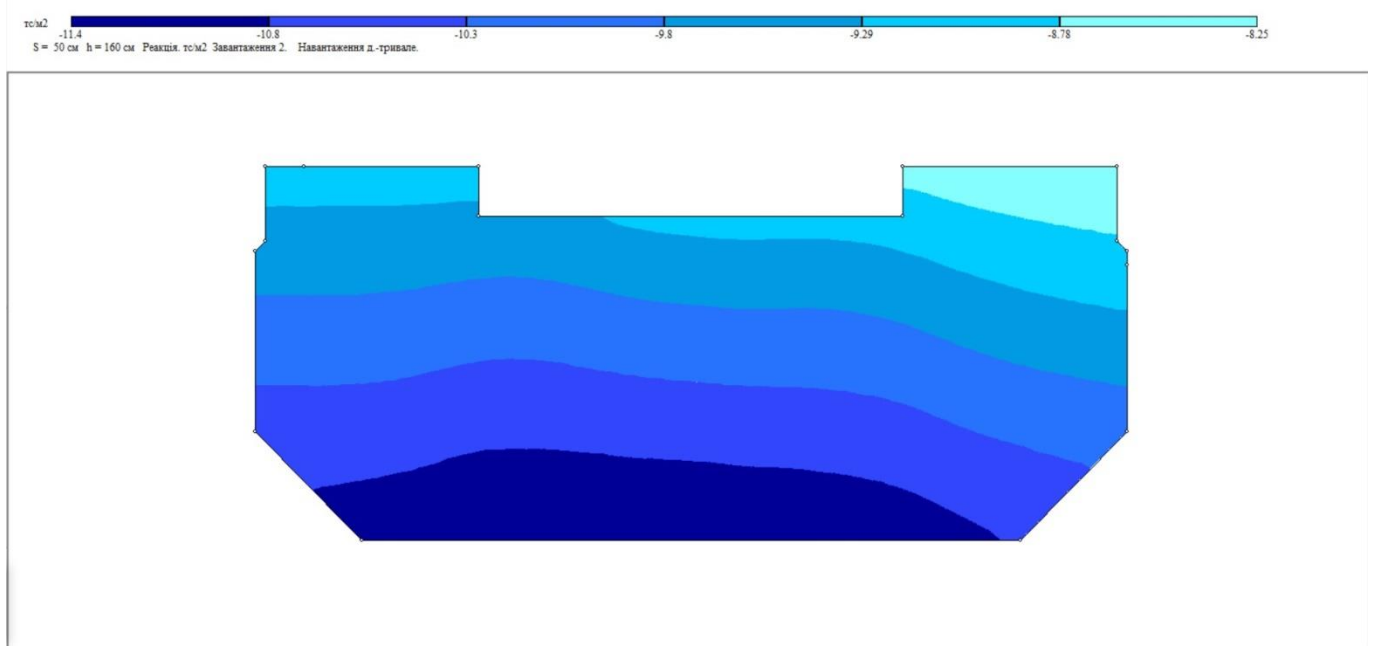


Рис. 2.2 Тиск на ґрунтову основу від довготривалого навантаження

Рівень нинішньої висотної забудови, як правило, значно перевищує заплановану величину. З цієї причини для них характерні не лише вертикальні сили, а й моменти, які суттєво ускладнюють роботу основи. Питомий тиск на основу фундаменту будинку досягає понад 350 кПа, що особливо ризиковано за наявності

значного ексцентриситету перевантаження. На рис. 2.3 показано, як змінюється тиск від вітрового навантаження.

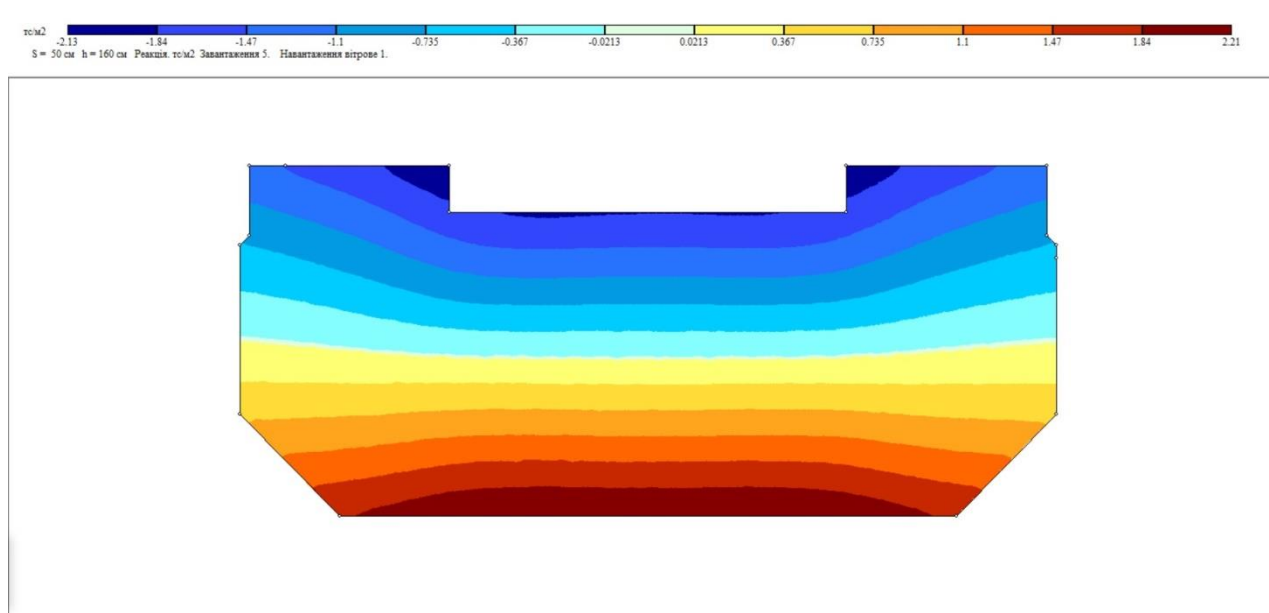


Рис. 2.3 Тиск на ґрунтову основу від дії вітру

Друга геотехнічна відмінна характеристика багатоповерхової споруди, що пов'язана разом з першою і впливає на структуру і обсяг технічних досліджень, полягає в тому, що споруда привертає в дію величезні масиви ґрунтів, що мають, здебільшого, істотну неоднорідність в плані і відповідно до глибини [1]. В умовах поглибленого залягання основних порід суттєві навантаження доводиться переводити в ґрунти нижніх відкладень, що не мають достатньої міцності, а також високу стисливість [20]. У таких випадках нерівномірність передачі навантажень, різномірність напластування ґрунтів і високе їх деформування при прийнятті мало результативних проєктних рішень можуть спричинити формування знатних осідань, прогинів, перегинів і нахилу фундаментних елементів будівель і, як результат, до розвитку деформацій, що виходять за рамки нормативних вимог, в системах надземної частини споруди, а також до відхилення його верхньої частини від вертикальної осі [18]. Необхідно зважати на те, що останній факт призводить до зміщення центру тяжіння споруди і нелінійного підвищення моментних навантажень на основу, що породжує ще більшу нерівномірність деформування.

## 2.2. Вибір конструкції фундаменту

Так як фундамент вже було побудовано і ми знаємо його характеристики і характеристики ґрунту, то прийнято рішення розглянути роботу фундаменту в декількох варіантах. А саме роботу фундаментної плити без паль та з ними. Перша розрахункова схема представлена фундаментною плитного типу. Результати розрахунку моделі дивись рис. 2.4.

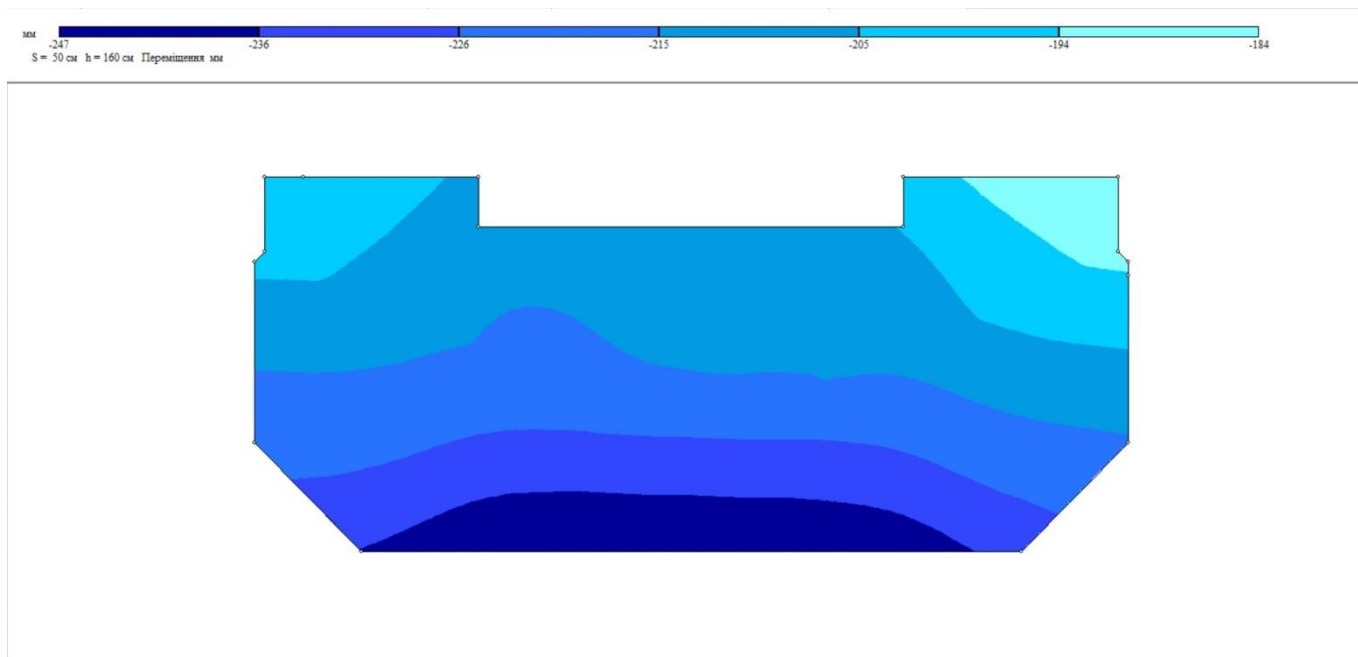


Рис. 2.4 Ізополі переміщень вздовж осі Z (осідання будівлі) першої моделі

Осідання в цьому варіанті досягають значних розмірів, що не є задовільними для стійкості конструкції.

Третя геотехнічна риса багатоповерхової будівлі полягає у значно більших, ніж у простих споруд, обсягах області формування осідання за межами споруди [1]. Ця особливість разом з підвищеними значеннями зусиль в масиві землі здатна призводити до того, що осідання багатоповерхових будівель стабілізуються повільніше і досягають остаточних значень через більш тривалі інтервали часу, ніж простіші будівлі. Збільшення обсягів області впливу необхідно обов'язково брати до уваги розробки програми проєктних технічних досліджень, а також при

проектуванні прилеглих до багатоповерхової будівлі споруд і при розробці заходів щодо до охорони навколишнього будівництва [21].

Характерні риси багатоповерхових будівель відображаються при дослідженні нинішніх нормативних і рекомендованих документів відповідно до їх проектування і пристосування в значному збільшенні вимог до деталей і змістовності технічних досліджень, до обчислень основ будов відповідно до першої та другої груп граничних станів, а також до вибору конструкцій фундаментів будинків і технологій їх будівництва, які підходять до певних обставин. Подібне збільшення умов продиктоване обставиною, що рівень відповідальності вибору проектних рішень нульового циклу при будівництві багатоповерхових будівель вищий, ніж для простих будівель, оскільки коригування допущених при проектуванні похибок під час будівництва для подібних будівель значно складніше і дорожче, а в особливо непростих обставинах такі коригування можуть бути нездійсненними.

Для багатоповерхових будівель, що характеризуються великими і нерівномірними навантаженнями на фундамент і основу, результативним рішенням може бути складений, тобто плито-пальовий фундамент, в якому аж до 80% навантаження з споруди приймається палями. Даний вид фундаменту будинку раціонально застосовувати при незначних деструктивних ґрунтах. Основне навантаження в цьому випадку покривається через кількість, розташування паль і регулювання їх можливості, методом вибору діаметра і довжини. У деяких ситуаціях плито-пальові фундаменти стають більш безпечними і економними.

Розрахунок моделі разом із плито-пальовим фундаментом будинку представлено на рис. 2.5.

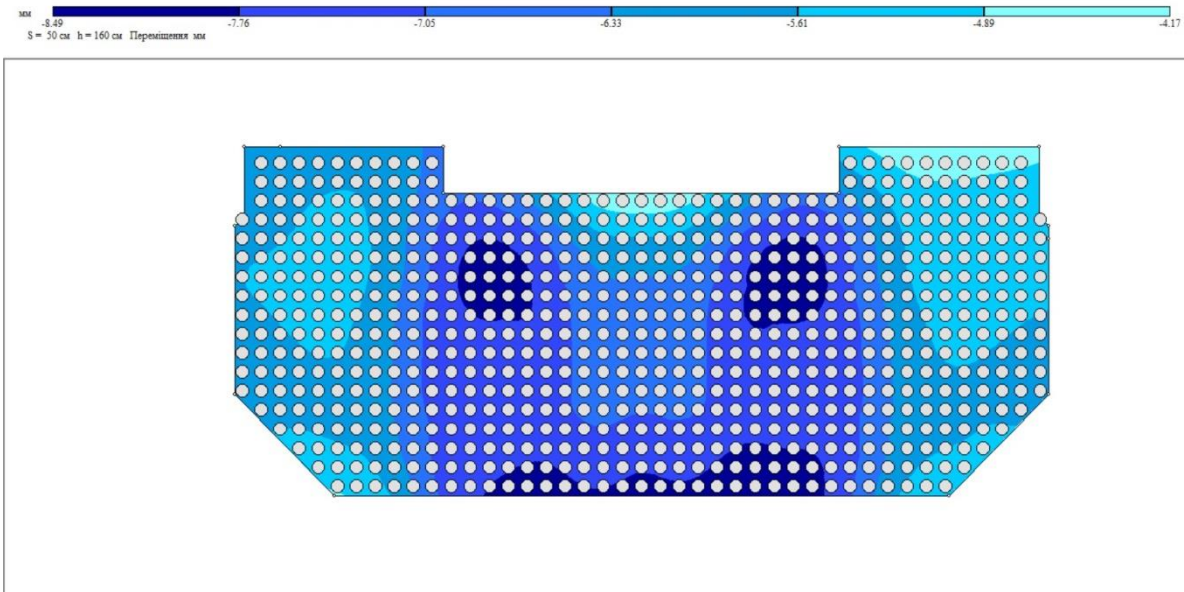


Рис. 2.5 Ізополя переміщень вздовж осі Z (осідання будівлі) другої моделі

Додавання паль значно знизило величину осідання, хоч й призвело до значних витрат матеріалу. Однак якщо їх не додавати нерівномірне осідання фундаментної плити приведе до утворення тріщин і порушення спільної роботи фундаментної плити зі всіма вище розташованими елементами каркасу.

#### Висновки за розділом

На основі проведених розрахунків можна зробити наступні висновки:

- Плитний фундамент доцільно застосовувати при середньому тиску на фундамент не більш 500 кПа, при симетричній в плані конструктивній схемі висотної будівлі [3].
- Використання архітектурно-планувальних схем, що не викликають значний конструктивний ексцентриситет навантаження і нерівномірність осідань. У плані конструктивна схема має бути компактною – витягнутих кутів бути не повинно.
- При проектуванні висотних будівель рекомендується використовувати варіанти компоновки і архітектурно-планувальні рішення, що забезпечують сприятливі умови взаємодії будівлі з ґрунтовою основою [1]. Це влаштування



надземних споруд або будівель із змінною поверховістю довкола висотної частини будівлі, що підвищує стійкість споруди в цілому.

Недоліком запропонованої моделі будівлі є відсутність підземної частини, складне архітектурно-планувальне рішення, яке призвело до нерівномірного навантаження на ґрунтову основу і як результат різниця між величинами осідань частин будівлі.

Вибір варіанту конструкції фундаменту здійснюється на підставі техніко-економічного порівняння варіантів і визначається конструктивно-планувальною схемою будівлі, навантаженнями, що передаються будівлею на основу, взаємодією будівлі, що проєктується, з масивом ґрунту і з навколишньою забудовою, послідовністю геотехнічних робіт і технологією будівництва. У багатьох випадках різні типи фундаментів виявляються порівнянними за тими або іншими параметрами.

## РОЗДІЛ 3

### ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ КОНСТРУКЦІЙ З УРАХУВАННЯМ РЕАЛЬНИХ ДІАГРАМ МАТЕРІАЛІВ ЗА ДОПОМОГОЮ ПК ЛІРА

#### 3.1. Стан питання

У нинішніх обставинах все більш розповсюджуються нові матеріали, дія яких віддалена від встановленої переважно в класичних обчисленнях схем лінійної моделі деформування, заснованої на законі Гука [10].

Завдання розрахунку конструкцій, орієнтовані на уточнене передбачення особливостей поведінки системи на всіх етапах її роботи, включаючи і етапи, передуючі руйнуванню, найчастіше не можуть бути вирішені методами лінійної будівельної механіки [22].

Відхилення від закону Гука спостерігається для бетону вже на початкових стадіях навантаження. В бетоні, як матеріалі пружно-пластичному, має місце нелінійна залежність між напруженнями і деформаціями, тобто при виконанні розрахунку стає необхідним врахування фізичної нелінійності бетону.

Нелінійний розрахунок також використовується для з'ясування дійсної здатності конструкції, за межами стадії лінійної деформації, що часто дозволяє отримати істотну економію матеріалів [1].

#### 3.2. Створення моделі

У даній задачі розглядається багатопверховий будинок, що має плитопальовий фундамент на пружній основі. Формується обчислення фундаменту, а також безбалочне перекриття. Елементи обчисленої схеми представлені у нелінійній постанові. Здійснення обчислення виконується за підтримки ПК ЛІРА [24]. Навантаження на елементи прийняті з моделі утвореної в ПК МОНОМАХ. Експорт моделі в ПК ЛІРА зображено на рис. 3.1.

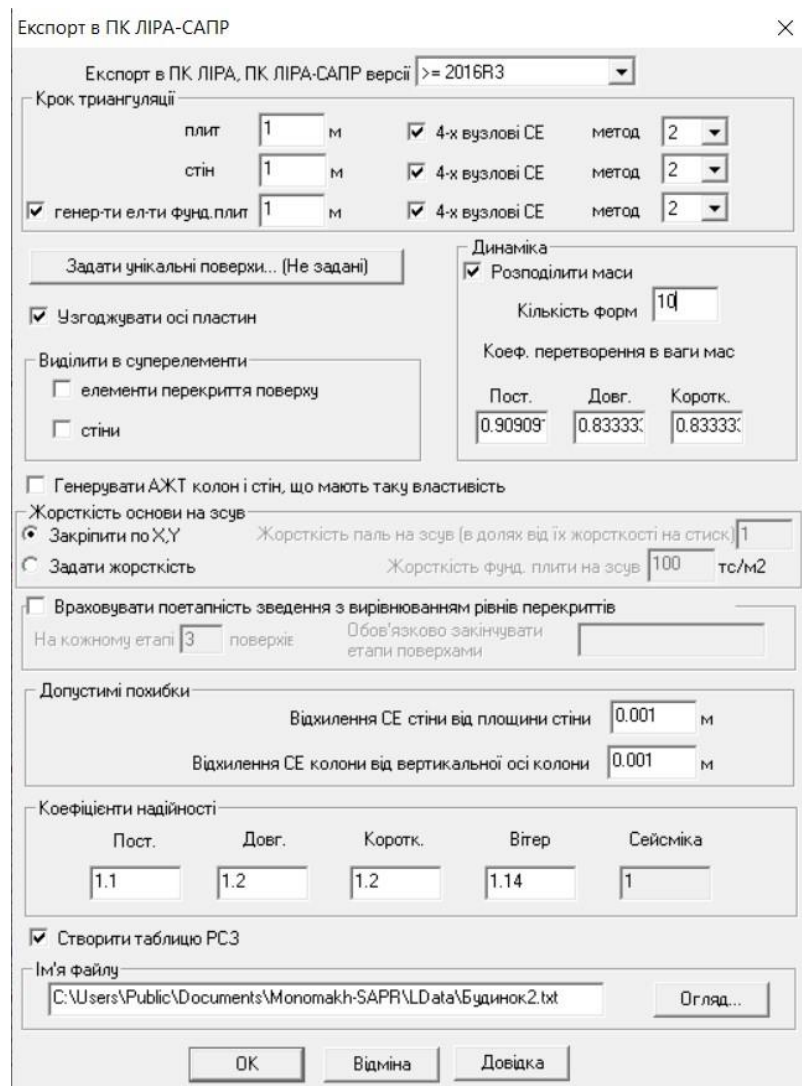


Рис. 3.1 Експорт розрахункової моделі створеної в ПК ЛІРА

Для того, щоб отримати необхідні дані для створення моделі параметри армування елементів використовуємо ПК ЛІРА і розрахункові модулі ПК МОНОМАХ.

За роботу приймаємо вихідну розрахункову модель з ПК МОНОМАХ, яка зображена на рис. 3.2.

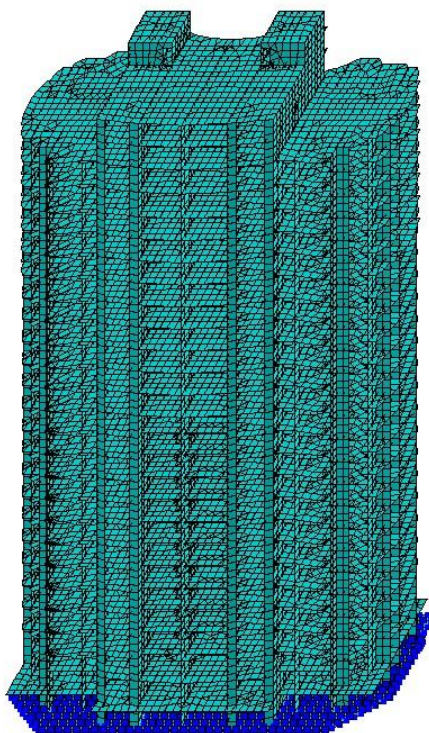


Рис. 3.2 Вихідна розрахункова модель з ПК МОНОМАХ

Після розрахунку моделі проводимо аналіз параметрів армування будівлі. Спочатку аналізуємо армування в пластинах усії конструкції (рис. 3.3 – 3.6).

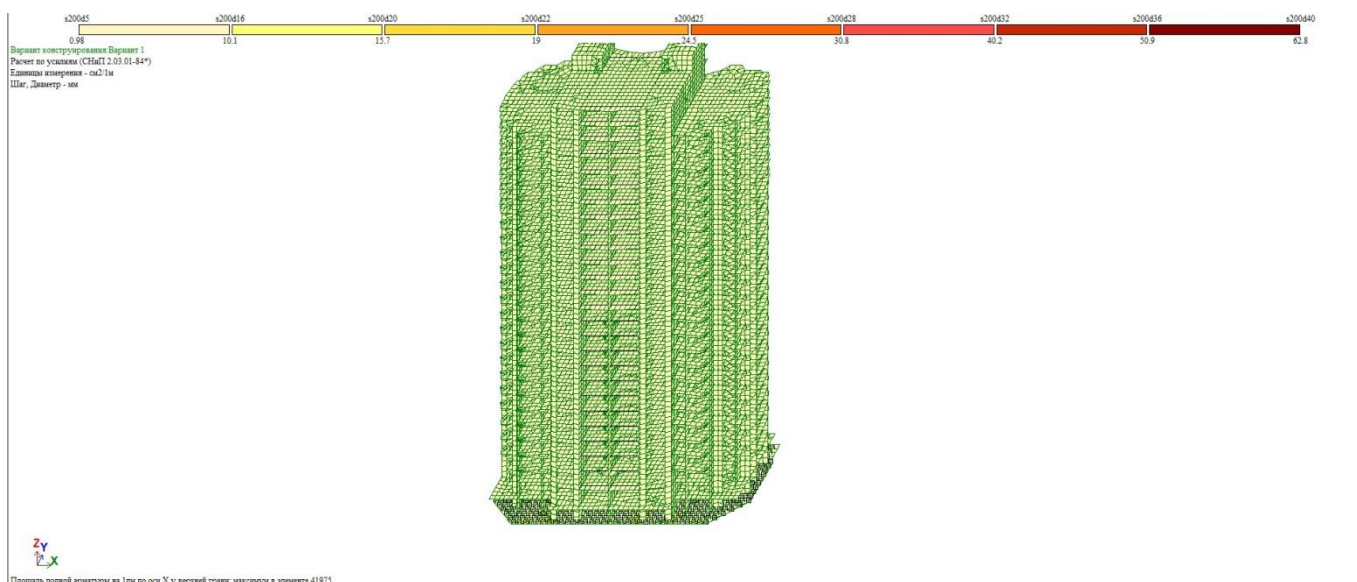


Рис. 3.3 Армування верхньої частини пластинчатих елементів у напрямку осі OX усії будівлі



Рис. 3.4 Армування верхньої частини пластинчатих елементів у напрямку осі OY усїєї будівлі



Рис. 3.5 Армування нижньої частини пластинчатих елементів у напрямку осі OX усїєї будівлі



Рис. 3.6 Армування нижньої частини пластинчатих елементів у напрямку осі ОУ усієї будівлі

Як видно з рис. 3.3 – 3.6 армування відрізняється в основному тільки в нижній частині будівлі. Тому прийнято рішення робити армування окремо для фундаментної плити і окремо для остаточної частини будівлі.

Розрахунок фундаментної плити робимо за допомогою модуля ПЛИТА (ПК МОНОМАХ). Конструктивна схема фундаменту та розташування паль зображені на рис. 3.7.

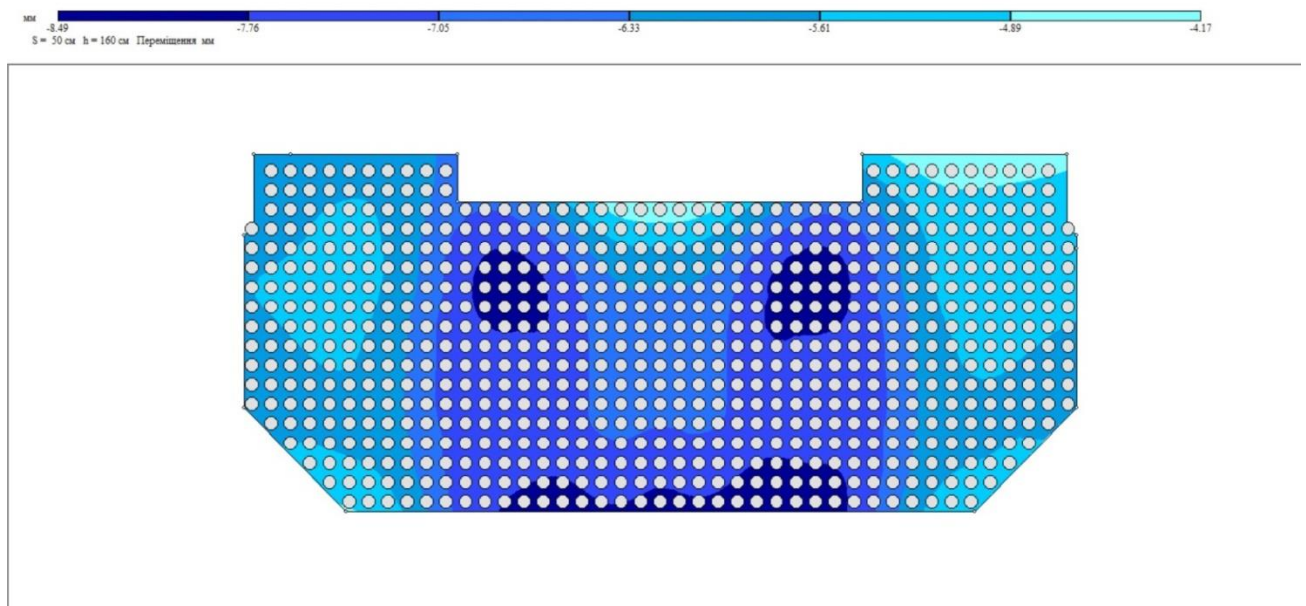


Рис. 3.7 Конструкція фундаменту та ізополя переміщень плитної частини

Як бачимо особливість надземної конструкції викликає нерівномірне деформування. Вертикальні переміщення досягають 9 мм.

Оптимальна товщина плити визначається згідно розрахунку, результат представлений на рис. 3.8. Для спрощення моделі товщину плити прийняли 160 см.

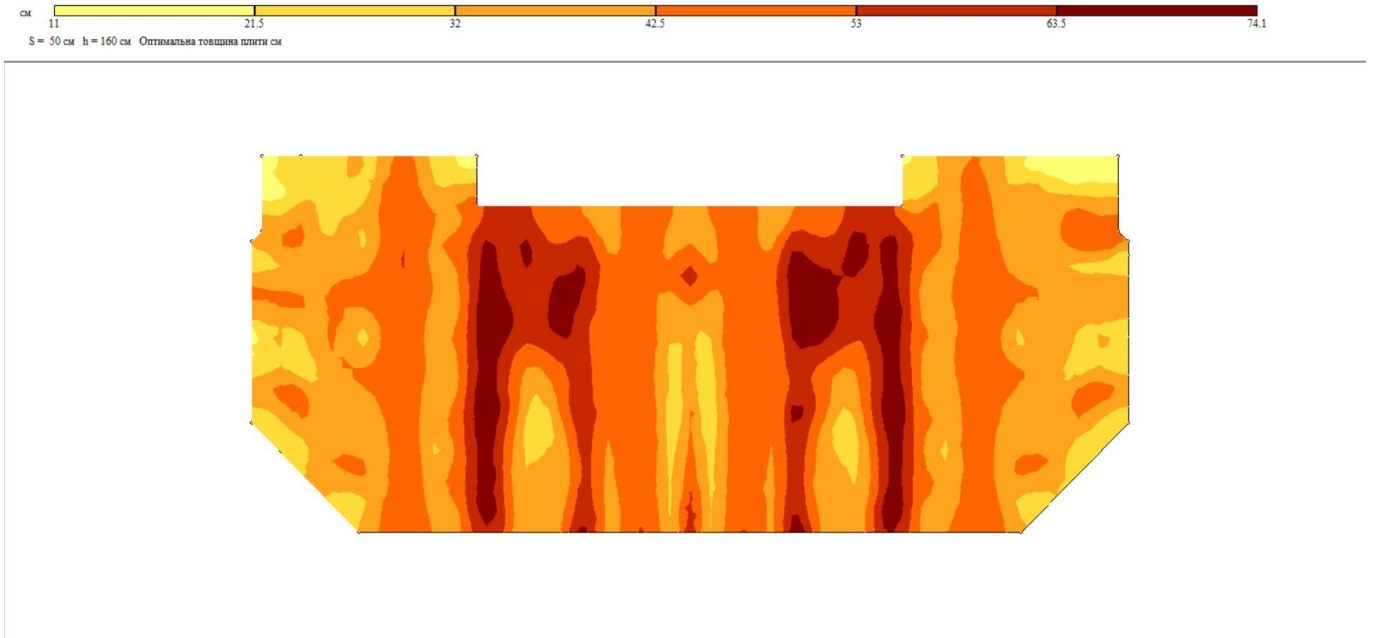


Рис. 3.8 Оптимальна товщина фундаментної плити

Армування верхньої частини плити робимо стрижнями [25,26]. Схема армування верхньої частини плити у напрямках осей OX та OY дивись рис. 3.9, рис. 3.10.

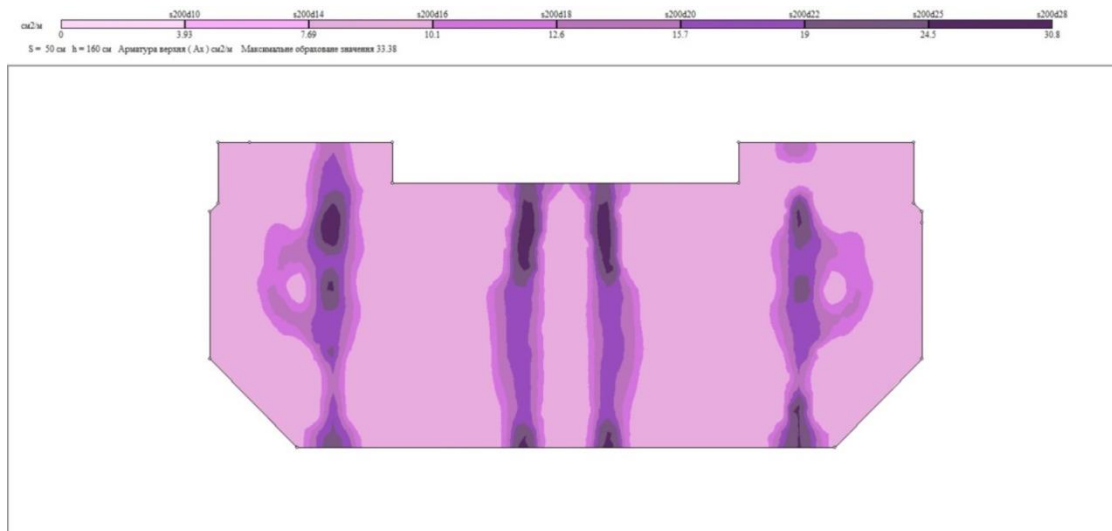


Рис. 3.9 Армування верхньої частини плити у напрямку осі OX

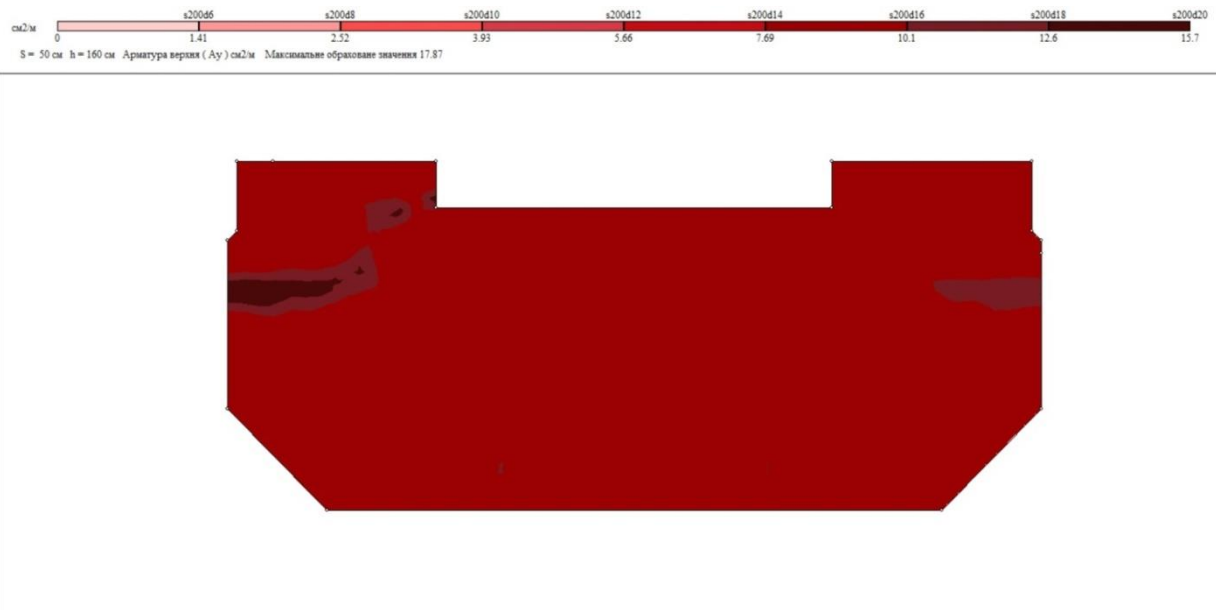


Рис. 3.10 Армування верхньої частини плити у напрямку осі ОУ

Армування верхньої частини в напрямку осі ОХ виконуємо стрижнями  $\varnothing 28$  кроком 200 мм. Армування верхньої частини в напрямку осі ОУ виконуємо стрижнями  $\varnothing 20$  кроком 200 мм.

Армування нижньої частини плити робимо стрижнями. Схема армування нижньої частини плити у напрямках осей ОХ та ОУ дивись рис. 3.11, рис. 3.12.

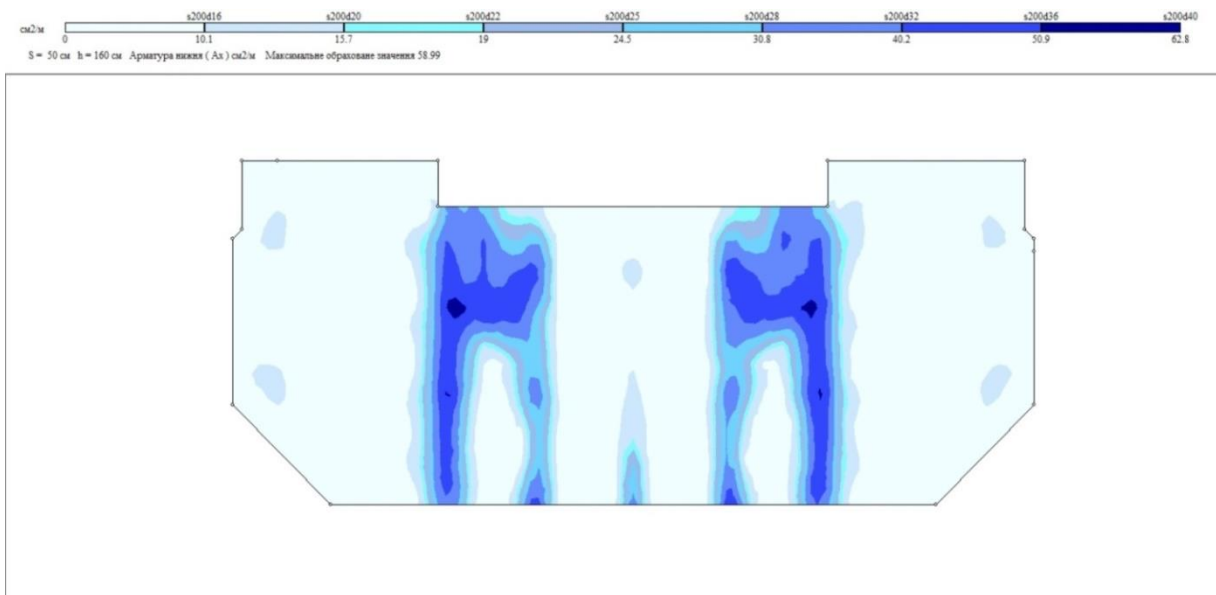


Рис. 3.11 Армування нижньої частини плити у напрямку осі ОХ



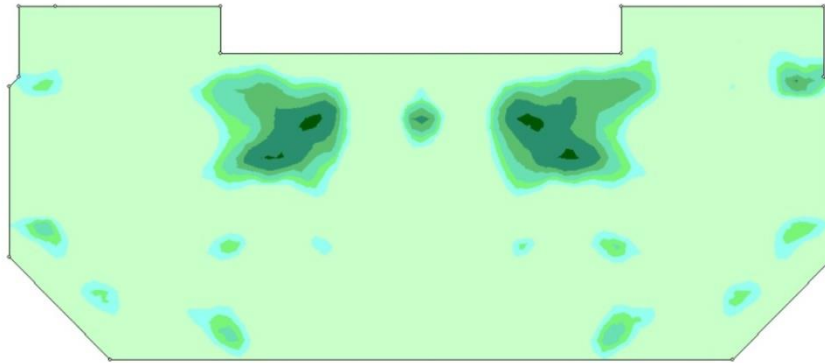
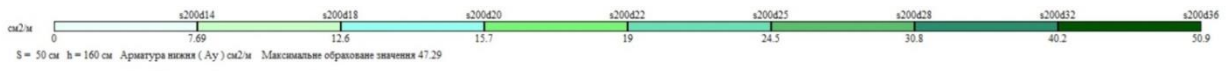


Рис. 3.12 Армування нижньої частини плити у напрямку осі ОУ

Армування нижньої частини в напрямку осі ОХ виконуємо стрижнями  $\varnothing 40$  кроком 200 мм. Армування нижньої частини в напрямку осі ОУ виконуємо стрижнями  $\varnothing 36$  кроком 200 мм.

Розрахунок плит перекриття, пілонів і стін та їх армування робимо за наведеною схемою.

Армування колон та балок обираємо за допомогою ПК ЛІРА (рис. 3.13 – 3.15).

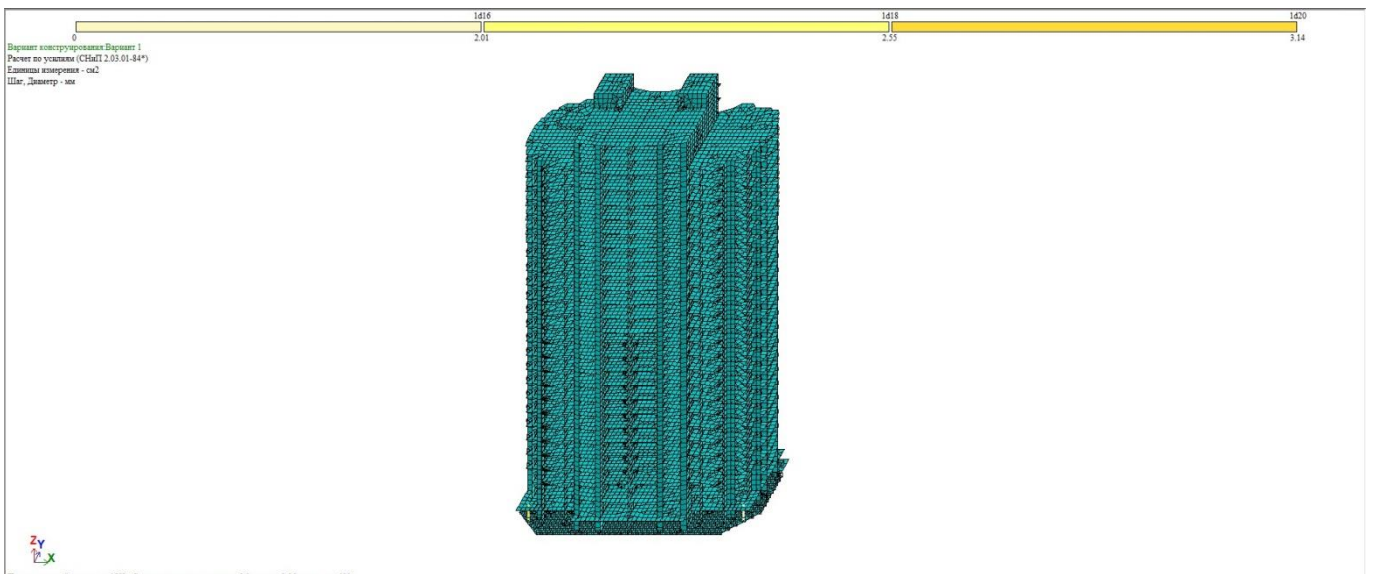


Рис. 3.13 Армування колон

Армування колон виконуємо стрижнями  $\varnothing 20$  по чотирьом кутам прямокутного перетину. Додаткове армування не потрібне.

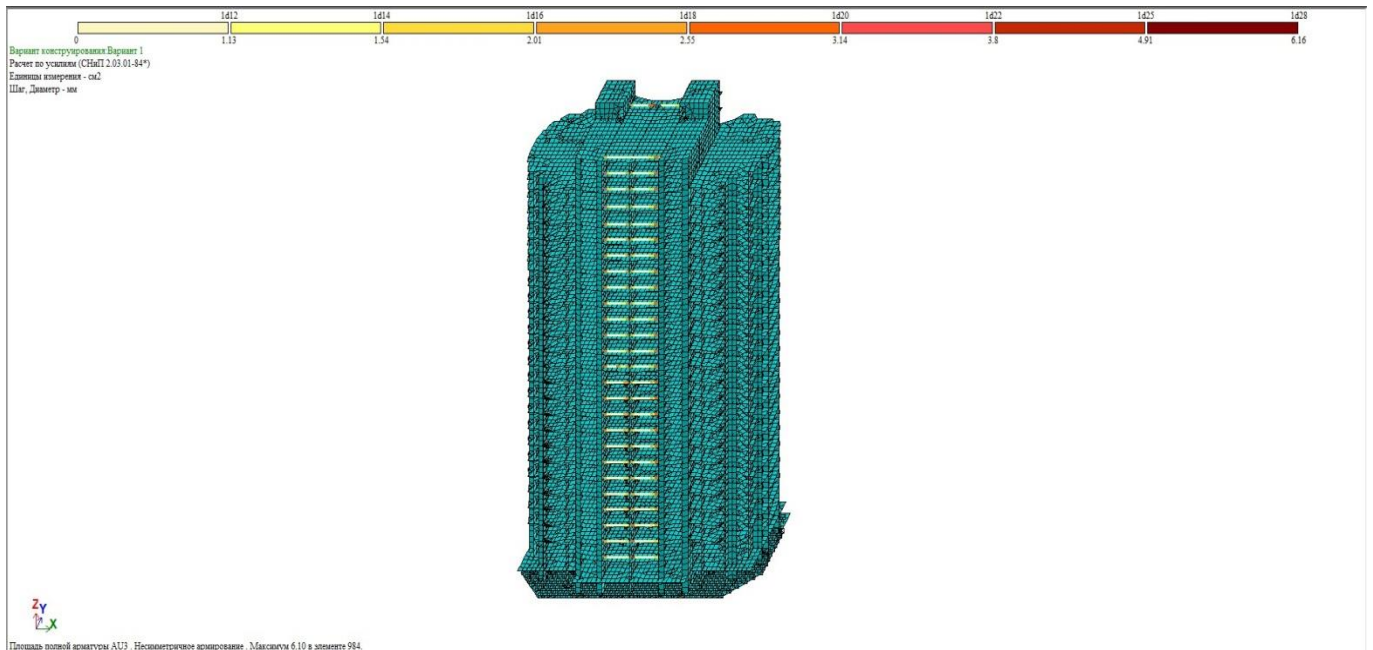


Рис. 3.14 Основне армування балок

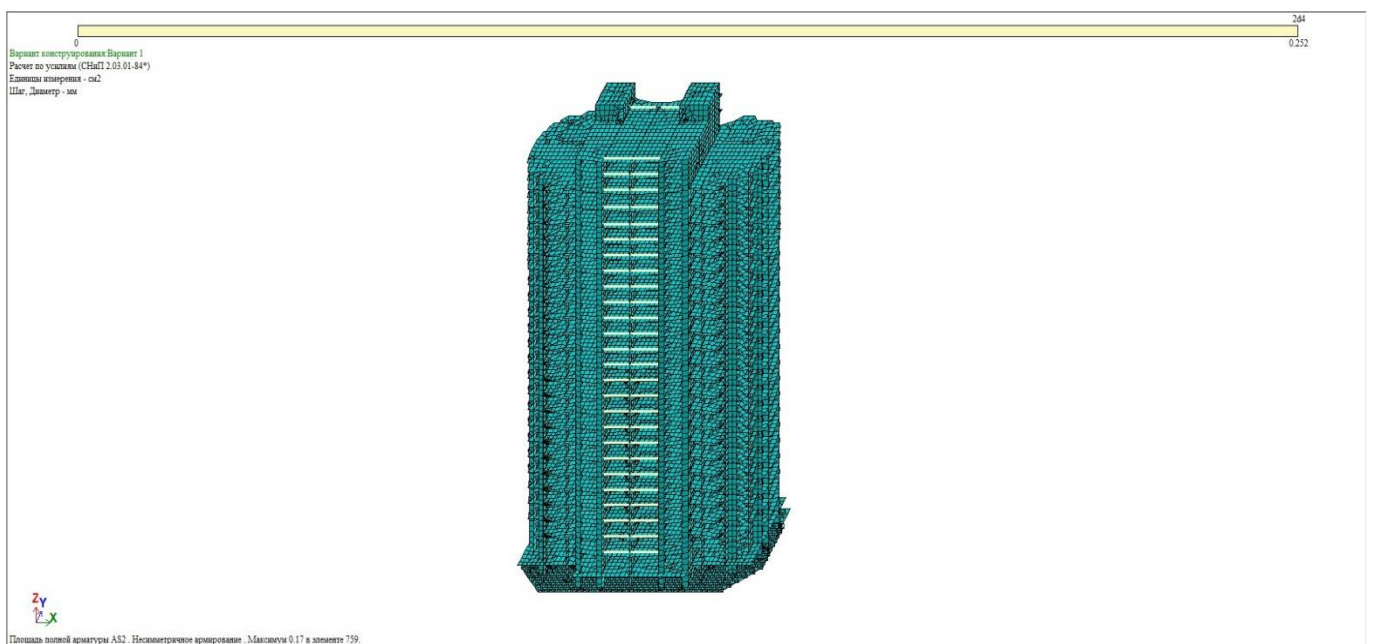


Рис. 3.15 Додаткове армування балок

Основне армування балок виконуємо стрижнями  $\varnothing 28$  по чотирьом кутам прямокутного перетину. Додаткове армування виконуємо по два стрижня  $\varnothing 4$  по середині сторін прямокутного перетину.

### 3.3. Завдання основних параметрів матеріалів

Для подальшої роботи треба замінити всі типи СЕ та жорсткості елементів. Для цього жорсткості вихідної розрахункової моделі змінюємо на нелінійні (рис. 3.16).

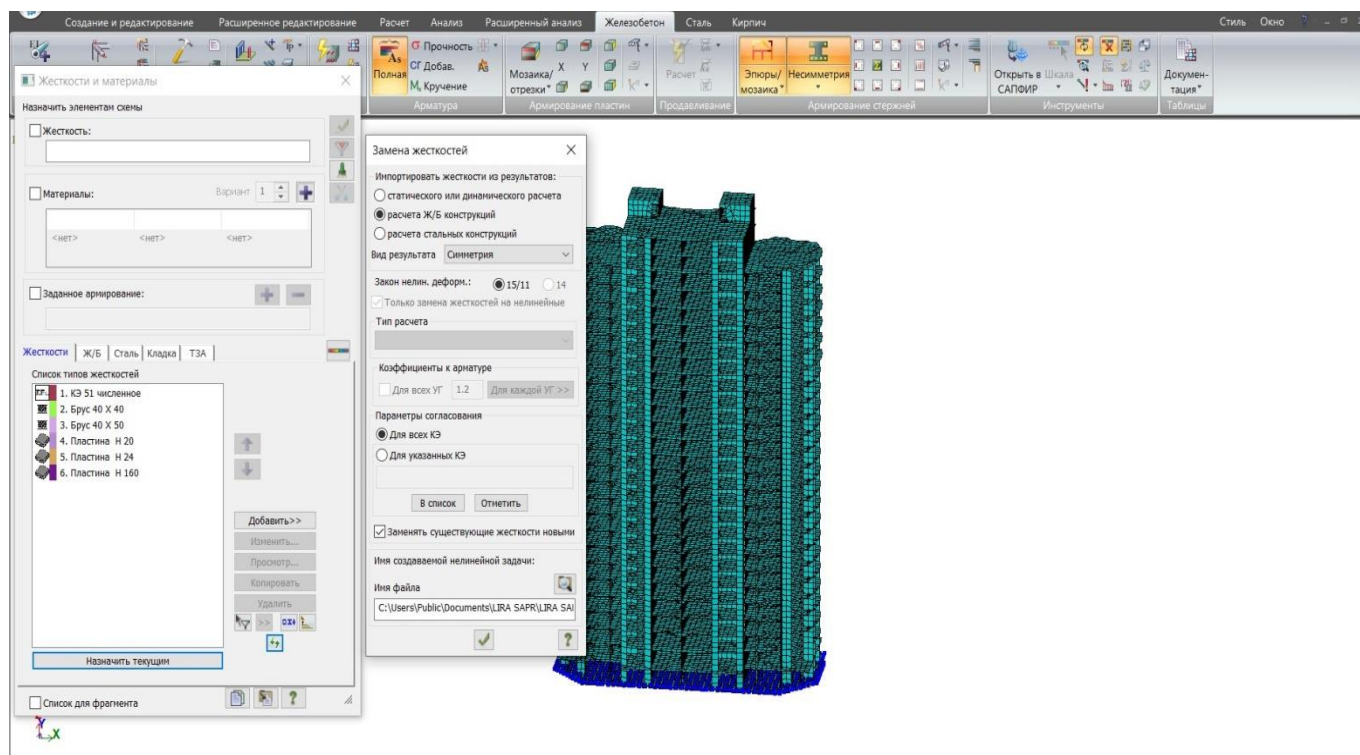


Рис. 3.16 Зміна жорсткості елементів

Після проведення операції розрахункова модель автоматично змінюється на нелінійну.

Розглянемо цю операцію на прикладі фундаментної плити. На першому етапі змінюються типи скінчених елементів, в даному випадку це СЕ 244 та 242 [24]. Скінчений елемент назначений для визначення напружено-деформованого стану оболонки. Оболонка розглядається як біматеріальна система з ізотропними фізично нелінійними матеріалами. Вузол скінченого елемента має шість мір свободи.

На другому етапі вибирається тип жорсткості та вводяться параметри перерізу (рис. 3.17).

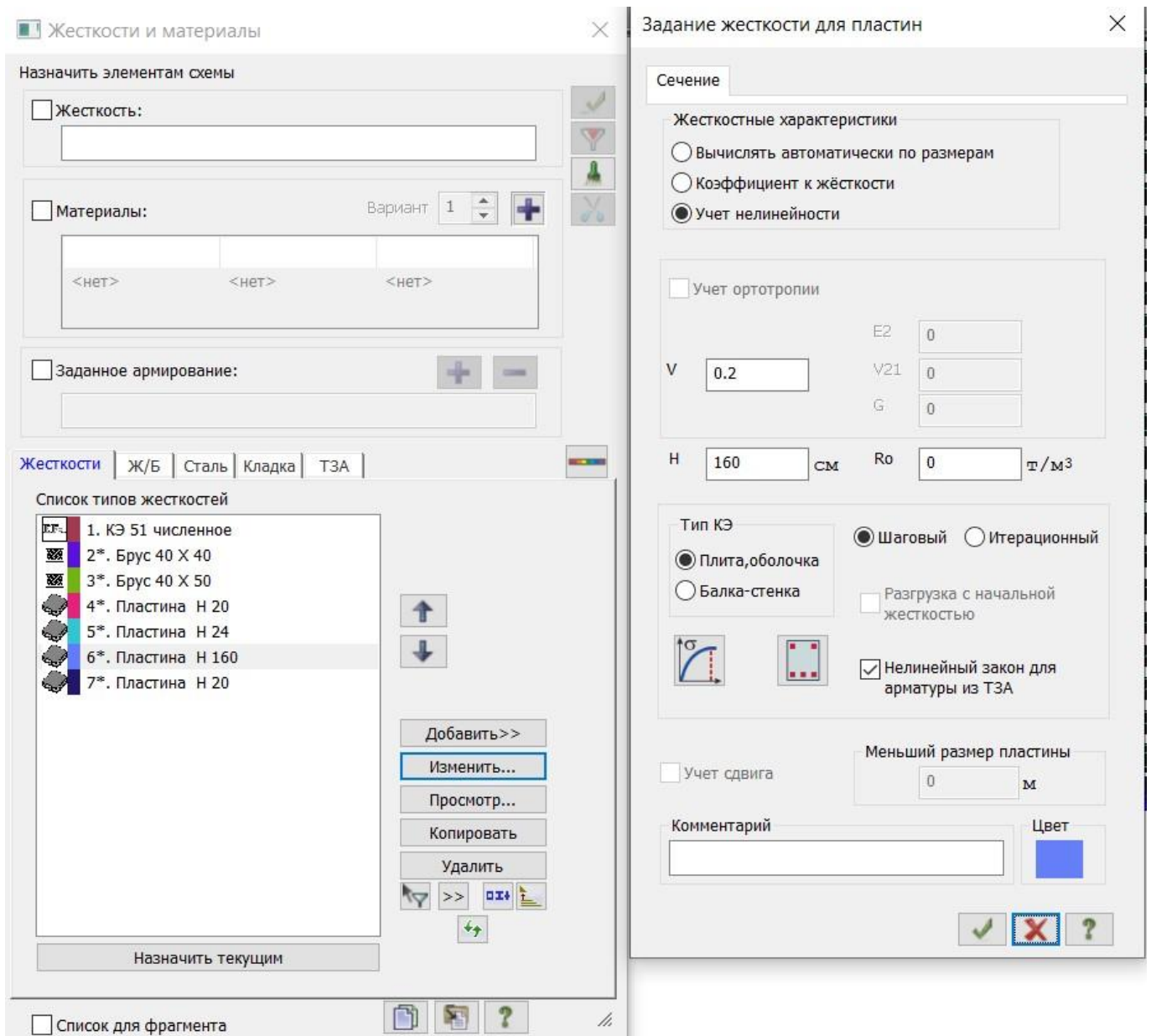


Рис. 3.17 Задання жорсткості для СЕ 244 та 242

Параметри матеріалів змінилися автоматично, параметри арматури треба змінити власноруч (рис. 3.18, рис. 3.19).

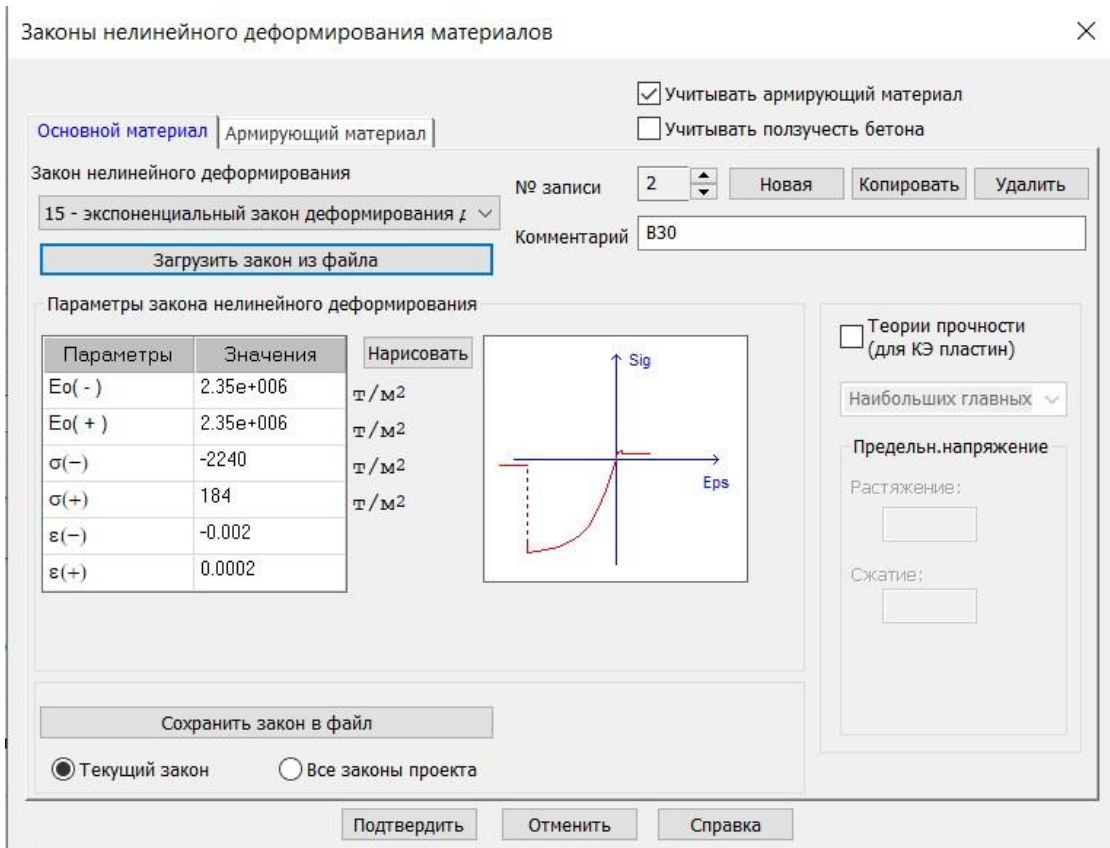


Рис. 3.18 Завдання параметрів основного матеріалу

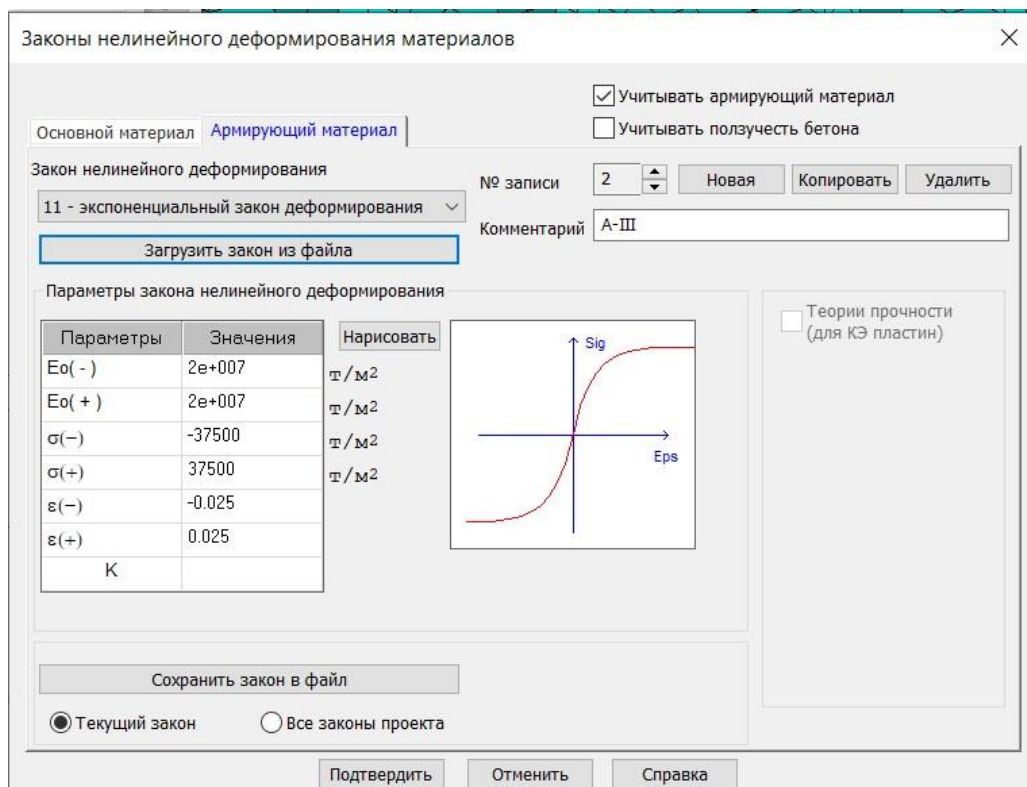


Рис. 3.19 Завдання параметрів армованого матеріалу

Обраний тип армування це фізичний еквівалент сітки, завдання якої потребує наступних даних: еквівалентна товщина стержневої арматури сітки по осі Y ( $H_y$ ); еквівалентна товщина арматури сітки по осі X ( $H_x$ ) і прив'язка сітки до середньої поверхні ( $z$ ) (див. рис. 3.20). Для нижнього шару визначається як:

$$H_y = \frac{n \cdot A_y}{l} \quad (3.1)$$

де  $n$  – кількість стержнів на ділянці довжиною  $l$ , визначається за формулою;

$A_y$  – площа поперечного перерізу одного стержня арматури в напрямку осі Y;

$l$  – довжина ділянки армування,  $l = 160$  см.

$$n = \frac{l}{s} + 1 \quad (3.2)$$

де  $s$  – крок арматури.

Відповідно до прийнятого армування в даному напрямку  $\varnothing 36$  ( $A_{36} = 10,179$  см<sup>2</sup>) кроком 20 см та формулою:

$$H_y = \frac{\left(\frac{160}{20} + 1\right) \times 10,179}{100} = 0,92 \text{ см.}$$

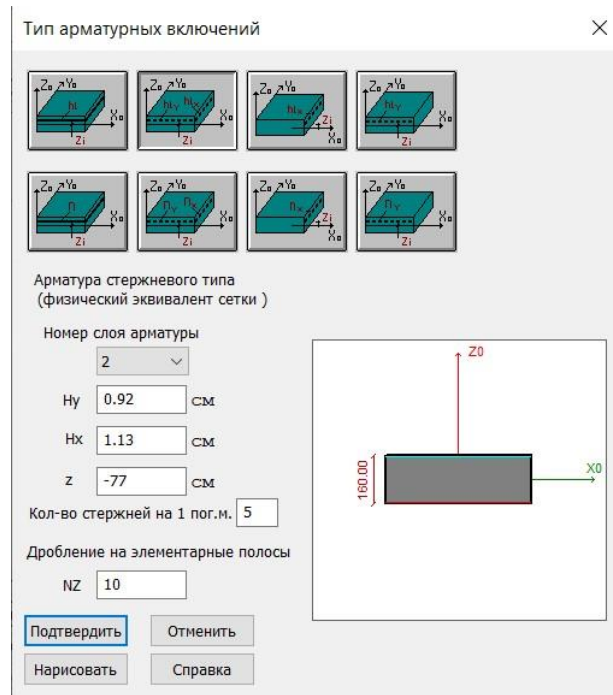


Рис. 3.20 Завдання параметрів арматури та її розміщення для фундаментної плити

Це обчислення робимо і для верхнього шару плити так само.

Для вертикальних елементів, наприклад колон, порядок формування жорсткості має декілька особливостей. Діалогове вікно містить номер шару арматури з відповідними характеристиками: площа арматури ( $F_a$ ), прив'язка арматури до осі  $Z_0$  ( $y_i$ ) і прив'язка арматури до осі  $Y_0$  ( $z_i$ ), див. рис. 3.21.

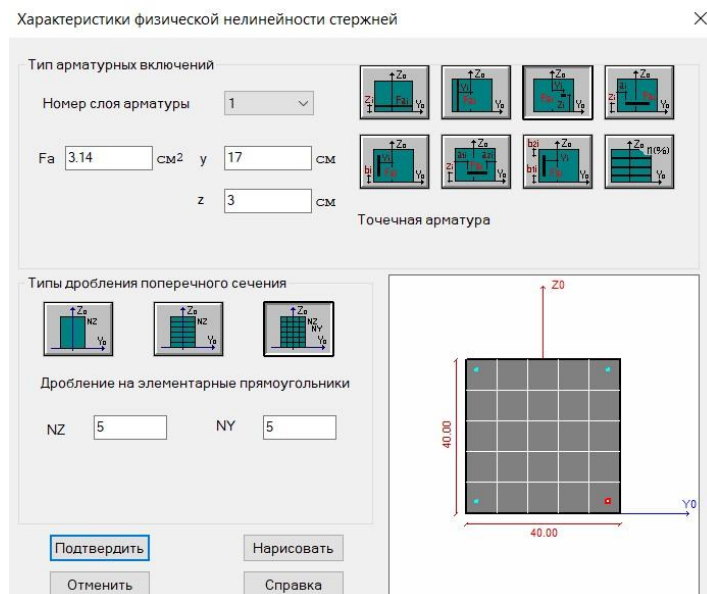


Рис. 3.21 Завдання параметрів арматури та її розміщення для колони

Граничні умови розрахункової області визначаються системою зовнішніх сил і вибором розмірів розрахункової області. Система зовнішніх сил задається у вигляді вектору навантажень, визначеного для всіх вузлів розрахункової області. З кожним вузлом пов'язано три значення навантаження: одне за напрямком осі OX, друге відповідає напрямку осі OY, третє за напрямком осі OZ [12].

Завершальний етап створення моделі, це моделювання нелінійних навантажень (рис. 3.22).

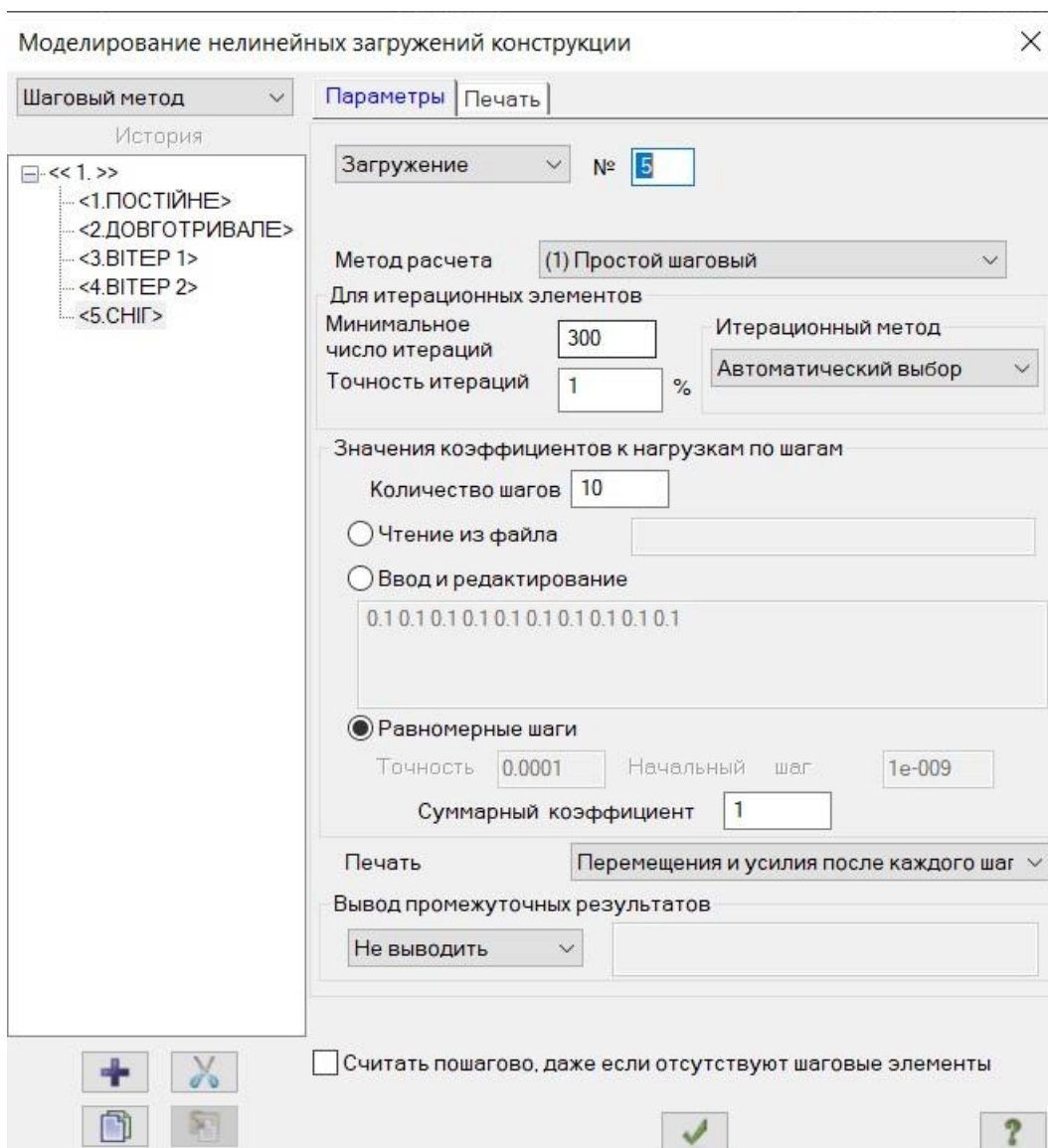


Рис. 3.22 Таблица формирования нелінійних навантажень

Розрахункова модель має наступні навантаження:

- навантаження № 1 – постійне;



- навантаження № 2 – довготривале;
- навантаження № 3 – вітер;
- навантаження № 4 – вітер 2;
- навантаження № 5 – сніг.

Вирішуючи фізично нелінійні завдання кроковим методом, який часто ідентифікують як метод послідовних навантажень, по суті, можна організувати моделювання процесу навантаження. Дійсно, в цьому випадку навантаження прикладається частками, а на кожному кроці змінюються жорсткісні характеристики системи [10].

Слід зазначити, що побудова матриці жорсткості відбувається з врахуванням її особливостей: симетричності, стрічковості. Для побудови матриці жорсткості використовується аналітичний алгоритм побудови.

### 3.4. Аналіз розрахунку системи

Щоб отримати повну інформацію роботи конструкцій з врахуванням діаграм реальної роботи матеріалів виконаємо порівняльний аналіз розрахунку з роботою пружної системи.

#### 3.4.1. Робота плито-пального фундаменту

Початок аналізу робимо з конструкції підземної частини. На рис. 3.23 та рис. 3.24 представлені вертикальні деформування плитної частини фундаменту для обох моделей.

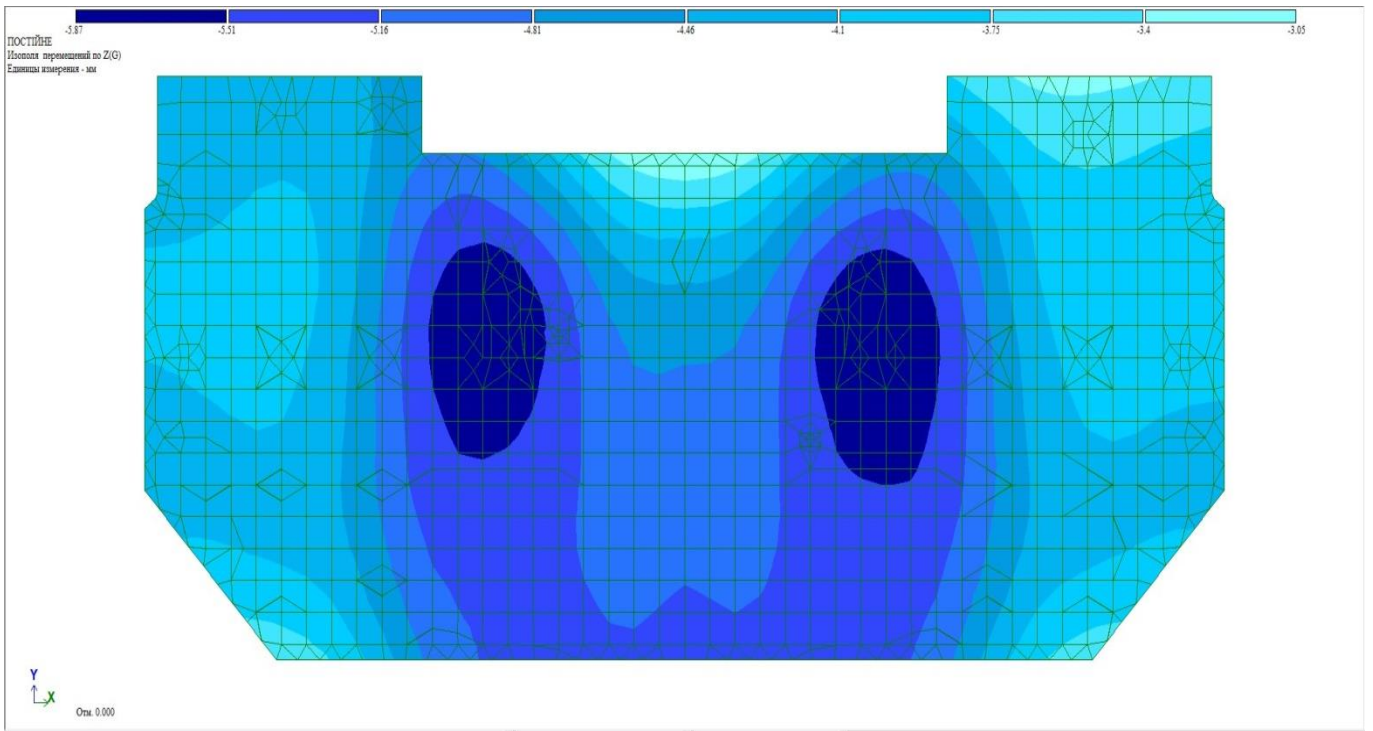


Рис. 3.23 Ізополя деформацій фундаменту вздовж осі Z (пружна робота конструкцій)

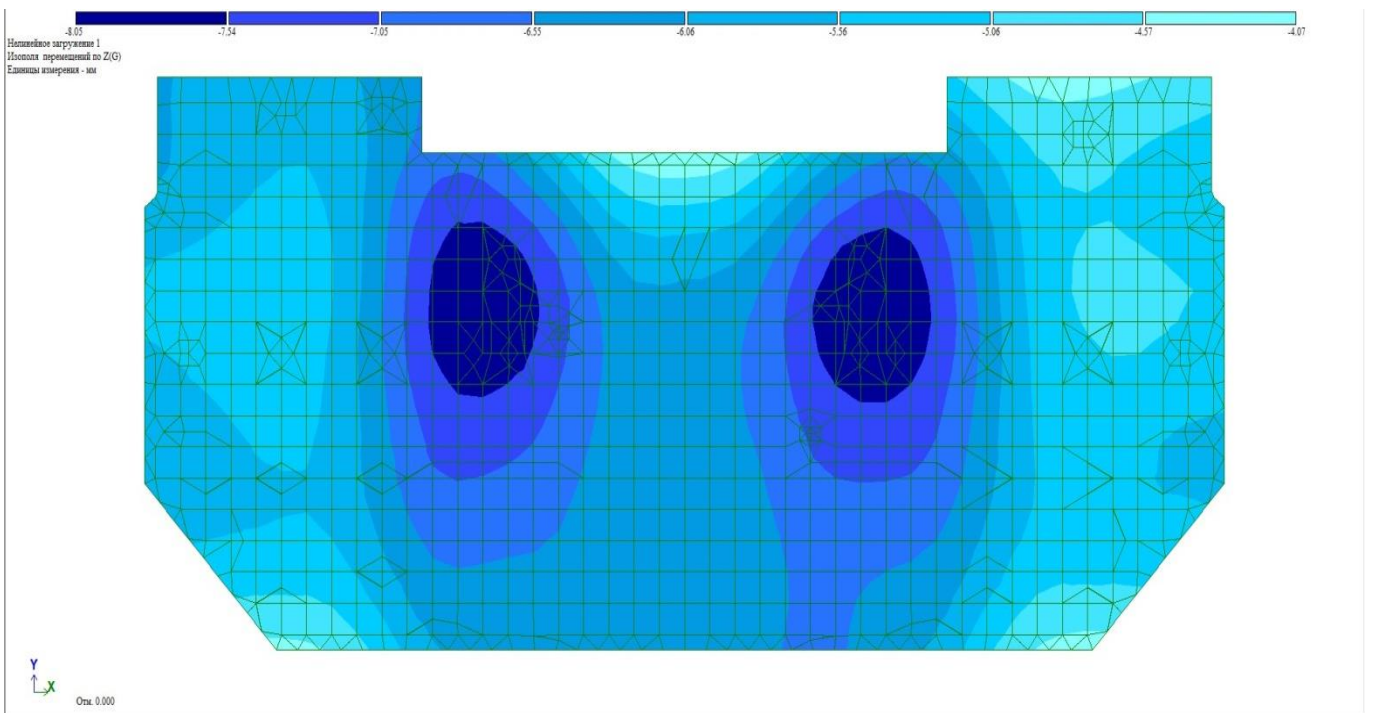


Рис. 3.24 Ізополя деформацій фундаменту вздовж осі Z (пружно-пластична робота конструкцій)

Детальні результати розрахунку фундаментної плити для обох моделей наведені в табл. 3.1.

## Результати розрахунку фундаментної плити

Параметри НДС	Пружна робота конструкції	Пружно-пластична робота конструкції
Переміщення вздовж осі $Z$ , мм	5,87	8,05
Згинаючий момент $M_x$ , тс·м/м	111	148
Згинаючий момент $M_y$ , тс·м/м	100	121
Поперечна сила $Q_x$ , тс/м	130	197
Поперечна сила $Q_y$ , тс/м	171	201

## 3.4.2. Робота монолітної плити перекриття

Характер деформування плити перекриття зображено на рис. 3.25, рис. 3.26.

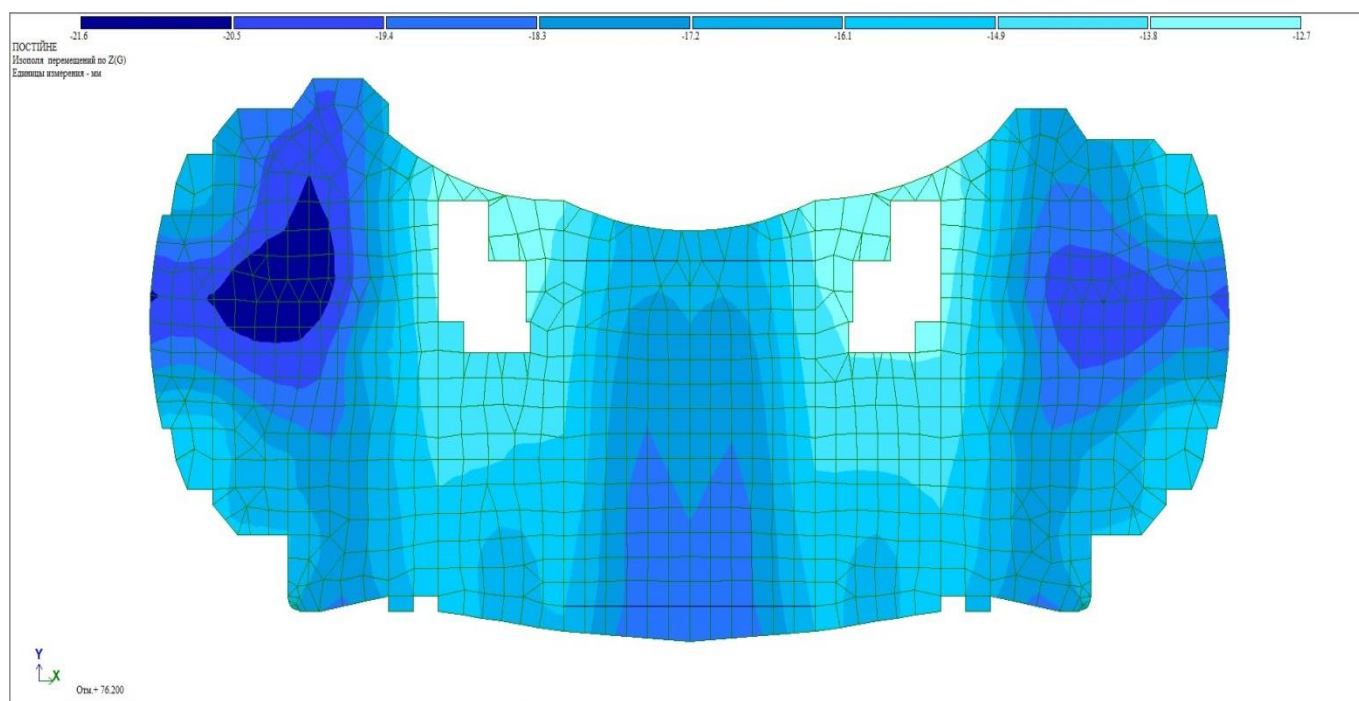


Рис. 3.25 Ізополя прогинів плити перекриття (пружна робота)

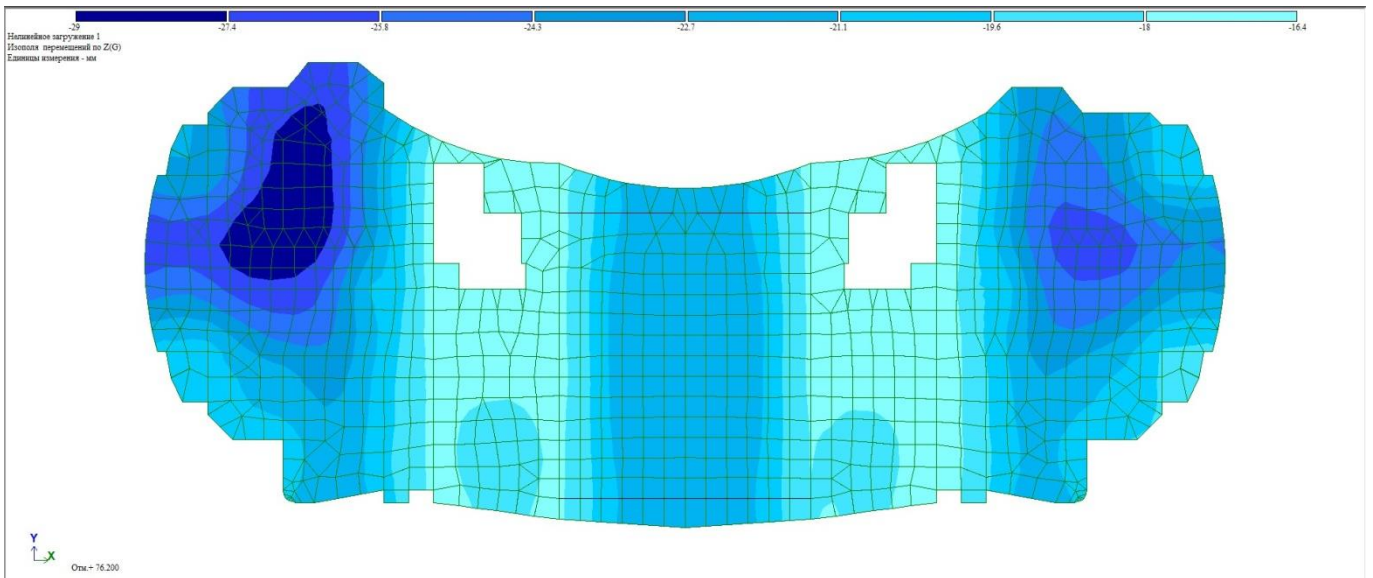


Рис. 3.26 Ізополя прогинів плити перекриття (пружно-пластична робота)

Детальні результати розрахунку плити перекриття для обох моделей наведені в табл.3.2.

Таблиця 3.2

Результати розрахунку плити перекриття

Параметри НДС	Пружна робота конструкції	Пружно-пластична робота конструкції
Прогин плити, мм	21,6	29
Згинаючий момент $M_x$ , $тс \cdot м / м$	2,2	3,46
Згинаючий момент $M_y$ , $тс \cdot м / м$	2,23	3,8
Поперечна сила $Q_x$ , $тс / м$	10	14,2
Поперечна сила $Q_y$ , $тс / м$	6,16	13,2

### 3.4.3 Робота залізобетонної стіни центрального ядра жорсткості

Ізополя деформацій стіни, розташованої на першому поверсі, зображені на рис. 3.27 та рис. 3.28.

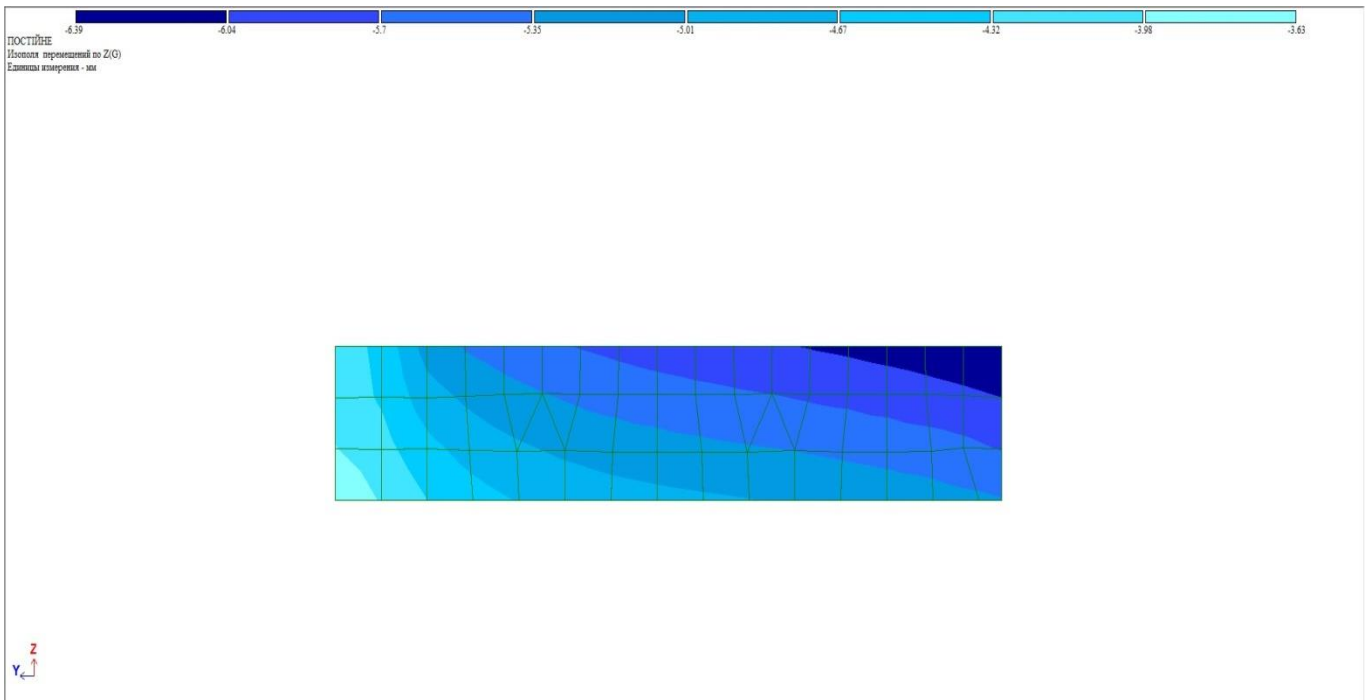


Рис. 3.27 Ізополя переміщень вздовж осі Z стіни центрального ядра жорсткості (пружна робота конструкції)

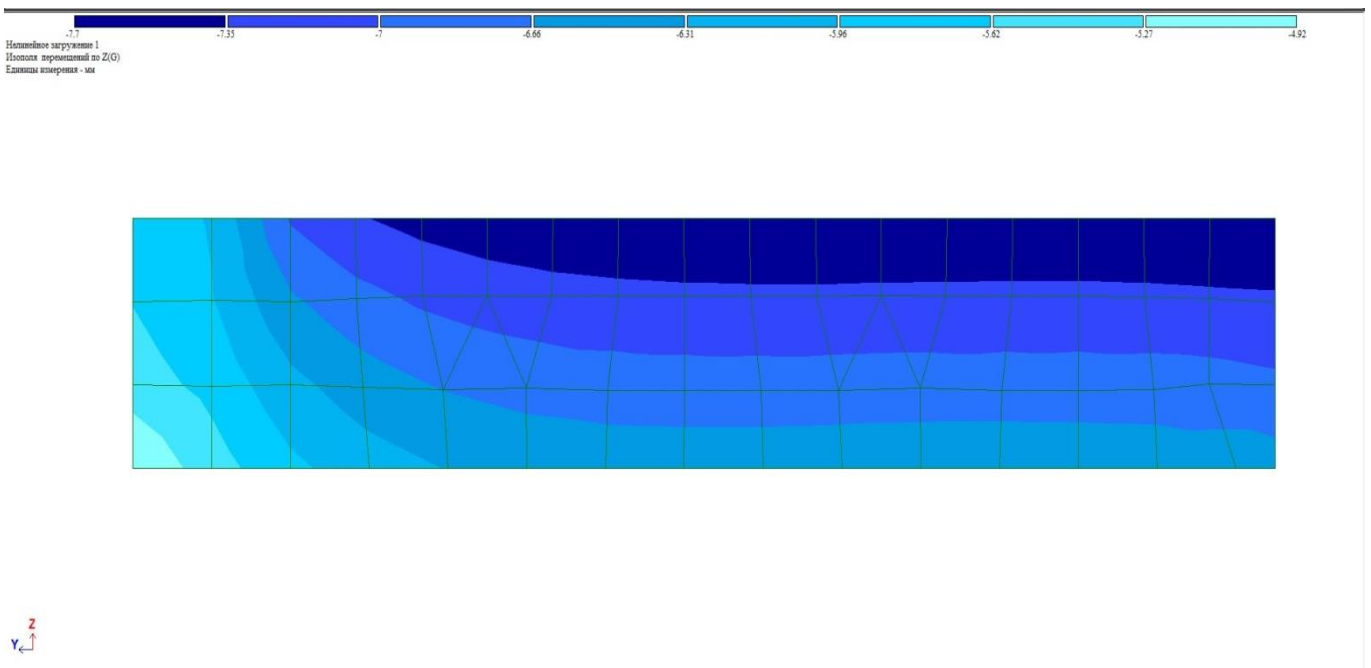


Рис. 3.28 Ізополя переміщень вздовж осі Z стіни центрального ядра жорсткості (пружно-пластична робота конструкції)

Детальні результати розрахунку стіни ядра жорсткості для обох моделей наведені в табл. 3.3.

## Результати розрахунку стіни ядра жорсткості

Параметри НДС	Пружна робота конструкції	Пружно-пластична робота конструкції
Вертикальні переміщення, <i>мм</i>	6,39	7,7
Згинаючий момент $N_x$ , <i>тс·/м<sup>2</sup></i>	181	235
Згинаючий момент $N_y$ , <i>тс·/м<sup>2</sup></i>	1013,93	1290
Поперечна сила $Q_x$ , <i>тс/м</i>	0,0103	0,0379
Поперечна сила $Q_y$ , <i>тс/м</i>	0,0331	0,135
Згинаючий момент $M_x$ , <i>тс·м/м</i>	0,0792	0,0332
Згинаючий момент $M_y$ , <i>тс·м/м</i>	0,04	0,183

## 3.4.4 Робота залізобетонної колони

Результати розрахунку найбільш навантаженої колони для обох моделей наведені в табл. 3.4.

Таблиця 3.4

## Результати розрахунку колони

Параметри НДС	Пружна робота конструкції	Пружно-пластична робота конструкції
Переміщення вздовж осі $X$ , <i>мм</i>	0,0004	0,0841
Переміщення вздовж осі $Y$ , <i>мм</i>	0,117	0,0443
Переміщення вздовж осі $Z$ , <i>мм</i>	4,2	5,61

Продовження табл. 3.4

Поздовжня сила $N, тс$	19,8	27,1
Поперечна сила $Q_Z, тс$	0,783	0,754
Поперечна сила $Q_Y, тс$	0,228	0,146
Згинаючий момент $M_X,$ $тс\cdot м$	0	0
Згинаючий момент $M_Y,$ $тс\cdot м$	1,32	1,3
Згинаючий момент $M_Z,$ $тс\cdot м$	0,447	0,306

### 3.4.5.Робота консольної балки

Результати розрахунку консольної балки плити перекриття для обох моделей наведені в табл. 3.5.

Таблиця 3.5

### Результати розрахунку балки

Параметри НДС	Пружна робота конструкції	Пружно-пластична робота конструкції
Переміщення вздовж осі $Z, мм$	7,47	9,17
Поздовжня сила $N, тс$	1,63	1,76
Поперечна сила $Q_Z, тс$	6,75	7,64
Поперечна сила $Q_Y, тс$	0,963	1,01
Згинаючий момент $M_X,$ $тс\cdot м$	0,0803	0,0925
Згинаючий момент $M_Y,$ $тс\cdot м$	7,68	8,58

### 3.4.6.Робота залізобетонного пілона

Результати розрахунку найбільш навантаженого пілона для обох моделей наведені в табл. 3.6.

Таблиця 3.6

#### Результати розрахунку пілона

Параметри НДС	Пружна робота конструкції	Пружно-пластична робота конструкції
Вертикальні переміщення, <i>мм</i>	5,54	6,24
Згинаючий момент $N_x$ , <i>тс·/м<sup>2</sup></i>	115	140
Згинаючий момент $N_y$ , <i>тс·/м<sup>2</sup></i>	1357,77	1820
Поперечна сила $Q_x$ , <i>тс/м</i>	0,107	0,0827
Поперечна сила $Q_y$ , <i>тс/м</i>	0,316	0,434
Згинаючий момент $M_x$ , <i>тс·м/м</i>	0,0636	0,0495
Згинаючий момент $M_y$ , <i>тс·м/м</i>	0,406	0,322

#### Висновок за розділом

Створення складних конструкцій, до яких пред'являються жорсткі вимоги по міцності, надійності при одночасних вагових обмеженнях, передбачає виконання складних і точних розрахунків, заснованих на використанні детальних математичних моделей.

В даний час при розрахунку систем висотних будівель, в основному застосовується метод скінчених елементів, що має помітні переваги перед іншими розрахунковими методами. Він досить універсальний, дозволяє розраховувати практично будь-які системи, з врахуванням їх просторової роботи, без зміни



основних параметрів розрахункової схеми споруди виконувати розрахунки при різних навантаженнях та впливах на будівлю.

Створення моделі потребує детальної інформації про кожний елемент системи. При цьому реалізація математичної моделі вимагає дотримання усіх вимог програмного забезпечення.

Моделювання фізично нелінійних властивостей матеріалу процесів здійснюється в рамках теорії пластичної течії. Визначення деформацій та напружень при дії статичних навантажень виконуватися як для лінійного випадку, так і з врахуванням фізичної нелінійності. Обґрунтування прийнятої моделі полягає в тому, що урахування специфіки деформації залізобетону за допомогою універсальних скінчених елементів вимагають створення складних і громіздких розрахункових схем. Їх велика кількість призводить до значного ускладнення введення вихідних даних і аналізу результатів, підвищення вірогідності помилок, різкого зростання трудомісткості і тривалості виконання і перевірки розрахунків.

В результаті проведених розрахунків було виявлено, що в елементах конструкції створеної на основі пружно-пластичної роботи матеріалів виявляється ефект перерозподілу навантажень. Це видно з величин напружень, які виникають в елементах схеми. Крім того видно, що деформації для пружно-пластичної роботи конструкції також перевищують значення отримані при розрахунку пружної схеми.

Як з'ясувалось, для пошуку резервних міцностей конструкцій, а також зменшенню матеріаломісткості, виконання розрахунку на основі нелінійної роботи матеріалів обов'язкове.

## РОЗДІЛ 4

### РОЗРАХУНОК БУДІВЛІ НА ОПІР ПРОГРЕСУЮЧОМУ ОБВАЛЕННЮ

#### 4.1. Загальні положення

Відповідно до умов ДБН В.2.2-41:2019, багатоповерхові будинки потрібно розраховувати міцними до прогресуючого обвалення у разі місцевих руйнувань несучих конструкцій.

Монолітні будинки мають кілька відмінностей (на відміну від монтажних), пов'язаних з «вільними» архітектурно-планувальними рішеннями, великим кроком стін (або колон), рішеннями несучих конструкцій тощо, що обумовлює специфіку розрахунку на стійкість проти прогресуючого обвалення за надзвичайних ситуацій (НС).

Головне завдання розрахунку – діагностика постачання захищеності єдиної громадської споруди при запроєктованих НС.

Монолітні будинки повинні бути захищені від прогресуючого обвалення при локальному руйнуванні несучих конструкцій, при аварійних впливах, не передбачених умовами стандартної експлуатації будинків (пожежі, вибухи, ударні дії транспортних засобів, невирішене перепроєктування тощо) [27,28]. Ця умова означає, що в разі аварійних впливів допускаються місцеві руйнування окремих несучих вертикальних елементів в межах одного поверху, але ці основні руйнування не повинні бути джерелом до обвалення або розламування конструкцій, в які переходить робота, що раніше сприймалось елементами, зіпсованими аварійним впливом.

Обчислення споруди при місцевому руйнуванні несучих конструкцій, проводиться тільки відповідно до граничних станів 1 групи [3]. Формування непружних деструкцій, зміщення конструкцій, а також відкриття в них тріщин у цих надмірних умовах не обмежуються [3].

Як правило, вплив цього типу призводить до локальних дефектів несучих конструкцій споруд. При цьому в одних епізодах НС цими основними дефектами

вичерпуються, а в інших - несучі конструкції, що збереглися в першу мить катастрофи, не витримують зайвого навантаження, що раніше приймалося пошкодженими елементами, і також руйнуються [27].

Основні основи проєктування підводять до наступного:

- у багатоповерхових будинках допускаються місцеві знищення несучих окремих елементів в межах одного поверху, наприклад, стіни, колони, проте ці руйнування не повинні бути джерелом прогресуючого обвалення сусідніх конструкцій, а також цілої будівлі;
- при вивченні заходів у сфері охорони багатоповерхових будинків від прогресуючого обвалення потрібно дотримуватися як потребу збереження існування людей у разі аварійного впливу, так й надання ремонтпридатності багатоповерховому будинку.

#### 4.2. Вибір схеми локального руйнування. Аналіз розрахунків

Ступінь захисту висотної будівлі або її конструктивних заходів безпеки визначається на підставі аналізу варіантів аварійних ситуацій, але не нижче межі максимальної площі, встановленої нормами, і за умови локального руйнівного навантаження - несучі конструкції -  $80 \text{ м}^2$  [1]. Якщо в розрахунковій будівлі площа локального пошкодження перевищує максимальне значення, слід зменшити конструктивні кроки несучих елементів, що досягається установкою додаткових опор - колон або стін або свідомим збільшенням металоємність і вартість об'єкта.

Наприклад, якщо пілон на плані висотної будівлі пошкоджений між осями 3Д-3Е (рис. 4.1), локальна площа пошкодження дорівнює  $80,64 \text{ м}^2$  (заштрихована на рис. 4.1), але за рахунок хрестоподібних пілонів, які переймають на себе частину навантажень з зони руйнування, площу можна зменшити. Таким чином локальна площа становить  $75,6 \text{ м}^2$ , що менше ніж  $80 \text{ м}^2$  дозволені стандартом.

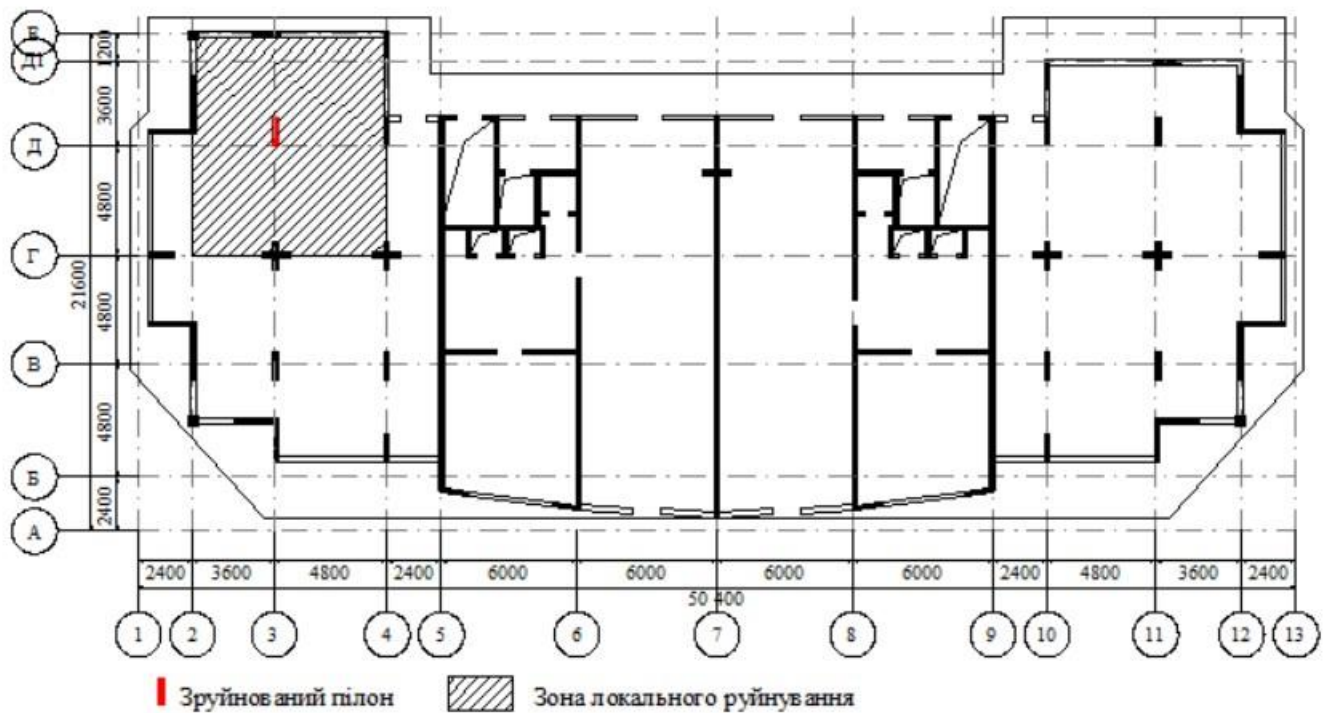


Рис. 4.1 План першого поверху з локальним руйнуванням найбільш напруженого елемента

Стійкість будівлі проти прогресуючого руйнування перевіряється розрахунком і забезпечується рядом конструктивних заходів. На початкових етапах проектування основною задачею було розробити конструктивну схему такої будівлі для забезпечення її просторової жорсткості під час аварійних робіт. Для розрахунку таких систем для аварійних операцій зазвичай використовується просторова розрахункова модель будівлі, реалізована в розрахунковому програмному комплексі [3].

Розрахунок моделі повинен враховувати фізичні та геометричні нелінійності [3].

Розрахунок схеми виконуємо за наступною схемою:

- розрахунок системи та визначення більш напружених елементів конструкції;
- вибір схеми та визначення площі руйнування;
- зміна розрахункової схеми (видалення елементів) та розрахунок з урахуванням фізичної й геометричної нелінійності.

Кількість і вибір варіантів локального розрахунку пошкоджень визначається індивідуально для кожного конкретного випадку в процесі проектування з урахуванням архітектурно-планувальних особливостей, а також конструктивних рішень будівлі [27].

Найбільш несприятливим локальним сценарієм відмови можна вважати схему - відмова максимально навантаженого пілона (рис. 4.2).

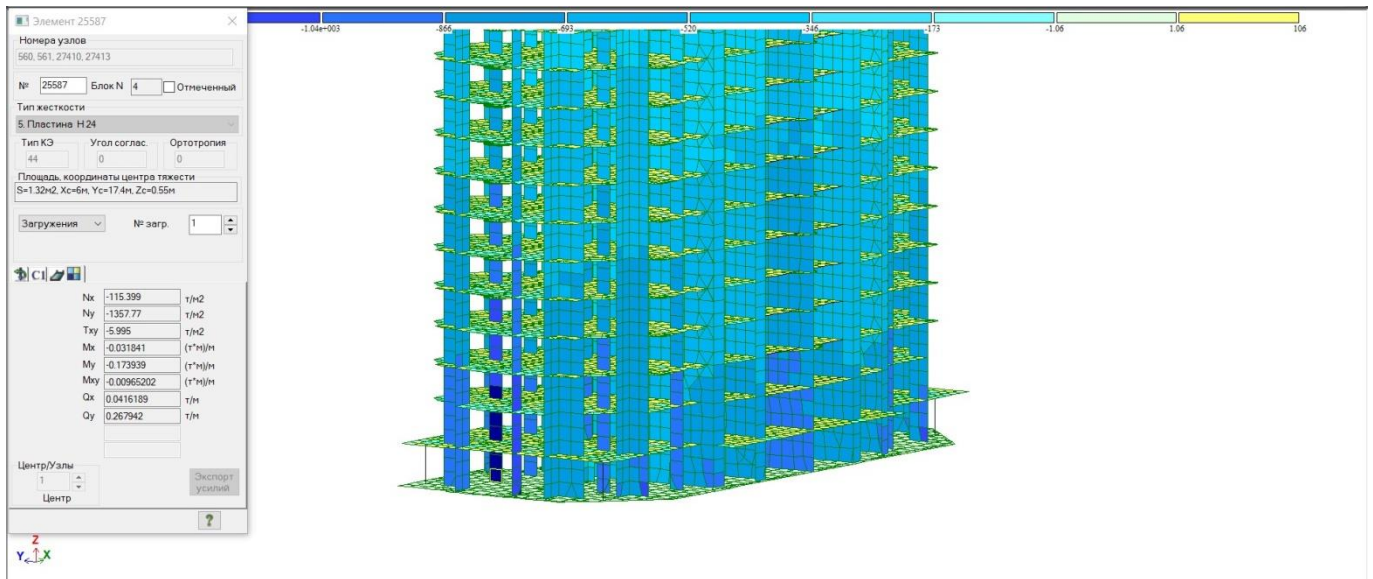


Рис. 4.2 Характеристика НДС пілона прийнятого для видалення

Пропонується розрахувати конструкцію будівлі за системою «грунтова основа – фундамент - надземна частина» з урахуванням непружної роботи залізобетонних плит перекриття.

В результаті аварійних розрахунків будівлі виявлено: горизонтальне переміщення прогинів стін, колон і перекриття, зусилля по перерозподілу конструкцій і зв'язків.

Розглянемо роботу плити та порівняємо модельні розрахунки до та після знищення пілона (табл. 4.1).

Характеристики деформації плити першого поверху наведені на рис. 4.3.

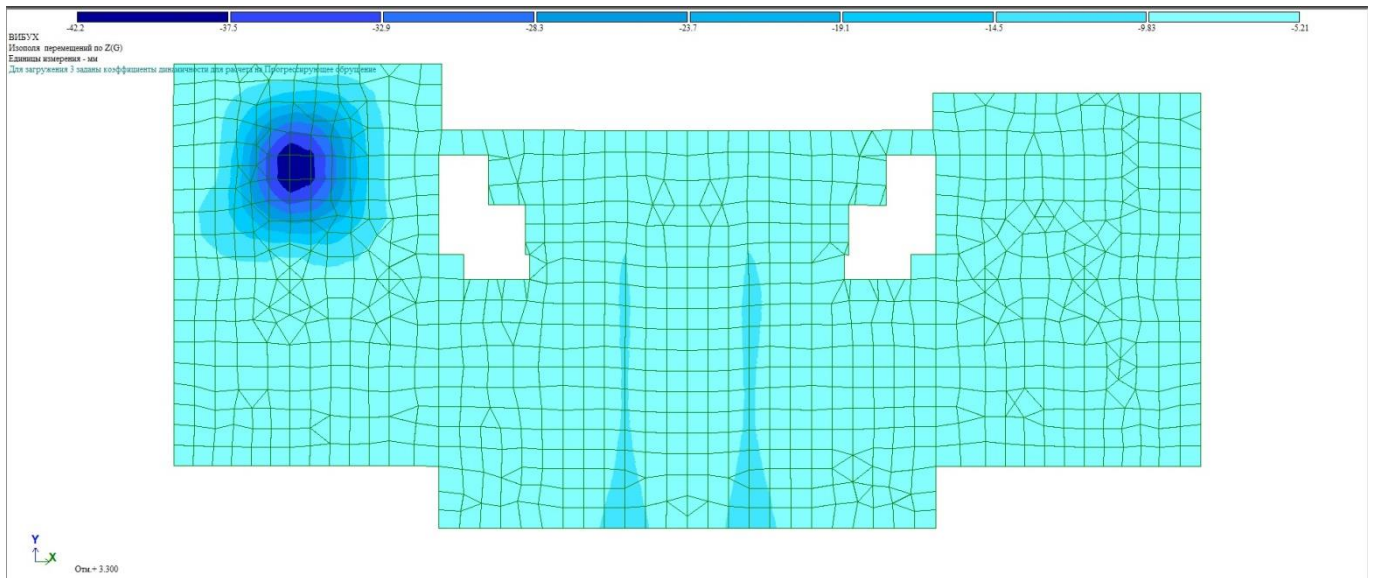


Рис. 4.3 Деформації (прогини) плити перекриття першого поверху

Таблиця 4.1

Результати розрахунку плити перекриття після руйнування пілона

Параметри НДС	Пружно-пластична робота конструкції до руйнування пілона	Пружно-пластична робота конструкції після руйнування пілона
Прогин плити, <i>мм</i>	7,99	42,2
Згинаючий момент $M_x$ , <i>тс·м/м</i>	2,17	13,5
Згинаючий момент $M_y$ , <i>тс·м/м</i>	1,61	19,7
Поперечна сила $Q_x$ , <i>тс/м</i>	17,6	60,6
Поперечна сила $Q_y$ , <i>тс/м</i>	25,7	120

За результатом розрахунку повне руйнування елементів не відбулося (рис. 4.4).

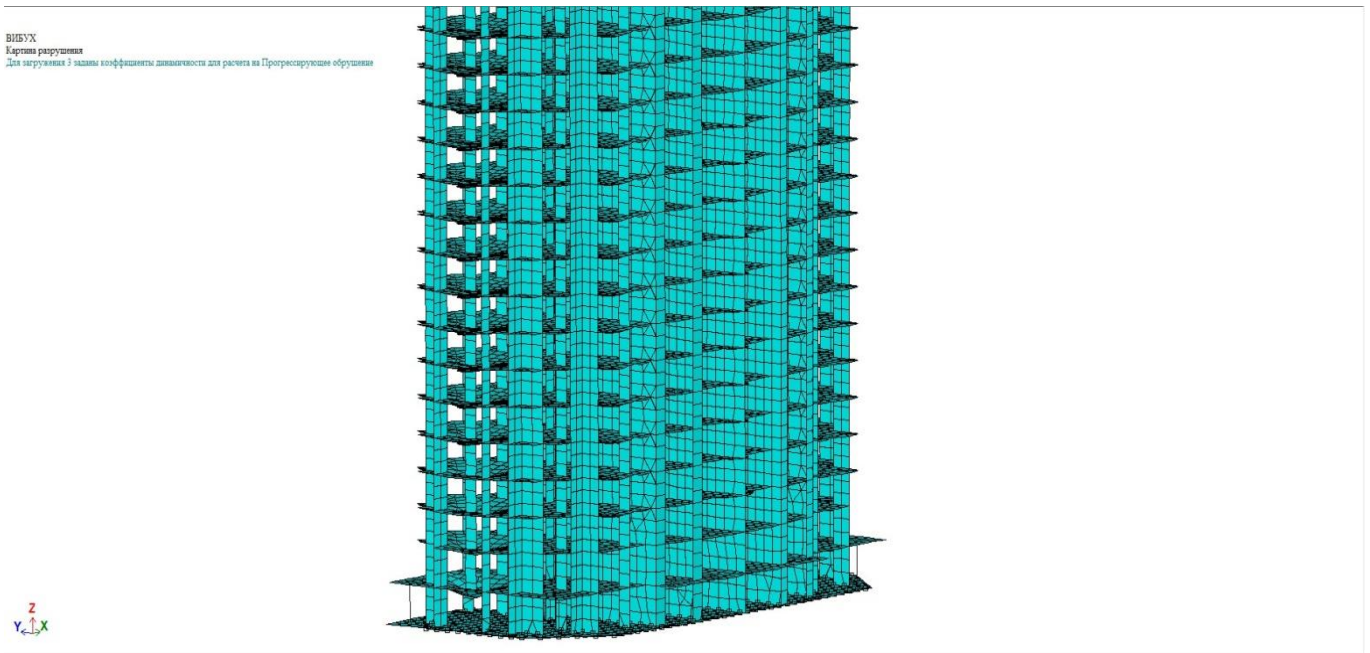


Рис. 4.4 Схема деформованих елементів

Оцінюючи роботу конструкції в цілому, необхідно звернути увагу на те, як змінюється деформація плити з висотою будівлі (рис. 4.5, рис. 4.6, рис. 4.7, рис. 4.8, рис. 4.9). Кожен поверх багатоповерхового будинку розрахований на сприйняття ваги площі надбудови.

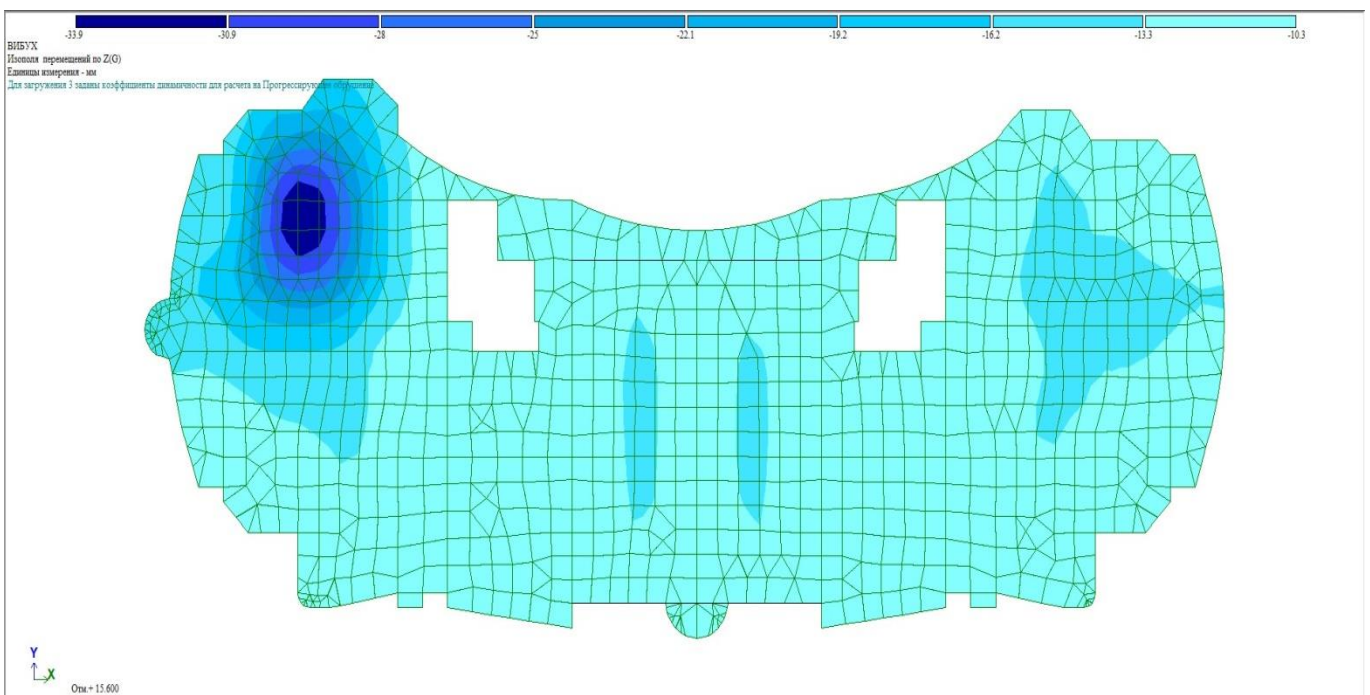


Рис. 4.5 Деформації (прогини) плити перекриття 5-го поверху

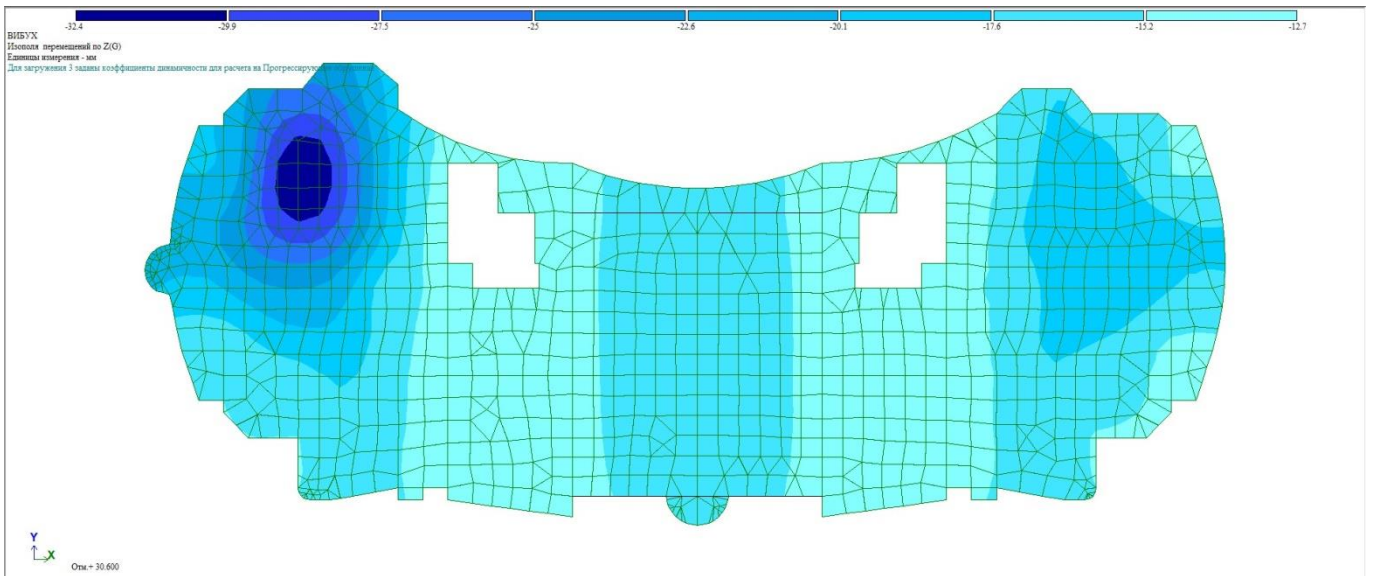


Рис. 4.6 Деформації (прогини) плити перекриття 10-го поверху

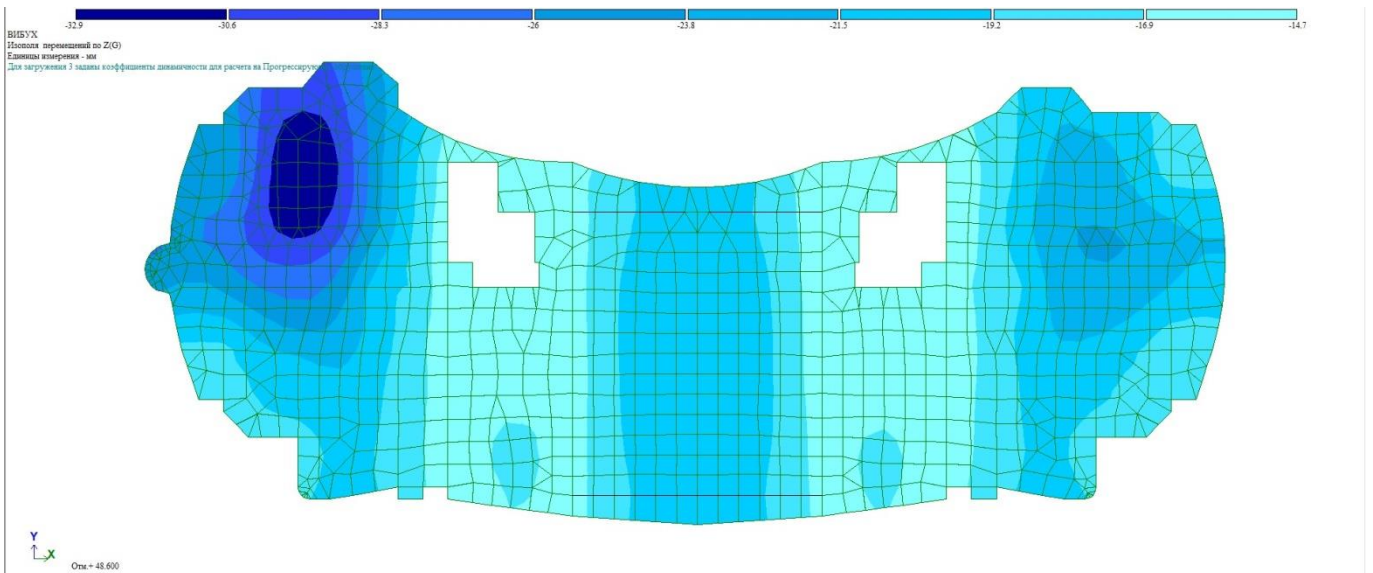


Рис. 4.7 Деформації (прогини) плити перекриття 16-го поверху

Стійкість висотного будинку проти прогресуючого обвалення забезпечується завдяки: обґрунтованим конструктивним і планувальним рішенням; дотриманню конструктивних заходів щодо забезпечення цілісності конструкції; використанню матеріалів і конструктивних рішень, які забезпечують пластичну деформацію елементів конструкцій та їх з'єднань.

Одним із варіантів вирішення проблеми може бути будівництво технічних поверхів у вигляді просторової системи – панелей коробчастого перерізу, здатних



витримувати навантаження, викликані виносом вертикальних елементів, розташованих у нижньому положенні.

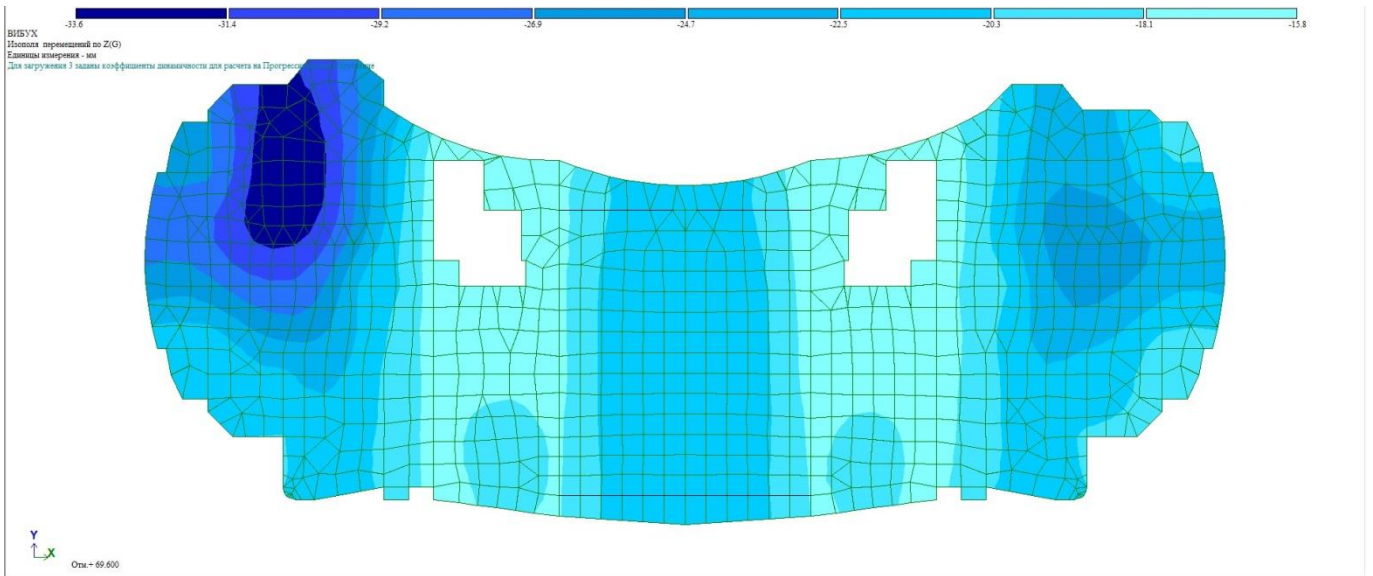


Рис. 4.8 Деформації (прогини) плити перекриття 23-го поверху



Рис. 4.9 Деформації (прогини) плити перекриття спорудження над ліфтовою шахтою

Розглянемо другий варіант руйнування на прикладі іншого пілона (найбільш навантаженого) у наслідок вибуху після попереднього руйнування (рис. 4.10).

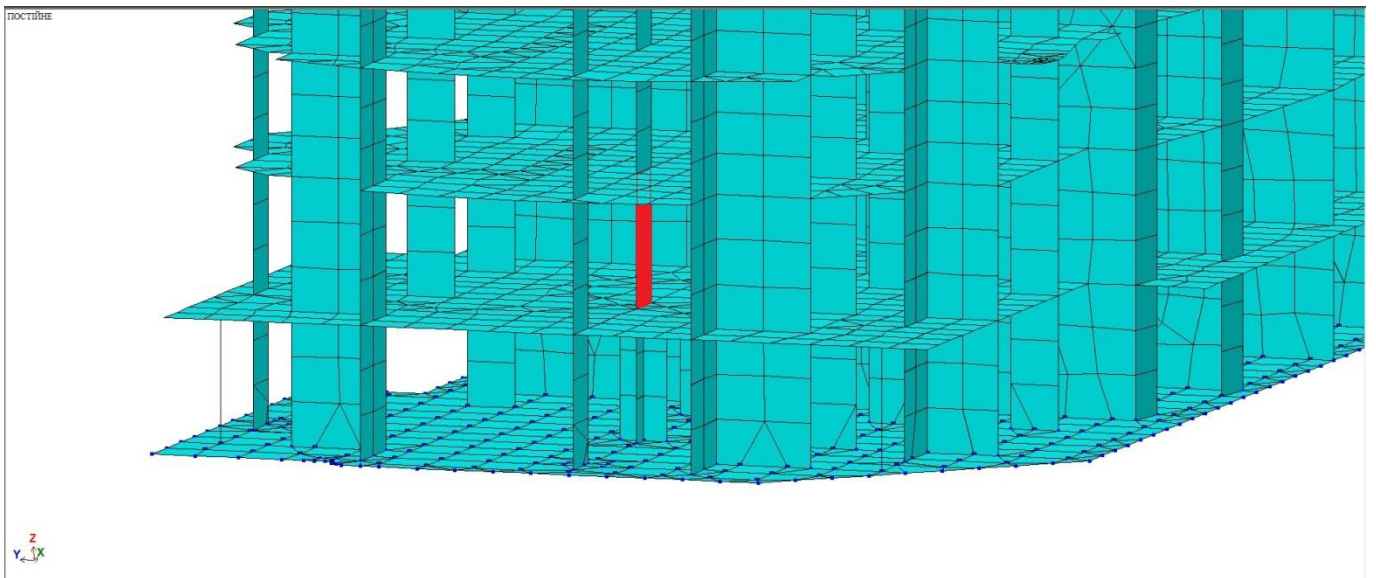


Рис. 4.10 Друга схема: руйнування пілона другого поверху  
(зруйнований пілон зображено червоним кольором)

За результатами розрахунку було виявлено, що руйнування пілона призводить до значного перерозподілу навантажень між суміжними несучими елементами. Характер деформацій плити перекриття над поверхом, де відбулося руйнування зображено на рис.4.11.

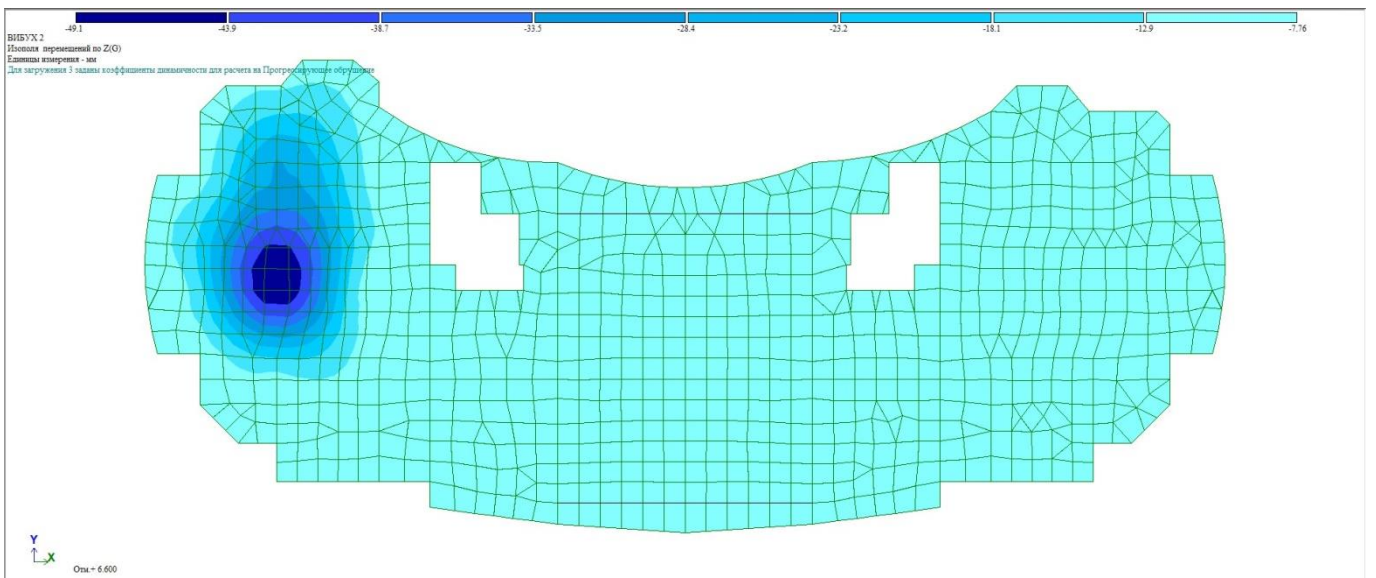


Рис. 4.11 Деформації (прогини) плити перекриття другого поверху

Максимальний прогин плити перекриття після руйнування складає 49,1 мм, що дорівнює нормальній роботі розглянутої моделі без руйнувань несучих конструкцій.

Слід зазначити, що як і у першій схемі руйнування елементів не відбувається. Це пов'язано в першу чергу з тим, що прийнятої кількості арматури достатньо для сприйняття згинаючих моментів та поперечних сил.

Розглянемо третій варіант руйнування на прикладі пілона першого поверху (найбільш навантаженого) у наслідок третього вибуху (рис. 4.12).

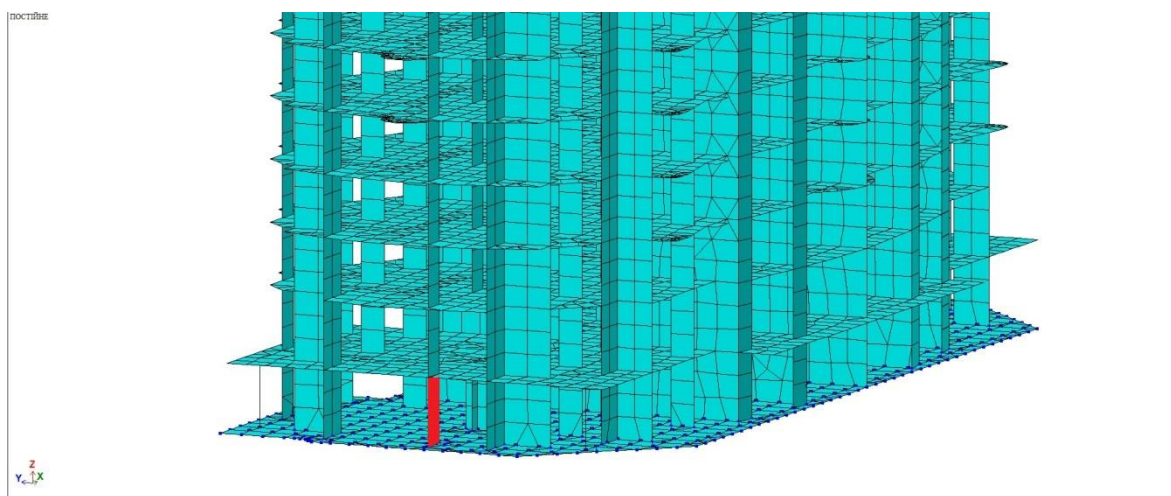


Рис. 4.12 Третя схема: руйнування пілона першого поверху (зруйнований пілон зображено червоним кольором)

Характер деформацій плити перекриття з висотою будівлі зображено на рис. 4.13 – рис. 4.20.

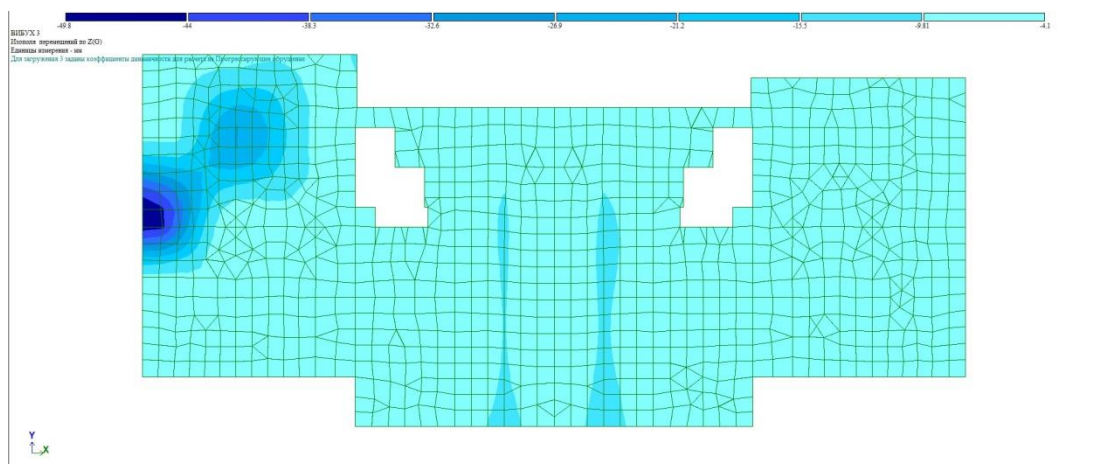


Рис. 4.13 Деформації (прогини) плити перекриття першого поверху

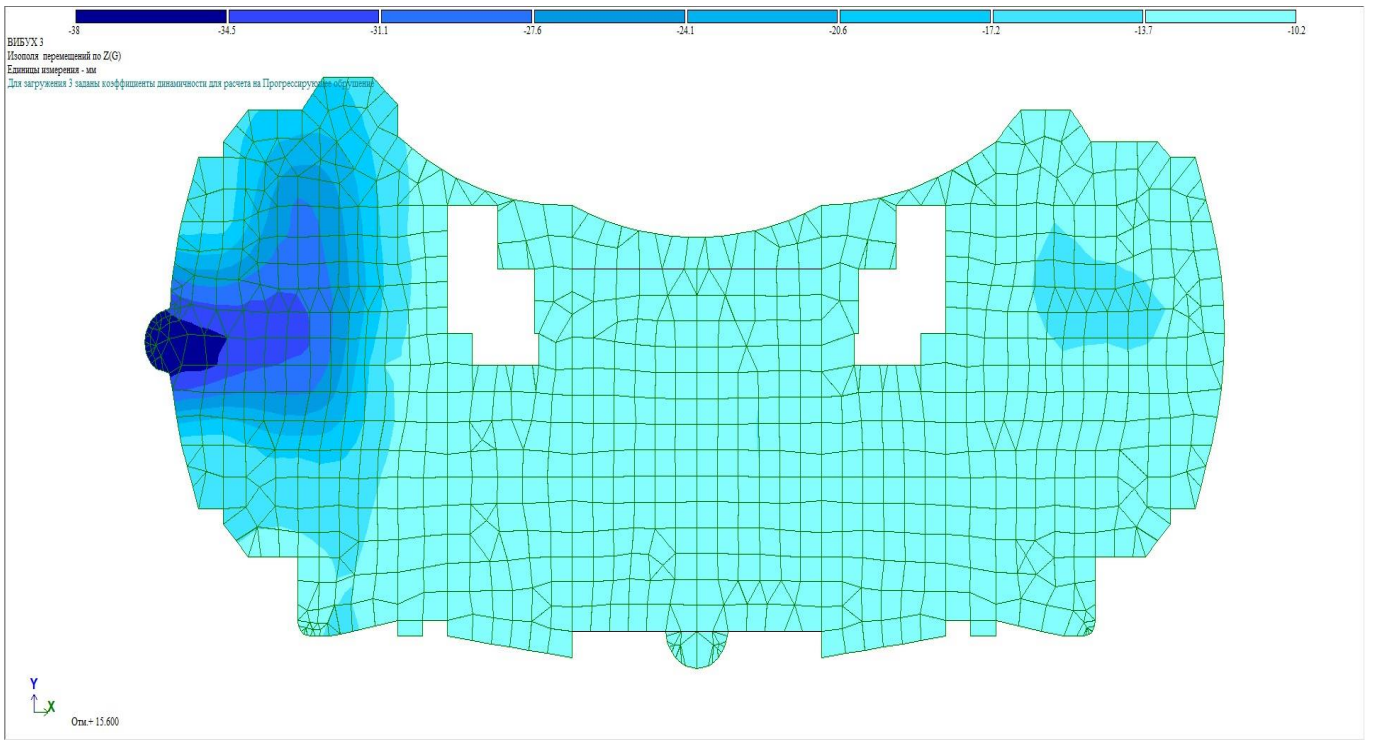


Рис. 4.14 Деформації (прогнози) плити перекриття 5-го поверху

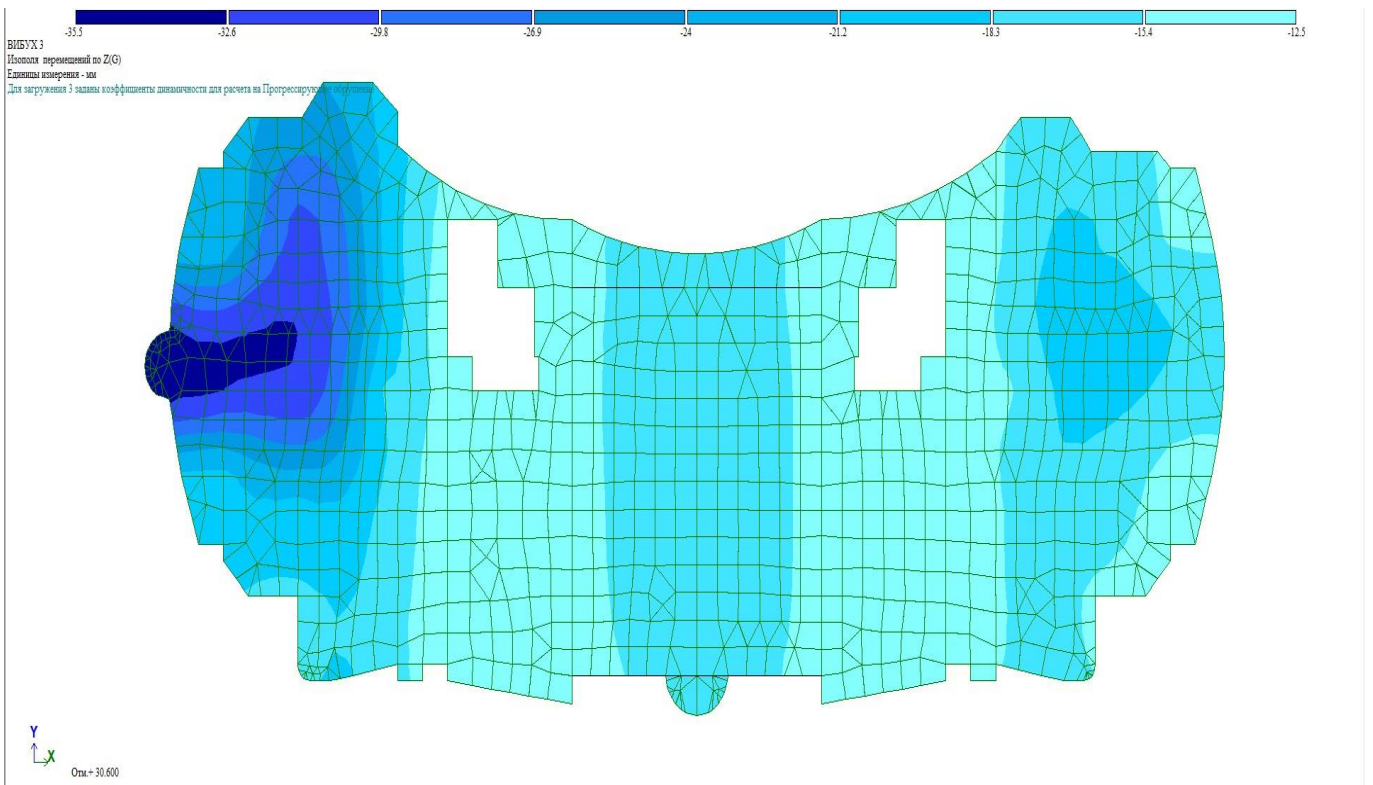


Рис. 4.15 Деформації (прогнози) плити перекриття 10-го поверху

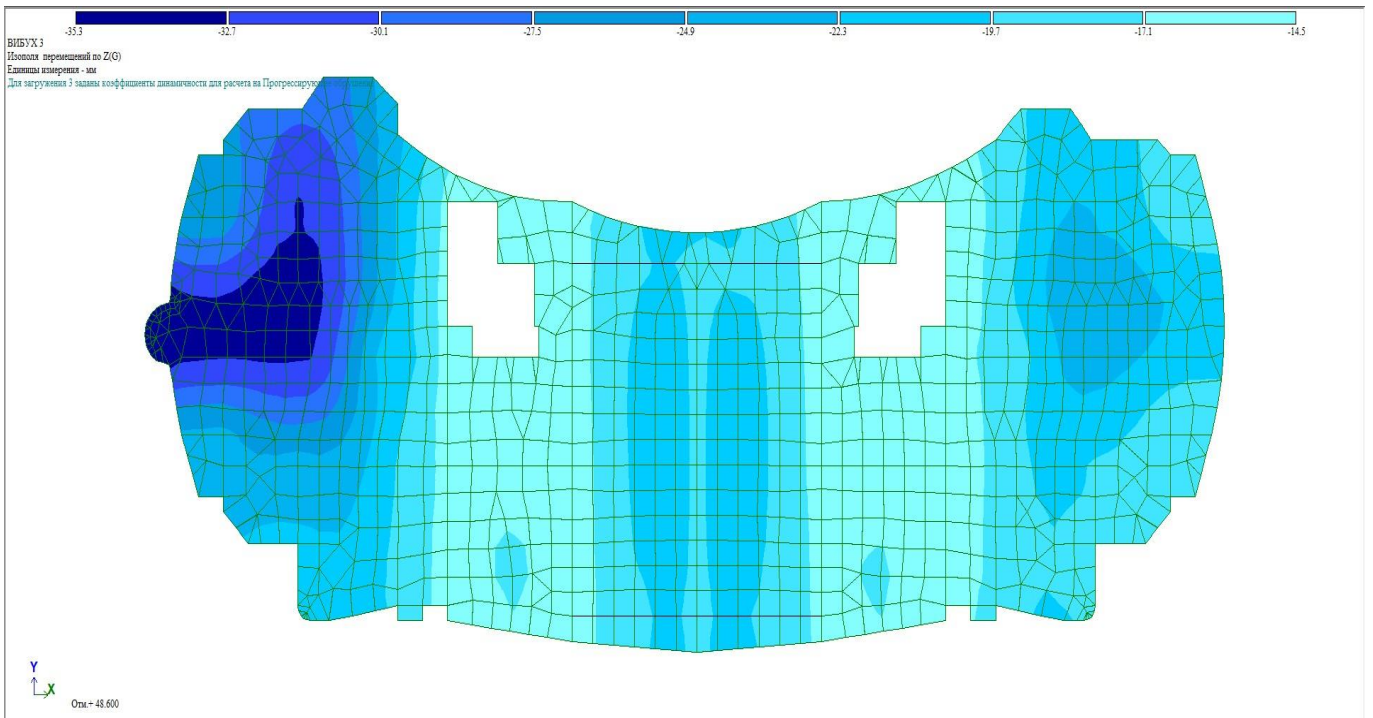


Рис. 4.16 Деформації (прогини) плити перекриття 16-го поверху

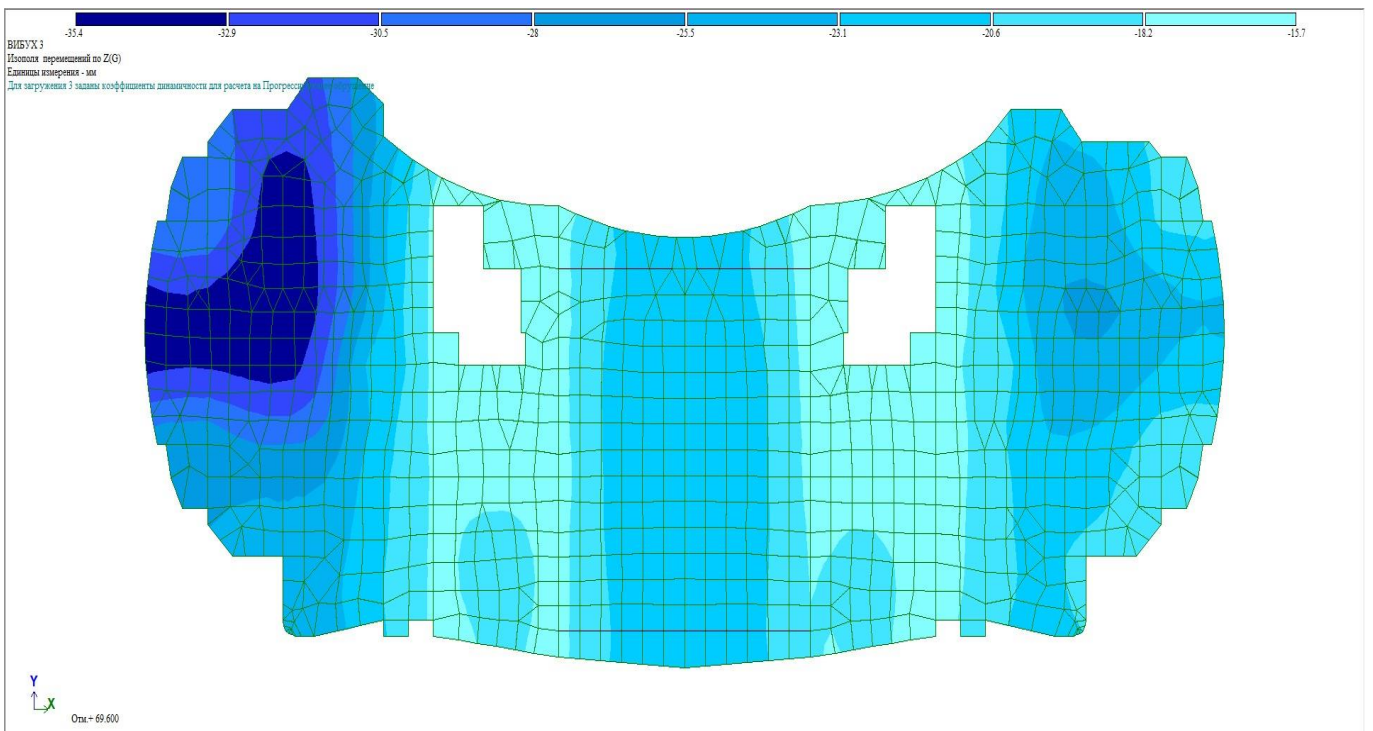


Рис. 4.17 Деформації (прогини) плити перекриття 23-го поверху



Рис. 4.20 Деформації (прогини) плити перекриття спорудження над ліфтовою шахтою

За результатами розрахунку було виявлено, що руйнування пілона заново призводить до перерозподілу зусиль між суміжними несучими елементами, які стають ще більш навантаженими через відсутність додаткових несучих елементів.

Деформації з кожним руйнуванням стають дедалі більше. Це обумовлюється тим, що до впливу нового руйнування додається вплив попереднього. Максимальний прогин після третього руйнування складає 49,8 мм і знаходиться на плиті перекриття першого поверху. Характер переміщень зменшується до 10-го поверху, а після трохи збільшується. Це обумовлено тим, що до 10-го поверху йде затухання впливу від локального руйнування, а після його зупинки додатково включається вплив природнього осідання.

Руйнування інших елементів після третього знищення не відбувається. Це говорить про те, що несучі елементи розташовані на задовільній відстані один від одного та мають достатню міцність, щоб переймати на себе додаткові навантаження. Але їх характеристики обмежені, і тому подальші локальні руйнування призводять до значних показників напружень в елементах і в результаті до обвалу частини будівлі.

## Висновки за розділом

Стійкість до прогресуючого обвалення означає, що у випадку аварійних впливів допускаються локальні обвалення окремих вертикальних несучих елементів у межах одного поверху або ділянки перекриття одного поверху, але ці початкові обвалення не повинні привести до обвалення або руйнування конструкцій, на які передається навантаження, що раніше сприймалися елементами, ушкодженими аварійним впливом.

Для оцінки стійкості будинку проти прогресуючого обвалення необхідно розглядати лише найнебезпечніші розрахункові схеми обвалення.

Конструкції будинку рекомендується розраховувати як систему «основа – фундамент – споруда» з використанням програмних комплексів, які дозволяють урахувати фізичну й геометричну нелінійності, що забезпечує найбільшу ймовірність результатів розрахунку й зниження додаткових витрат матеріалів [2].

У моделі повинні ураховуватися елементи, які за наявності локальних впливів беруть активну участь у перерозподілі зусиль в елементах конструктивної системи. Розрахункова модель будинку повинна враховувати можливість видалення (обвалення) окремих вертикальних конструктивних елементів.

При видаленні одного з пілонів або частини стін монолітної будівлі змінюється конструктивна схема: вищерозташовані пілони або стіни вже не є опорами і «зависають» на перекриттях, а перекриття над зруйнованою опорою працюють в обох напрямках із збільшеними прольотами. Отримавши великі прогини і недопустимі для експлуатаційних умов тріщини, перекриття за рахунок мембранних зусиль, що виникають в них, можуть «притосуватися» до нових умов і перешкодити прогресуючому обваленню будівлі. Для забезпечення такої пристосовності в перекриттях необхідно встановлювати безперервну верхню і нижню арматуру по всьому полю плити [27].

Було розглянуто три сценарії локального руйнування несучих елементів конструкції.

За результатом розрахунку було виявлено, що руйнування пілона першого поверху викликає зміну розрахункової схеми та призводить до перерозподілу навантажень. Встановлено, що руйнувань не відбулось. Вертикальні деформації на верхньому поверсі з врахуванням конструкції покриття дорівнюють 34 мм.

Руйнування пілона другого поверху після попереднього руйнування також призводить до значних змін в роботі конструкції, це пов'язано з ефектом перерозподілу навантажень. Руйнування плити перекриття не відбувається.

При руйнуванні третього пілона також перерозподіляються зусилля в елементах. Руйнування інших елементів теж не відбувається. Але подальші локальні руйнування призводять до обвалу частини будівлі.

Для зменшення ризику та недопущення виникнення прогресуючого обвалення необхідно виконувати конструктивні вимоги, що пред'являються висотним будівлям.



## РОЗДІЛ 5

### ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ВИСОТНОЇ БУДІВЛІ ВІД ВПЛИВУ ВІТРУ

#### 5.1. Загальні положення

Для висотних будівель здатність протистояти горизонтальним навантаженням без істотної деформації верхньої частини є дуже важливою, а в деяких випадках і критичною, тому вітрове навантаження є основним фактором при її розрахунку. Розвиток у виробництві сучасних будівельних матеріалів і структурних типів призвів до нового покоління будівель, які є дуже гнучкими та легкими, з меншими властивостями амортизації, ніж ті, що будували раніше [3].

При розрахунку їх міцності та здатності до деформації потрібна більш детальна інформація про вітри пропонованих конструкцій, ніж повідомляється в технічній документації.

За допомогою нових методів інженерного проектування рідко складно визначити, які вітрові навантаження слід використовувати в розрахунках рекомендовані нормами і стандартами проектування або даними, отриманими в результаті виконання випробувань в аеродинамічній трубі. У разі такого питання слід пам'ятати, що показники нормативних навантажень отримані з допомогою підсумків початкового академічного вивчення типових будівельних конструкцій, закладених близько п'ятдесяти років тому. Незважаючи на те, що ці примітивні форми конструкцій ще панують, архітектори та інженери все наполегливіше пропонують використовувати більш складні зміни, компоновання, матеріали з вдосконаленими якостями і революційні методи будівництва. І справді чинні нормативи та зразки безперервно оновлюються для того, щоб не відставати від нових тенденцій поліпшення галузі, вимоги до простоти та універсальності часто накладають обмеження на їх застосування. Нормальний приклад, коли лімітування у застосуванні показників нормативних навантажень для будівель зі звичайною конструкцією обумовлено їх роботою за умов турбулентного функціонування,

створюваного сусідніми будовами чи особливостями рельєфу, може значно змінити реальні вітрові навантаження. В даному випадку турбулентність може або охороняти від хвильових ударів, або їх завдавати, а це означає, що набуті для розрахунків нормативні значення можуть виявитися дуже завищеними, або, навпаки, дуже заниженими. Більшість нормативних документів зазначено, що випробування в аеродинамічній трубі можуть дати більше справжні оцінки навантажень і викладаються умови їх виконання. Існує думка, що в нормативах закладено дуже великий резерв міцності і при застосуванні підсумків випробувань в аеродинамічній трубі можна отримати істотну економію витрат на спорудження та облицювання будівлі.

Але треба звернути увагу на те, що випробування в аеродинамічній трубі дуже важке та дороге цінне вивчення.

Сучасні потужні технічні платформи, операційні середовища та спеціальні програмні комплекси для розрахунку та проектування конструкцій дозволяють не тільки скласти та вивчати детальні розрахункові схеми, а й провести комп'ютерне моделювання процесів життєвого циклу конструкції, включаючи стадії зведення та експлуатації, а також розрахунок функціонування пульсації вітру.

З становленням еластичних і легких споруд виникла потреба розробити методи розрахунку, що дозволяють оцінювати вітрові функціонування більш точності, ніж це потрібно перед цим. Зусилля, створені задля становлення таких методів, сприяли реалізації, переважно у минулому столітті, прикладної дисципліни, одержав найменування інженерні вивчення вітрових дій [30].

Завдання полягає в тому, щоб надати таку роботу будівлі під дією вітрових навантажень, яка відповідала б вимогам безпеки та придатності до типової експлуатації протягом усього терміну служби. Для досягнення цієї мети потрібно мати дані про вітровий режим місцевості, про залежність між вітровим режимом місцевості та діючими навантаженнями про роботу споруди під впливом цих навантажень. Вітер є нерегулярним, турбулентним рухом повітря. І у зв'язку з вирішенням більшості прикладних завдань, зокрема і проблемних завдань будівельної динаміки, швидкість вітру сприймається як безпричинний векторний

процес, який, як завжди, описується своїми просторовими і тимчасовими статистичними властивостями: середньої величиною, дисперсією, взаємними спектральними і кореляційними функціями. Потрібно звернути увагу, що типовий вітровий тиск на перешкоду визначається за формулою (5.1):

$$P = \frac{1}{2} \cdot \rho v^2 \quad (5.1)$$

де  $v$  – швидкість вітру, м/с;

$\rho$  – щільність повітря, яка залежить від вологості, температури і атмосферного тиску, кг/м<sup>3</sup>.

Швидкість і напрям вітру в даній точці вважаються непостійними, що залежать від часу. На рис. 5.1 зображено графік залежності швидкості вітру від часу, з якого видно, що швидкість вітру пульсує у середнього значення  $v_{\text{ср}}$  [4]. Крім того, коливання швидкості вітру у середнього значення не викликають видозміни знаків зусиль та напруги в більшості елементів будівлі.

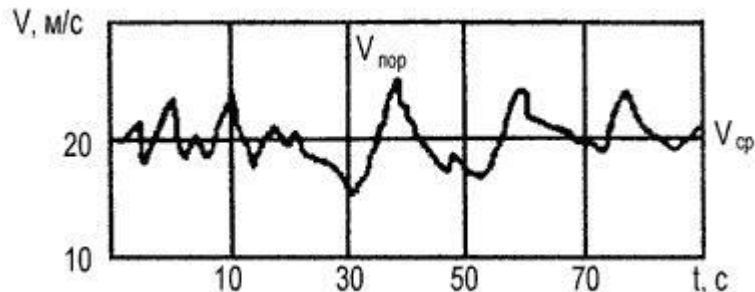


Рис. 5.1 Залежність швидкості вітру від часу

Саме тому вітрове навантаження  $w(t,z)$  представляють у вигляді статичної складової  $w_m(z)$ , яка відповідає середній швидкості вітру і динамічної добавки  $w_p(t,z)$  (пульсаційною складовою, яка відповідає різниці між середньою і дійсною швидкостями вітру). Тобто:

$$w(t, z) = w_m(z) + w_p(t, z) \quad (5.2)$$

де  $w_m(z)$  – нормативне значення середньої складової вітрового навантаження на висоті  $z$  над поверхнею землі;

$w_p(t,z)$  – нормативне значення пульсаційної складової вітрового навантаження на висоті  $z$  над поверхнею землі (динамічна добавка, викликана пульсацією повітря).

## 5.2. Метод дослідження

Відповідно до ДБН В.2.2-41:2019 для визначення вітрового навантаження на будови важкої конструктивної або геометричної форми слід виконувати спеціальні динамічні розрахунки із застосуванням прикладних пакетів або проводити експериментальні вивчення на моделях будівель та споруд в аеродинамічній трубі. В обох випадках існує низка проблемних завдань адекватного моделювання натурних явищ. При математичному моделюванні правильний вибір способу моделювання та визначення початкових умов становить основу точності результатів моделювання. Тому до теперішнього часу особливо результативним способом вивчення вітрових навантажень є фізичне моделювання процесів обтікання будівель повітряним потоком в аеродинамічних трубах [3].

Серед різних незліченних способів вирішення завдань, пов'язаних з розрахунком на динамічні впливи, особливо сильним є метод скінчених елементів (МСЕ), який дозволяє вирішувати задачі за будь-яких граничних умов самостійно від ступеня їх складності та з урахуванням різноманітності та неоднорідності механічних властивостей матеріалів та умов навантаження. Насправді завдання такого плану характеризуються величезної розмірністю, трудомісткістю підготовки розрахункових моделей. Спеціальну проблему при цьому становить характер вітрового навантаження та її величезна динамічна складова.

Реалізація розрахункової моделі виконуємо за допомогою ПК МОНОМАХ. На характер вітрового навантаження впливає ряд факторів, які потрібно обов'язково розглядати. Вітровий режим місцевості визначається за допомогою метеорології та кліматології.

Метеорологія дає виклад та трактування основних характерних рис атмосферних течій біля поверхні землі.

Кліматологія з викладу вітрового режиму місцевості займається питаннями прогнозування вітрових умов даних географічних районів. Імовірнісні формулювання за прогнозованими швидкостями вітру представлені у вигляді карт вітрів, які в даний час включаються до різних будівельних норм [31].

Крім того, необхідно звернути увагу на характер видозміни середніх швидкостей вітру по висоті над поверхнею землі, схему атмосферної турбулентності та пов'язаність середніх швидкостей та турбулентності від шорсткості поверхні місцевості. Ці особливості мають значення для розрахунку будови.

### 5.3 Особливості створення моделі. Аналіз розрахунків

Створення розрахункової моделі виконуємо за допомогою ПК МОНОМАХ. На рис. 5.2 представлені характеристики вітрового навантаження, задані на основі ДБН В.1.2-2:2006.

Напрямки	Кут/Х	К
<input checked="" type="checkbox"/> Вітер 1	90	1
<input checked="" type="checkbox"/> Вітер 2	135	1

ДБН

Параметри...

Вітровий район = 1  
Тиск  $W_0 = 0.04$  тс/м<sup>2</sup>  
Тип місцевості = IV  
Коеф. географічної висоти  $C_{alt} = 1$   
Аеродинамічний коеф. = 1.4  
Коеф. динамічності  $C_d = 1.2$   
Коеф. надійності по експлуатаційному значенню  $\gamma_{fe} = 0.21$

Рис. 5.2 Вихідні дані вітрового навантаження

У ДБН В.1.2-2:2006 використовується квазістатичний підхід, за якого вітрові навантаження не розділяються на статичну та пульсаційну складову. Основним параметром нормування навантаження є його характеристичне значення. Вплив пульсаційної складової вітрового навантаження і просторову кореляцію вітрового тиску на споруду враховує коефіцієнт динамічності  $C_d$  п.п 9.13 ДБН В.1.2-2:2006. Для основних типів будівель і споруд значення  $C_d$  визначаються за графіком (рис. 5.3). Значення  $C_d$  слід приймати за лівою кривою, тобто в даному випадку  $C_d = 0,95$ .

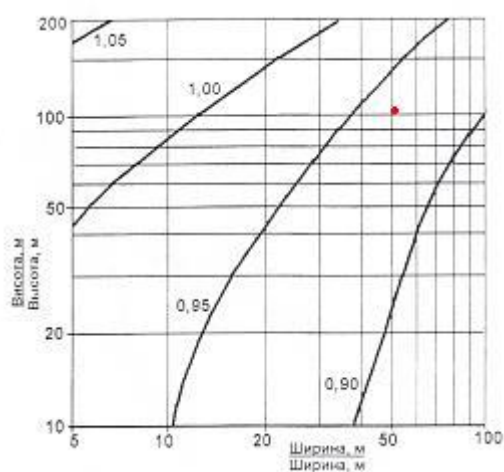


Рис. 5.3 Коефіцієнт  $C_d$  для будинків з залізобетонним каркасом

Згідно з п.п 9.13 ДБН В.1.2-2:2006, якщо значення  $C_d < 1,0$ , то імовірність одночасного зростання пульсаційного тиску у всіх точках споруди дуже мала.

При проведенні будь-яких видів розрахунків на визначення вітрових навантажень використовуються два типи основних розрахункових значень навантажень: граничне та експлуатаційне розрахункове навантаження.

До особливості створення розрахункової схеми відноситься те, що необхідно задати коефіцієнт надійності за експлуатаційним значенням, тобто до схеми прикладаються експлуатаційні значення вітрового навантаження. Враховуючи програмні вимоги, коефіцієнт надійності визначається, як відношення коефіцієнта надійності за граничним розрахунковим значенням  $\gamma_{fm}$  п.п 9.14 [8] та експлуатаційним п.п 9.15 [8]  $\gamma_{fe}$ . Коефіцієнти надійності за навантаженням задаються в окремій таблиці (рис. 5.4). Вони враховуються при експертній оцінці залізобетонних

перерізів елементів, а також експортуються в інші програми, де потрібно знати їх розрахункові значення.

Коефіцієнти сполучень завантажень

Навантаження/ Коефіцієнти	Постійне	Довготрива.	Короткочас	Вгрове	Сейсмічне
Надійності	1.1	1.2	1.2	1.14	1
Тривалості	1	1	0.35	0	0
1-е основне сполучення	1	1	1	1	0
2-е основне сполучення	1	0.95	0.9	0.9	0
3-є особливе	0.9	0.8	0.5	0	1
Надійності за відповідальністю	1				

Коеф. перетворення в ваги мас

Пост.  Довг.  Коротк.

Сполучення для врахування нелінійної роботи матеріалів в МСЕ розрахунку

Пост.  Довг.  Коротк.

OK Відміна Довідка

Рис. 5.4 Таблиця коефіцієнтів надійності за навантаженнями

Результат розрахунку моделі приведені у вигляді табл. 5.1.

Таблиця 5.1

Результати розрахунку в ПК МОНОМАХ

Деформації	Розрахунок за ДБН	
	Вітер 1	Вітер 2
Горизонтальне переміщення вздовж осі X, мм	0,05	6,07
Горизонтальне переміщення вздовж осі Y, мм	5,34	4,15

Характер деформацій каркасу від дії вітру можна побачити на рис. 5.5.

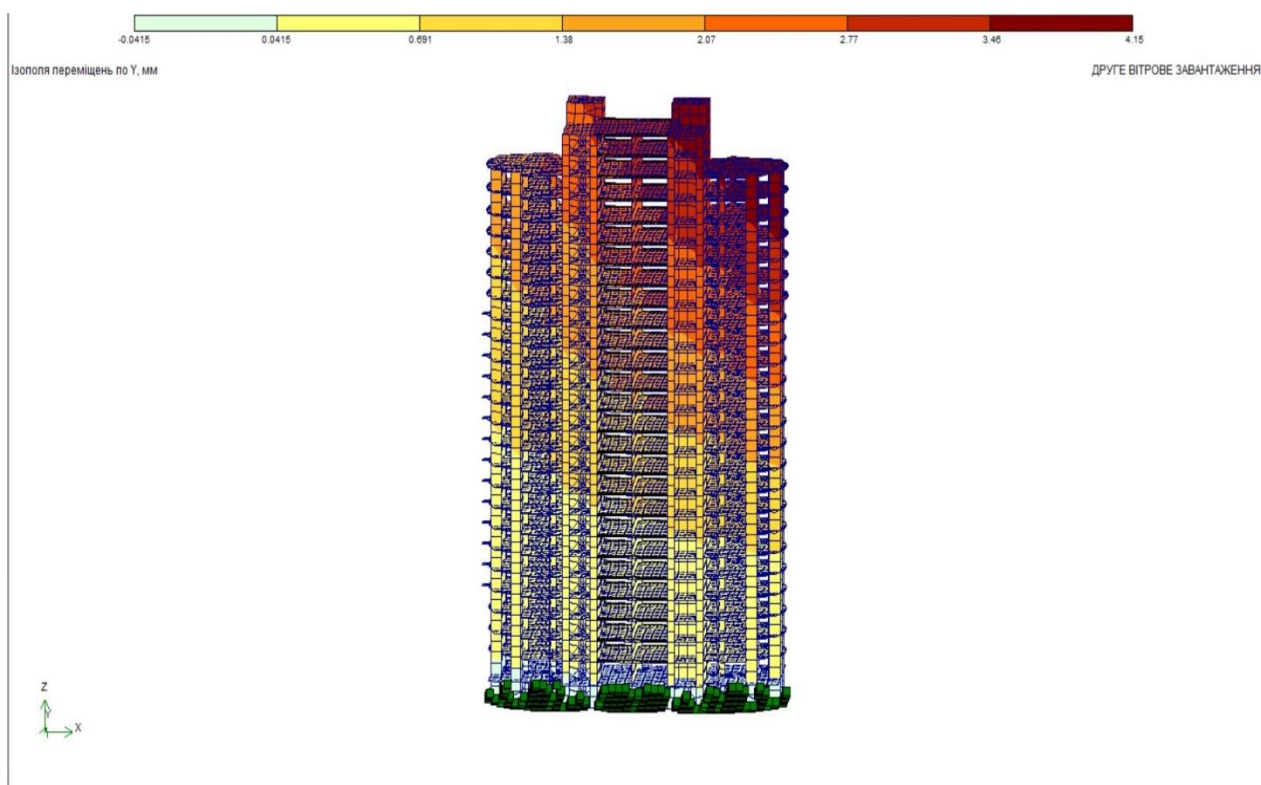


Рис. 5.5 Ізополю горизонтальних переміщень каркасу від впливу вітру (вітер 2)

ПК МОНОМАХ не має можливості окремого розрахунку на дію статичної та пульсаційної складових вітрового навантаження, тому наступні розрахунки виконані за допомогою ПК ЛІРА. У пакеті пульсаційна складова вітрового навантаження розглядається як випадкова функція часу  $t$  та координати  $x$  із знаменитими енергетичним діапазоном та кореляційною просторовою функцією. Вона розкладається в ряд за своїми формами коливань конструкції, і розрахунок ведеться для кожного члена ряду окремо. При цьому вважається, що споруда реагує будь-якою формою своїх вагань на вітрове навантаження. Визначаються сили інерції  $Z_i$  всякої маси, що коливається. За ним визначаються зусилля  $M_i$ ,  $Q_i$ ,  $N_i$  та переміщення. Отже, завдання про вимушені коливання споруд при цій дії може бути вирішене. Розрахункова динамічна реакція споруди визначається як амплітудне значення переміщення, що визначається з величезним ступенем забезпеченості.



Після експорту розрахункової моделі до ПК ЛІРА потрібно зробити додаткові навантаження. Перша група навантажень – сніг на конструкцію покриття, друга – динамічні навантаження з урахуванням пульсації вітру (рис. 5.6).

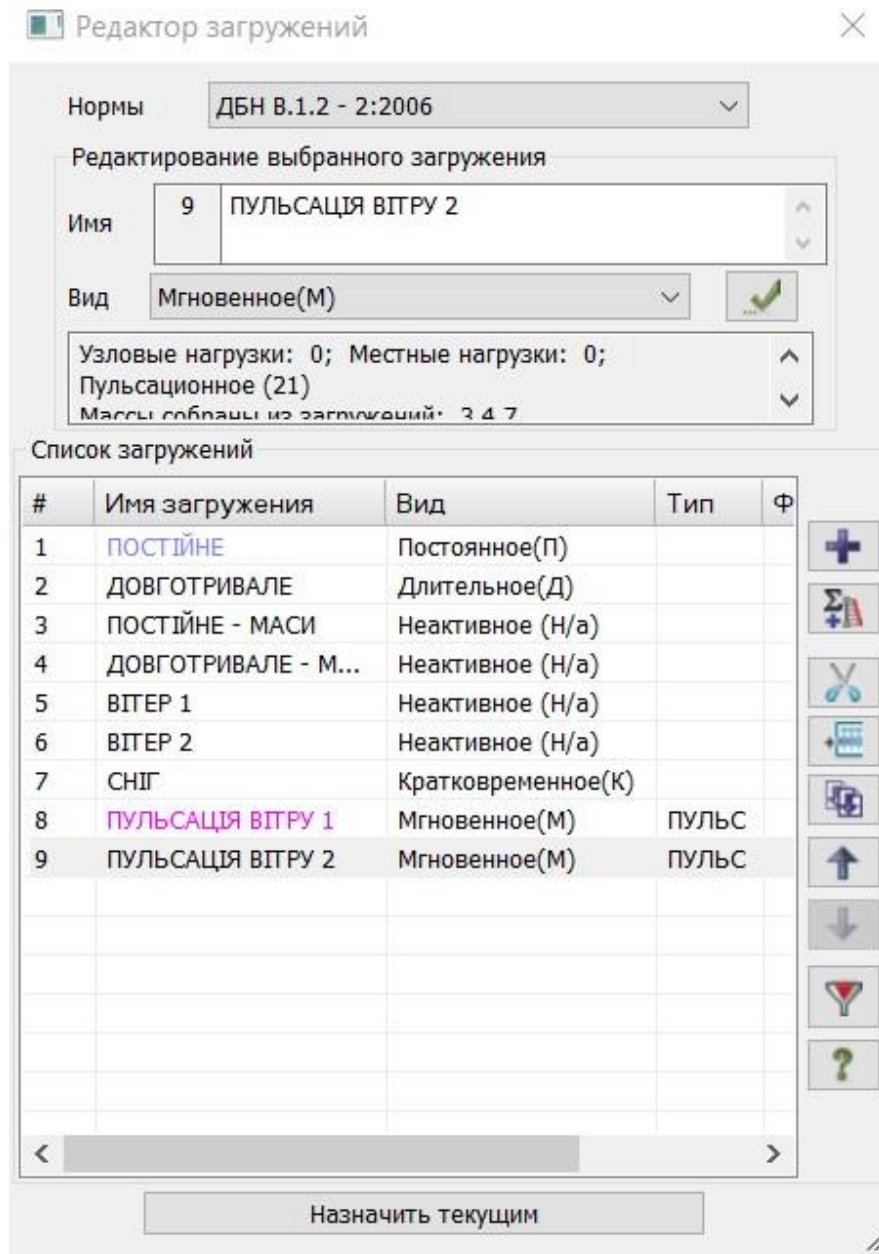


Рис. 5.6 Формування додаткових навантажень

Для динамічного навантаження потрібно сформуванати матрицю мас. Створення строки відбувається за допомогою початкових даних, номера динамічного навантаження, номера відповідного статичного навантаження та коефіцієнту перетворення (рис. 5.7).

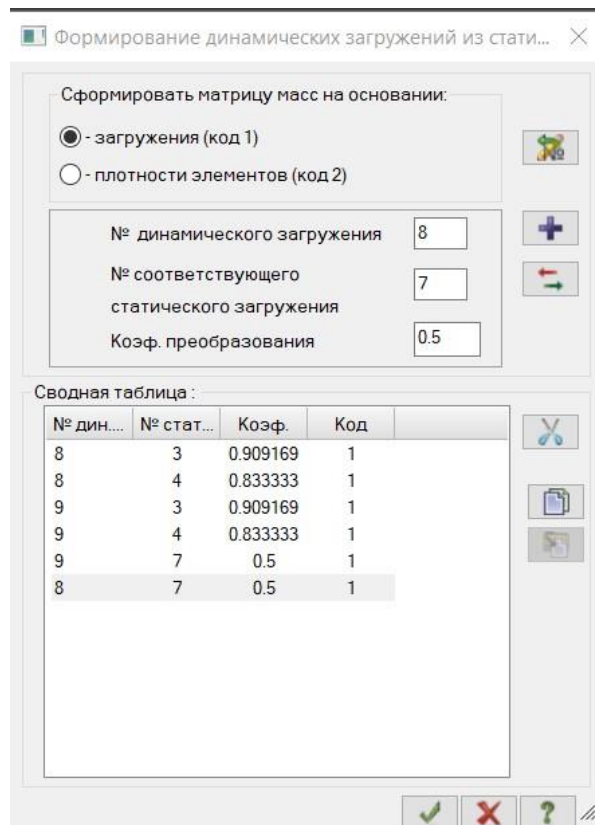


Рис. 5.7 Формування таблиці обліку статичних навантажень

Наступний крок створення моделі полягає в тому, що потрібно сформуванати таблицю динамічних навантажень та ввести необхідні параметри розрахункової схеми (рис. 5.8, рис. 5.9).

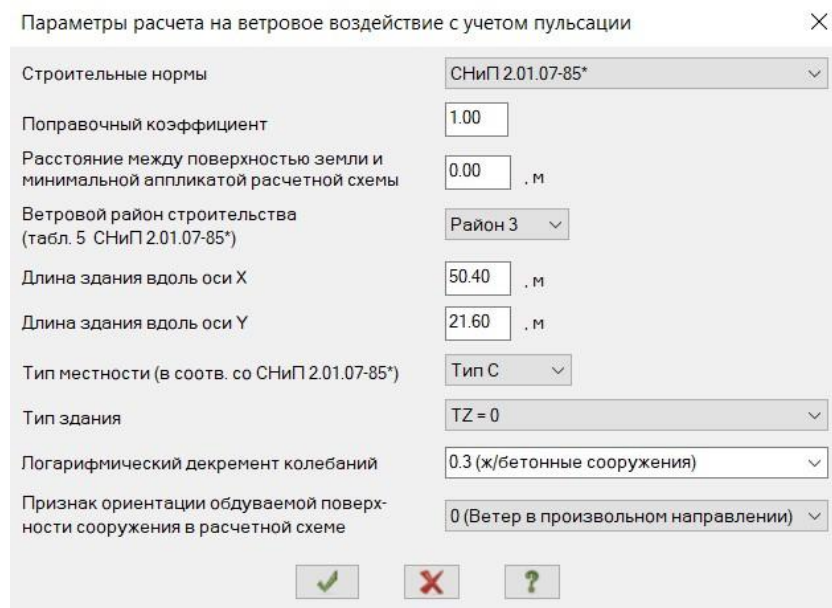


Рис. 5.8 Параметри динамічного навантаження

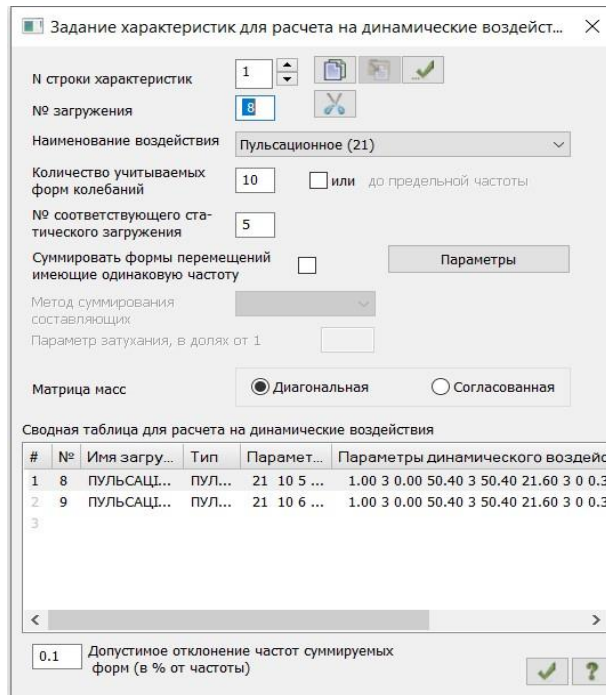


Рис. 5.9 Таблица динамічних навантажень

Останній етап формування розрахункової схеми, генерація таблиці РСЗ. Для цього необхідно знати величину коефіцієнтів надійності за граничним та експлуатаційним значеннями, а також величину квазіпостійного та характеристичного значень навантажень (рис. 5.10).

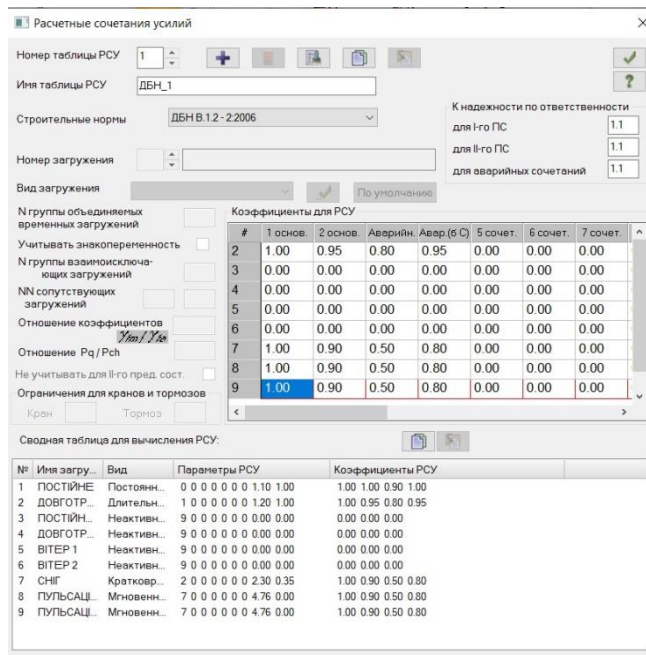


Рис. 5.10 Таблица РСЗ

Отримані результати розрахунку приведені в табл. 5.2.

Таблиця 5.2

Результати розрахунку в ПК ЛІРА

Деформації	Розрахунок за ДБН	
	Вітер 1	Вітер 2
Горизонтальне переміщення вздовж осі X від дії статичної складової, мм	0,08	7,76
Горизонтальне переміщення вздовж осі Y від дії статичної складової, мм	8,3	6,37
Горизонтальне переміщення вздовж осі X від дії динамічної складової, мм	0,05	0,02
Горизонтальне переміщення вздовж осі Y від дії динамічної складової, мм	10,6	2,64

Пульсацій складова майже не змінює роботу конструкції, це пов'язано з тим, що конструкція в цілому дуже жорстка. Структура ядра жорсткості сприймає основну частину горизонтальних навантажень.

5.4. Дослідження нестійких аеропружних коливань будівлі від впливу вітрового навантаження

Зважаючи на загальну обґрунтованість взаємодіювання споруди з потоком вітру при проектуванні будови слід розглядати наступні функціонування вітру: середню та пульсаційну складові розрахункового вітрового навантаження; пікові значення вітрового навантаження, що діють на конструкцію огорожі; резонансне вихрове збудження; аеродинамічні нестійкі коливання типу галопування, дивергенція [3].

Аеродинамічні нестійкі коливання є автоколивальним процесом, пов'язаним з регулярною передачею енергії споруді від потоку повітря, що коливається. Виникнувши, коливання такого роду відбуваються зі зростаючою амплітудою. При проєктуванні будинків та споруд повинні застосовуватися такі конструктивні рішення, що виключають стан аеродинамічних змінних коливань.

Аеродинамічні характеристики будівель і споруд характеризують їх індивідуальні особливості і значно залежить від своїх геометричних форм і розмірів, від характеру і структури набігаючого потоку, від навколишнього будівництва й інших чинників.

Моделювання динамічних властивостей будівель (як правило, лише більш низькі згинальні та обертові власні частоти і форми) проводиться для оцінки динамічної реакції від дії складової вітрового навантаження і резонансного вихрового збудження, а також можливості появи аеродинамічних нестійких коливань.

Аеродинамічні сили складаються з сил лобового опору, що діють у напрямку середньої течії, та підйомних (поперечних) сил, що діють перпендикулярно до цього напрямку. Якщо ж відстань між центром жорсткості споруди і центром тиску (тобто точкою докладання рівнодіючої аеродинамічних сил) величезна, то споруда піддається також дії моментів, що обертають, які можуть надати значний вплив при його розрахунку. Вихрове збудження відбувається, коли вихори по черзі сходять із протилежних сторін будинку. Це створює змінні навантаження, перпендикулярні напрямку вітру. Резонансне вихрове збудження виникає, коли швидкість вітру дорівнює критичній швидкості  $V_i^{кр.}$ . Частота виникнення та тривалість умов критичної швидкості визначають число циклів навантажень, що впливають на виснажливу міцність конструкції [3]. Вихрове збудження підлягає вивченню, коли відношення найбільшого до найменшого розміру перерізу будови  $h/b$  площиною, перпендикулярною до вітру, перевищує 7 і при цьому не виконується умова:

$$V_i^{кр.} > 1,25 \cdot V_{max}(z) \quad (5.3)$$

де  $V_i^{кр.}$  – критична швидкість вітру для збудження згинальних коливань за  $i$ -ю формою визначається як найменша швидкість вітру, за якої частота генерації вихорів дорівнює власній частоті коливань будинку або його елемента, і розраховується за формулою (5.4);

$V_{max}(z)$  – максимальне значення середньої швидкості вітру з урахуванням типу оточуючої місцевості і нахилу рельєфу на висоті  $z$ , де відбувається схід вихорів, яке визначається за формулою (5.7):

$$V_i^{кр.} = \frac{b \cdot f_i}{St} \quad (5.4)$$

де  $b$  – поперечний (відносно напрямку вітру) розмір горизонтального перерізу будинку, на якому має місце вихрове резонансне збудження, м;

$f_i$  - власна частота згинальних коливань за  $i$ -ю формою, Гц. Основна частота згинальних коливань  $f_1$  для багатопверхових будинків заввишки понад 50 м приблизно може бути оцінена за формулою:

$$f_1 = \frac{46}{h} \quad (5.5)$$

де  $h$  – висота будинку, м;

$St$  – число Струхалія поперечного перерізу, яке визначається за формулою:

$$St = \frac{b \cdot f_b}{V} \quad (5.6)$$

де  $f_b$  – частота сходу вихорів при швидкості повітряного потоку  $V$ .

$$V_{max}(z) = k_h \cdot c_e(z) \cdot c_{rel} \cdot V_b \quad (5.7)$$

де  $V_b$  – базова швидкість вітру, яка визначається характеристичним значенням вітрового тиску  $w_0$  для потрібного вітрового району:

$$V_b = \sqrt{\frac{2 \cdot w_0}{\rho}} \quad (5.8)$$

$k_h$  – коефіцієнт, який враховує шорсткість на поверхні місцевості, де будується споруда;

$c_e(z)$  – коефіцієнт, що враховує зміну швидкості вітру в примежовому шарі над поверхнею місцевості. Коефіцієнт розраховується за співвідношенням, якщо  $z_{\min} < z \leq z_{\max}$ :

$$c_e(z) = \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (5.9)$$

де  $z$  – висота над рівнем землі, для якої розраховується коефіцієнт висоти споруди;

$z_0$  – параметр шорсткості, що визначає умовну висоту над поверхнею землі, де швидкість вітру дорівнює 0 м/с;

$z_{\min}$  – умовна висота, яка визначається типом місцевості.

Значення параметрів, що входять у модель, в залежності від типу місцевості наведені в табл. 5.3.

Таблиця 5.3

Типи місцевості та параметри

Тип місцевості	$k_h$	$z_0(\text{m})$	$z_{\min}(\text{m})$
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,22	0,30	8
IV	0,24	1,00	16

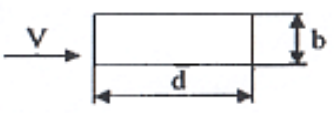
$C_{rel}$  – коефіцієнт рельєфу згідно з 9.11 [3];

$\rho = 1,25 \text{ кг/м}^3$  – густина повітря в стандартних умовах.

Число Струхалія визначається експериментально або за довідковими даними. Для поперечних перерізів прямокутної форми із співвідношенням розмірів  $0,5 < b/d < 10$  число  $St$  визначається за даними табл. 5.4.

Таблиця 5.4

Значення числа  $St$  для перерізів прямокутної форми

	$d/b$	$\leq 1$	2	3	3,5	5	$\geq 10$
	$St$	0,12	0,06	0,06	0,15	0,11	0,19

Розрахунком на дію вітрового навантаження були визначені форми та частоти коливань викликані пульсацією. Розподіл частот коливань будівлі представлені в табл. 5.5. Таблиці для динамічних навантажень мають однакові значення, це пов'язано з конструктивною формою будівлі та характером впливу вітру.

Таблиця 5.5

## Значення власних частот та періодів коливань

№ п/п	Частота		Період
	$Rad/c$	$Гц$	$c$
1	2.31	0.37	2.7164
2	2.81	0.45	2.2362
3	2.89	0.46	2.1769
4	9.02	1.44	0.6963
5	11.71	1.87	0.5364
6	14.8	2.36	0.4246
7	19.12	3.05	0.3285
8	24.29	3.87	0.2586
9	24.43	3.89	0.2571
10	25.09	4	0.2503

Для перевірки стійкості будівлі до вихрового збудження розглянемо всю будівлю (рис. 5.11).



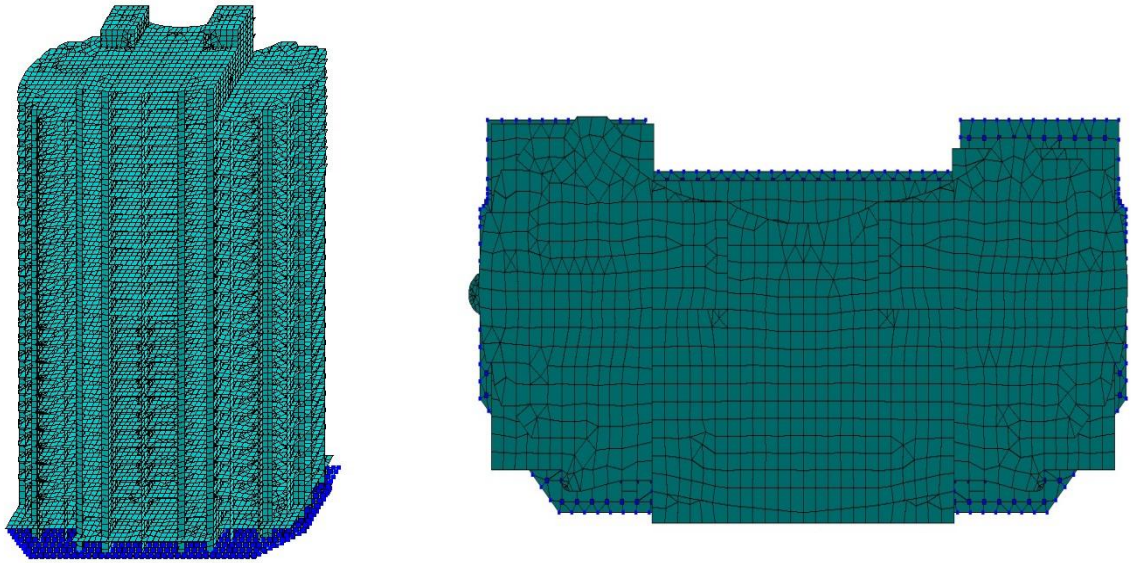


Рис. 5.11 Ізометрія та план будівлі для розрахунку на вихрове збудження

Геометричні параметри  $b = 21,6$  м,  $d = 50,4$  м. Визначаємо критичну швидкість вітру згідно з формулою (5.4), використовуючи першу згинаючу форму коливань які відповідає частота коливань  $f_1 = 0,37$  Гц (табл. 5.5), число Струхаля дорівнює  $St = 0,12$  (табл. 5.4):

$$V_1^{\text{кр.}} = \frac{21,6 \cdot 0,37}{0,12} = 67 \text{ м/с}$$

Вихідні дані для визначення коефіцієнту, що враховує зміну швидкості вітру формула (5.9), беремо із табл. 5.3. Тип місцевості – IV,  $k_h = 0,24$ ,  $z_0 = 1$  м,  $z_{\min} = 16$  м,  $C_{rel} = 1$ . Висота над рівнем землі, для якої розраховується коефіцієнт дорівнює  $z = 85,2$  м.

$$c_e(85,2) = \ln\left(\frac{85,2}{1}\right) = 4,45$$

Базова швидкість вітру для 1-го вітрового району при  $w_0 = 40$  кг/м<sup>2</sup> відповідно дорівнює:

$$V_b = \sqrt{\frac{2 \cdot 40}{1,25}} = 8 \text{ м/с}$$

Максимальне значення швидкості вітру складає:

$$V_{max}(85,2) = 0,24 \cdot 4,45 \cdot 1 \cdot 8 = 8,544 \text{ м/с}$$

Перевіряємо виконання умови формули (5.3):

$$V_1^{кр.} = 67 \frac{\text{М}}{\text{с}} > 1,25 \cdot V_{max}(85,2) = 10 \text{ м/с}$$

Як бачимо критична швидкість майже в 7 разів перевищує максимальне значення середньої швидкості оточуючої місцевості, це говорить, що резонансне вихрове збудження не виникає. Крім того не має місце нестійким аеропружним явищам.

Що стосується форм коливань, необхідно звернути увагу, що перші з них відповідають згину. Частоти коливань та характер деформацій однакові. Форма деформацій каркасу в плані представлені на рис. 5.12, рис. 5.13, рис. 5.14.

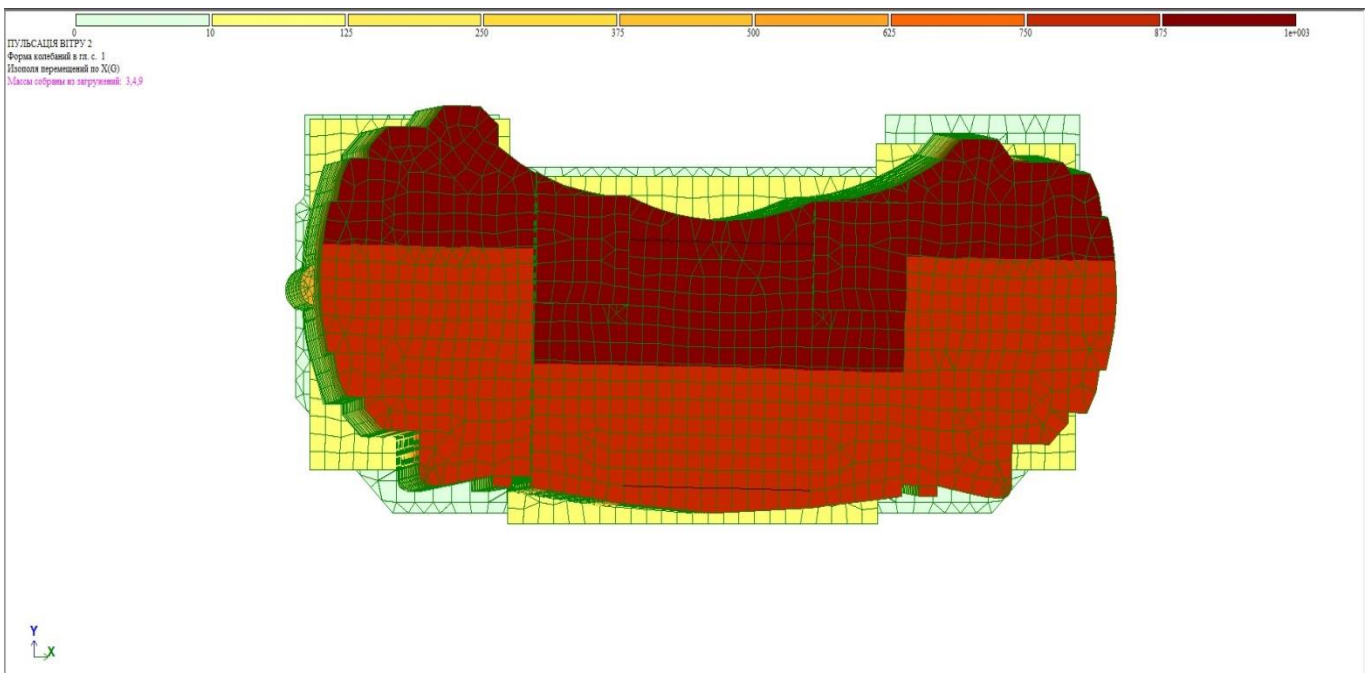


Рис. 5.12 Перша (згинаюча) форма коливань елементів каркасу

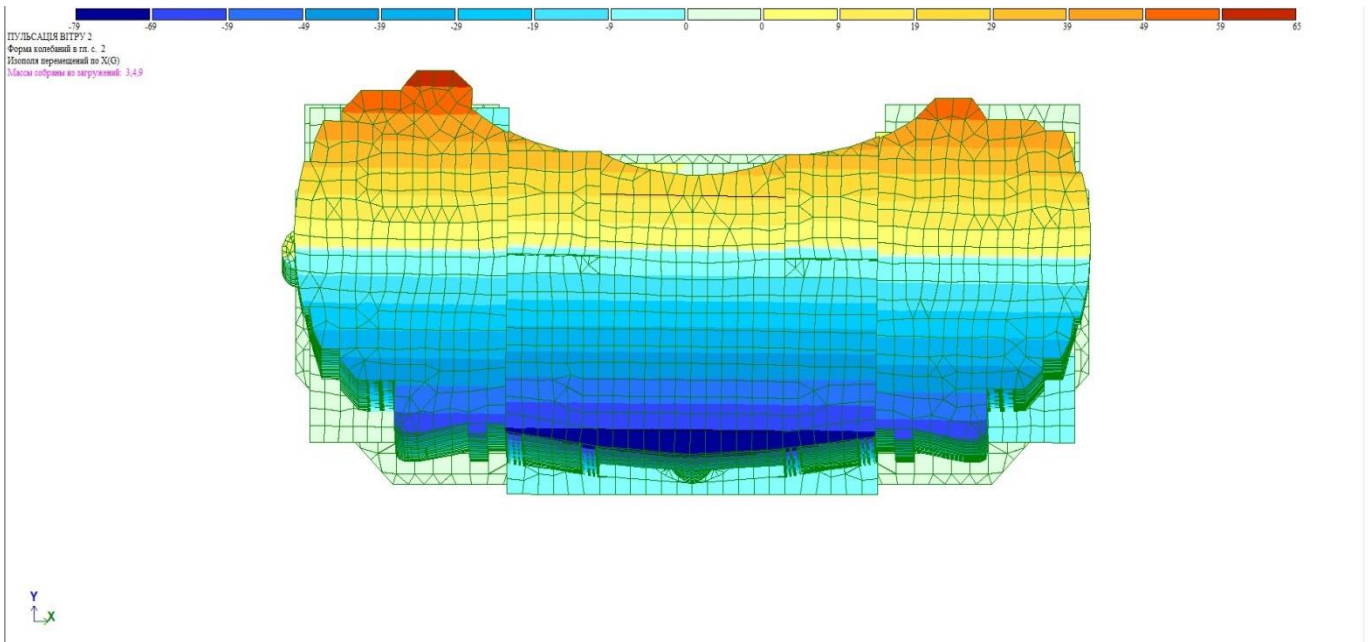


Рис. 5.13 Друга (згинаюча) форма коливань елементів каркасу

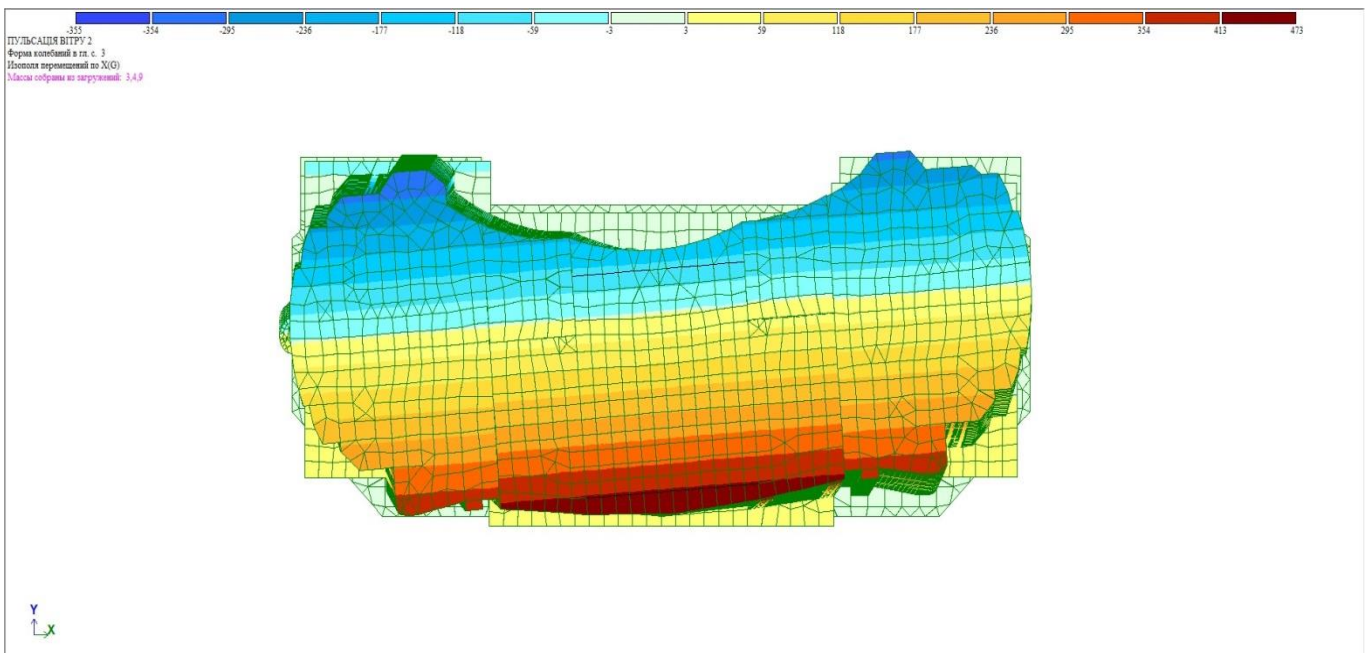


Рис. 5.14 Крутильна форма коливань елементів каркасу

### 5.5. Придатність до нормальної експлуатації

Для висотної будівлі дуже важливою, а у ряді випадків критичною, є його здатність протистояти діям горизонтальних навантажень без значних прогинів його верхніх частин. Значення цих горизонтальних прогинів за нормами не повинні

перевищувати 1/500 від висоти будівлі, хоча практично для багатьох висоток вони значно нижчі.

Якщо проаналізувати отримані деформації то можна сказати, що горизонтальні деформації не перевищують граничних. Розрахунок за [3] відповідає вимогам:

$$(\Delta_m + \Delta_p)/H < \frac{1}{500} \quad (5.10)$$

де,  $\Delta_m$  – деформація каркасу від дії статичної складової вітру, мм;

$\Delta_p$  – деформація каркасу від дії пульсаційної складової вітру, мм.

H – висота будівлі, м.

Згідно з табл. 5.2 та розрахунком за [3]:

$$\frac{(8,3 + 10,6)}{85200} = 2,22 \cdot 10^{-4} < \frac{1}{500} = 2 \cdot 10^{-3}$$

Критерії комфорту повинні ґрунтуватися на обширних знаннях про той рівень, до котрого люди, що використовують будівлю, готові миритися з дискомфортом, обумовленим прискореннями від дії вітру. Простий критерій комфорту запропонований сучасними нормативними документами. Цей критерій, що обмежує середнє число появ прискорень на верхньому поверсі не більш ніж 12 разів на рік, є граничним значенням прискорення та дорівнює 0,08 м/с<sup>2</sup>.

Максимальне прискорення по осі X, розрахунку за [8] дорівнює (навантаження 11, вузол 4522, форма 1) – 0,057 м/с<sup>2</sup>.

#### Висновки за розділом

Дія вітру на будівлі проявляється у вигляді статичного вітрового навантаження та у збудженні коливачь конструкцій. Недостатність знань про вплив вітру на споруду призводила до обвалення мостів, високих будівель, опор ліній електропередачі, радіощогл. Основними причинами аварій були помилки у призначенні величини розрахункового вітрового навантаження, неправильне

уявлення про характер її поділу, незадовільний контроль аеродинамічних якостей, вібрація конструкцій.

Спорудження, розміщене в повітряний потік, піддається дії аеродинамічних сил, які можна визначити, застосовуючи наявні рішення теоретичної аеродинаміки і дані експериментальних досліджень. Втім якщо обставини навколишньої місцевості або якості споруди істотно відрізняються від розглянутих перед цим, виникає необхідність у проведенні спеціальних експериментів [31].

Навряд чи можна дати цілісні рекомендації розрахунку швидкості вітру всім районів з урахуванням всього розмаїття умов і поза робочого терміну служби будови. Можна припустити, що у розрахунку будівель на статичні функціонування вітрових навантажень профілі вітру визначатися виходячи з статистичних даних, які стосуються певного району з урахуванням місцевих умов. Це особливо значуще тепер, у зв'язку з схильністю, що намітилася, переходу до будівництва будівель підвищеної поверховості, для яких вітрова навантаження є головною.

Труднощі вирішення завдань взаємодії повітряного середовища з будинком дуже великі і в цьому плані не намітилося ще значного рішення. У нормах взаємодія вітрового потоку із спорудою враховується шляхом множення нормативного швидкісного тиску на аеродинамічні показники, отримані експериментально шляхом продування моделі споруди в аеродинамічній трубі. Пульсацію швидкісного тиску вітру можна як дію сил нерегулярного характеру. Вітрове навантаження, що породжується пульсаціями швидкісного тиску, є випадковим полем, неоднорідним по висоті та довжині будови. У роботі запропонована практично зручна гіпотеза уявлення турбулентного потоку вітру. Вона полягає в тому, що на деяку в середньому швидкість вітру накладаються пульсації вітру. Останні, необхідні вітру, діють динамічно.

Від того, що аеродинамічні сили залежать від часу, для визначення реакції споруди слід застосовувати способи динаміки споруд. В окремих випадках може з'явитися потреба у проведенні огляду за допомогою аеропружності, тобто у збагненні взаємодії між аеродинамічними та інерційними силами, демпфуванням та силами пружності з метою вивчення аеродинамічної стійкості споруди.

Першопричиною вібрації конструкцій при вітрі є насамперед їхня форма, що розглядається з позицій аеродинамічної стійкості тіла в потоці рідини. Ця умова потрібна, але недостатньо, тому що розміри і жорсткість будівництва, розсіювання енергії в ньому можуть не допустити виникнення регулярних коливань. Аеродинамічна нестійка форма вимагає більш детального вивчення поведінки конструкції, оскільки такі коливання призводять до передчасного виходу з роботи деталей і навіть обвалення споруди.

Насичені вітрові дії визначають вибір загальної форми будови. Найчастіше використовується баштовий тип, з підвищеною стабільністю в обох напрямках завдяки розвиненому поперечному перерізу та обтічній об'ємній формі, що сприяє зменшенню аеродинамічного показника при визначенні розрахункових умов від вітрових процесів. Ухвалена до розрахунку модель має величезний показник стійкості, але центральна частина потребує посилення тому, що прискорення верхніх поверхів перевищують граничні значення. При цьому можуть з'явитися як порушення стабільності обстановки, так і неприємні фізіологічні відчуття у людей, що живуть або працюють у будівлі. Щоб уникнути таких дискомфортних умов, виявлено та кількісно оцінено межі комфортності та стадії дискомфортного знаходження в приміщенні залежно від величини прискорення коливань перекриття під впливом пульсаційної складової вітрового навантаження. Удосконалити умови роботи будівлі під навантаженням і підвищити його жорсткість дозволяє симетричне розташування мас і жорсткостей, рівномірний поділ вертикальних навантажень на елементи будівлі.

Властивості вітрових навантажень та експлуатаційної придатності є критичними чинниками під час виборів конструктивних рішень. Тому для забезпечення належного співвідношення між рівнями витрат і безпеки виключно важливо, щоб проєктувальники мали в своєму розпорядженні справжні оцінки вітрових навантажень.

На жаль, слід визнати, що у час немає утилітарних методів розрахунку будівель підвищеної поверховості на вітрове навантаження. Щоб ліквідувати

відставання теорії від потреб практики, необхідно проводити модельні і особливо натурні випробування будівель.

Вищевикладені способи розрахунку засновані на припущенні пружної роботи конструкцій та ґрунтової основи і не розглядають не тільки фізичної нелінійності, а й окремих пошкоджень, що зумовлюють так звану пристосовність споруд. З одного боку, для розрахунку використано актуальний апарат будівельної механіки, з іншого – спрощені та незадовільно обґрунтовані розрахункові моделі зовнішніх дій, у зв'язку з чим точні методи розрахунку втиснули в тісні рамки норм, які на сьогодні сильно застаріли.

## ВИСНОВКИ

Висотні будинки різного призначення перебувають у низці особливо відповідальних будівель, тому що від безпеки їх конструктивних рішень та якості зведення залежить життя і здоров'я великої кількості людей, що знаходяться як у самих будівлях, так і на прилеглих міських ділянках. Але при їх зведенні особливу увагу звертають не лише на стабільність та довговічність, а й економічність проєктних рішень. Таким чином, забезпечення гарантованої безпеки експлуатації з мінімальними матеріальними витратами є одним з основних завдань проєктування, рішення якого в першу чергу залежить від коректності реалізації розрахунків системи будови, що, у свою чергу, визначається повнотою контролю в розрахункових схемах факторів, що впливають на напружено-деформований стан конструкції.

Як основний матеріал систем багатоповерхових будівель на практиці зазвичай використовується залізобетон, що забезпечує оптимальне поєднання безпеки при експлуатації в критичних ситуаціях з економічністю та технологічністю виконання робіт.

У той же час опір зовнішнім діям залізобетонних елементів будівель має характерні особливості, що значно ускладнюють моделювання конструкцій при розрахунку систем та їх складових частин. Насамперед це присутність великої кількості ділянок з локальними сконцентрованими деформаціями та фізична нелінійність цих деформацій, що призводить до непропорційної зміни жорстких властивостей матеріалів.

Сьогодні, для розрахунку важких систем багатоповерхових будівель, переважно використовується метод скінчених елементів, що має помітні переваги над іншими розрахунковими способами. Він досить універсальний, дозволяє розраховувати практично будь-які системи, з урахуванням їх просторової роботи, без зміни основних параметрів розрахункової схеми споруди, виготовляти розрахунки при різних типах впливу на будинок. Врахування специфіки деформації залізобетону за допомогою поширених програмних комплексів за допомогою



багатофункціональних скінчених елементів потребує моделювання складних та масивних розрахункових схем.

При розробці та вивченні проєктних рішень багатоповерхового будинку було вирішено ряд завдань, пов'язаних з вибором способу розрахунку фундаменту на пружній ґрунтовій основі, а також розробкою конструкції фундаменту. Основним питанням виробництва моделі став етап моделювання пружно-пластичної роботи залізобетону. За допомогою зробленої фізично нелінійної моделі був зроблений розрахунок на визначення стійкості монолітної багатоповерхової будівлі обвалу, що розвивається. Розглянуто проблему розрахунку багатоповерхової будівлі на дію вітру.

В результаті проведених розрахунків було виявлено, що у елементах конструкції створеної з допомогою пружно-пластичної роботи матеріалів виявляється результат перерозподілу напружень, що викликає значну видозміну у роботі елементів конструкції. Це пов'язано зі специфікою реальної роботи сталі і бетону, характер якої досить легко зрозуміти, розглянувши діаграму залежності деформацій від напружень цих матеріалів.

Вирішення проблеми пов'язаної з розрахунком опору моделі обвалу, що розвивається, досягається за допомогою застосування вищевказаної моделі. Для оцінки стійкості будівлі проти прогресуючого обвалення були розглянуті особливо небезпечні розрахункові схеми обвалення. За підсумками розрахунку було знайдено, що знищення пілона першого поверху (головний сценарій) викликає зміну розрахункової схеми та призводить до перерозподілу навантажень. Встановлено, що знищення інших елементів будівлі не відбувається. Також ліквідація пілонів другого та третього сценаріїв після попереднього руйнування не призводить до знищення інших елементів будівлі.

## СПИСКИ ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Современное высотное строительство. Монография. М.: ГУП «ИТЦ Москомархитектуры», 2007 – 400 с.: ил.
2. Расчет и проектирование конструкций высотных зданий из монолитного железобетона (проблемы, опыт, возможные решения и рекомендации, компьютерные модели, информационные технологии). А.С. Городецкий, Л.Г. Батрак, Д.А. Городецкий, М.В. Лазнюк, С.В. Юсипенко. – К.: издательство «Факт», 2004. – 106 с.: ил.
3. ДБН В.2.2-41:2019 Висотні будівлі. Основні положення.
4. ДБН В.2.2-9:2018 Будинки і споруди. Громадські будинки та споруди. Основні положення.
5. ДБН В.2.2-15:2019 Будинки і споруди. Житлові будинки. Основні положення. З Поправкою.
6. ДБН В.2.5-28:2018 Природне і штучне освітлення.
7. ДБН В.1.1-7:2016 Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги.
8. ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування.
9. ДСТУ Б В.1.2-3:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Прогини і переміщення. Вимоги проектування.
10. Компьютерные модели конструкций. А.С. Городецкий, И.Д. Евзеров. – Киев.: издательство «Факт», 2005. – 344 с.
11. М.С. Барабаш, М.В. Лазнюк, М.Л. Мартынова, Н.И. Пресняков Современные технологии расчета и проектирования металлических и деревянных конструкций / Курсовое и дипломное проектирование. Исследовательские задачи: Учебное пособие для студ. высш. учеб. Заведений / Под ред. проф. Нилова А.А. – М.: Издательство АСВ, 2008. – 328 с.
12. Комп'ютерні технології проектування залізобетонних конструкцій: Навч. посіб. / Ю.В.Верюжський, В.І. Колчунов, М.С. Барабаш, Ю.В. Гензерський. – К.: Книжкове вид-во НАУ, 2006. – 808 с.(Рос.мовою).

13. ДБН А.2.1-1:2008 Інженерні вишукування у будівництві.
14. Горбунов-Посадов М.И., Маликова Т.А., Соломин В.И. Расчет конструкций на упругом основании. – М.: Стройиздат, 1984.
15. Основы нового метода расчета фундаментов на упругом основании при помощи двух коэффициентов постели. П.Л. Пастернак. – М.: гос. изд-во лит. по стр-ву и арх., 1954. 56 с.
16. Федоровский В.Г., Безволев С.Г. Прогноз осадок фундаментов мелкого заложения и выбор модели основания для расчета плит.//Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2000.-№ 4.-С. 10-18.
17. С.Н. Клепиков. Расчет конструкций на упругом основании. К.: Будівельник, 1967. 184 с.
18. ДБН В.2.1-10:2018 Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення.
19. Проектирование фундаментов зданий и подземных сооружений: Учеб. Пособие / Под ред. Б.И. Далматова; 2-е изд. – М.: Изд-во АСВ; СПб.: СПбГАСУ, 2001. – 440 с.; ил.
20. Далматов Б.И. Механика грунтов основания и фундаменты. Л.: Стройиздат, 1988. 415 с.
21. Сотников С.Н., Симагин В.Г., Вершинин В.П. Проектирование и возведение фундаментов вблизи существующих зданий. М.: Стройиздат, 1986. 96 с.
22. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона. М.: Стройиздат, 1996. – 416 с.: ил.
23. Байков В. Н., Сигалов З. В. Железобетонные конструкции: Общий курс: Учеб. Для вузов. – 5 –е изд. Перераб. И доп. – М.: Стройиздат, 1991. – 767с.
24. Барабаш М. С., Гензерский Ю. В., Марченко Д.В., Титок В. П. Лира 9.2. Примеры расчета и проектирования: Учеб. Пособие. –К.: Факт, 2005. – 138 с.: ил.
25. Железобетонные конструкции: Курсовое и дипломное проектирование / Под ред. А. Я. Барашикова. – К.: Вища шк., 1987. – 416 с.

26. Руководство по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения). – М.: Стройиздат, 1978. – 328 с.
27. «Рекомендации по защите монолитных жилых зданий от прогрессирующего обрушения», Москомархитектура, М., 2005 г.
28. «Рекомендации по защите жилых каркасных зданий при чрезвычайных ситуациях», Москомархитектура, М., 2002 г.
29. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення.
30. Г.А. Савицкий. Ветровая нагрузка на сооружения. М.: изд-во лит. по стр-ву, 1972. 110 с.
31. Руководство по расчету зданий и сооружений на действие ветра. – М.: Стройиздат, 1978. 216 с.
32. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія.
33. Симиу Э., Сканлан Р. Воздействие ветра на здания и сооружения / Пер. с англ. Б.Е. Маслова, А.В. Швецово́й; Под ред. Б.Е. Маслова. – М.: Стройиздат, 1984. – 360 с., ил. – Перевод. изд.: Wind Effects on Structures / E. Simiu, R. Scanlan (1978).
34. Клаф Р., Пеизиен Дж. Динамика сооружений: Пер. с англ. – М.: Стройиздат, 1979. – 320 с. – Перевод изд.: Dynamics of Structures / Ray W. Clough, Joseph Penzien – New York, 1975.