

Міністерство освіти і науки України  
Державний вищий навчальний заклад  
"Національний гірничий університет"

**Будівництва**  
(факультет)

Кафедра **будівництва, геотехніки і геомеханіки**  
(повна назва)

**ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА**  
дипломного проекту (роботи)  
**магістра**

(назва освітньо-кваліфікаційного рівня)

галузь знань **19 Архітектура та будівництво**

(шифр і назва галузі знань)

спеціальність **192 Будівництво та цивільна інженерія**

(код і назва спеціальності)

спеціалізація **Промислове і цивільне будівництво**

(назва спеціалізації)

освітній рівень **вища освіта**

(назва освітнього рівня)

кваліфікація **2142.2 Інженер-будівельник**

(код і назва кваліфікації)

на тему: **Дослідження технічного стану будівель на основі динамічних критеріїв.**

Виконавець:

студент II курсу, групи 192м-16-1

Щербина Д. Г.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Керівники	Прізвище, ініціали	Оцінка	Підпис
проекту	Волкова В. Є.		
розділів:	Волкова В. Є.		
1.	Волкова В. Є.		
2.	Волкова В. Є.		
3.	Волкова В. Є.		
4.	Волкова В. Є.		

Рецензент			
-----------	--	--	--

Нормоконтроль	Григор'єв О. Є.		
---------------	-----------------	--	--

Дніпро  
2018

**Міністерство освіти і науки України  
Державний вищий навчальний заклад  
"Національний гірничий університет"**

---

**ЗАТВЕРДЖЕНО:**

завідувач кафедри

Будівництва геотехніки та геомеханіки  
(повна назва)

\_\_\_\_\_ Гапсєв. С. М.  
(підпис) (прізвище, ініціали)

«22» січня 2018 року

**ЗАВДАННЯ**

на виконання кваліфікаційної роботи магістра  
спеціальності 192 Будівництво та цивільна інженерія  
(код і назва спеціальності)

студенту 192М-16-1 \_\_\_\_\_ Щербині Д.Г.  
(група) (прізвище та ініціали)

Тема дипломної роботи: Дослідження технічного стану будівель на основі динамічних критеріїв

**1 ПІДСТАВИ ДЛЯ ПРОВЕДЕННЯ РОБОТИ**

Наказ ректора ДВНЗ "НГУ" від \_\_\_\_\_ № \_\_\_\_\_

**2 МЕТА ТА ВИХІДНІ ДАНІ ДЛЯ ПРОВЕДЕННЯ РОБІТ**

**Об'єкт досліджень:** технічний стан несучих конструкцій будівель.

**Предмет досліджень:** динамічні параметри несучих конструкцій будівель, що впливають на їх конструктивну надійність і безпеку.

**Мета НДР:** кількісна оцінка технічного стану будівель, на основі динамічних критеріїв, а саме періоду і частоти власних коливань.

**Вихідні дані для проведення роботи:** Шестиповерхова будівля має прямокутну форму в плані. Конструктивна схема будівлі каркасна. Кількість прольотів 2. Каркас будівлі складається з монолітного залізобетону: монолітні ребристі плити перекриття і покриття, які спираються на монолітні колони. Розміри будівлі на першому і другому поверсі: в осях 3'-10 – 58,640м; в осях А-В – 10,000м, висота по верху конька покрівлі 9,895м. Розміри будівлі на третьому, четвертому і п'ятому поверхах: в осях 1-10 – 47,640м; в осях А-В – 10,000м, висота по верху конька покрівлі 24,605м.

**3 ОЧІКУВАНІ НАУКОВІ РЕЗУЛЬТАТИ**

**Наукова новизна:** - експериментально підтверджені залежності частоти власних коливань будівель із залізобетонним каркасом від величини тимчасового навантаження і від податливості основи для оцінки жорсткості несучих систем;

- розроблена методика кількісної оцінки технічного стану несучих систем будівель на основі періода і частоти власних коливань, що дозволяє підвищити об'єктивність і достовірність отриманих результатів, скоротити терміни проведення технічного обстеження, особливо для висотних і унікальних об'єктів, а також об'єктів з обмеженим доступом для візуального і локального контролю.

**Практична цінність:** отримані результати можуть бути використані в рамках системи якості будівельних організацій і в цілях технічного регулювання для забезпечення безпечної експлуатації будівель і споруд.

**4 ВИМОГИ ДО РЕЗУЛЬТАТІВ ВИКОНАННЯ РОБОТИ:** розрахунки повинні виконуватися відповідно до діючих нормативних документів України в галузі будівництва. Результати розрахунків слід супроводжувати достатньою кількістю таблиць, графіків та діаграм.

#### 5 ЕТАПИ ВИКОНАННЯ РОБІТ

Найменування етапів робіт	Строки виконання робіт (початок-кінець)
Збір та аналіз доступної літератури за даною темою	19.10.17-16.12.17
Покращення вмінь володіння програмним комплексом SCAD	27.10.17-07.01.18
Оформлення пояснювальної записки дипломної роботи	16.12.17-12.01.18
Компоновка та робота над помилками	13.01.18-19.01.18

#### 6 РЕАЛІЗАЦІЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ТА ЕФЕКТИВНІСТЬ

**Економічний ефект:** скорочення витрат на обладнання для обстежень, підвищення залишкового технічного ресурсу будівель та споруд.

**Соціальний ефект:** забезпечення безпечного проведення обстежень будівель та споруд, не порушуючи режиму експлуатації під час обстеження.

#### 7 ДОДАТКОВІ ВИМОГИ

Завдання видав \_\_\_\_\_

(підпис)

Волкова В.Є.

(прізвище, ініціали)

Завдання прийняв до виконання \_\_\_\_\_

(підпис)

Щербина Д.Г.

(прізвище, ініціали)

Дата видачі завдання: 16.10.17

Термін подання дипломної роботи до ЕК 22.01.18

## РЕФЕРАТ

Дипломна робота 109 сторінок, 20 рисунків, 27 таблиць та 52 літературних джерел.

Ключові слова: технічний стан будівель, залізобетонні каркасні будівлі, дефекти та пошкодження, динамічні характеристики, частоти і форми власних коливань, числове моделювання.

Об'єкт дослідження: технічний стан несучих конструкцій будівель.

Предмет дослідження: динамічні параметри несучих конструкцій будівель, що впливають на їх конструктивну надійність і безпеку.

Мета дипломної роботи: кількісна оцінка технічного стану будівель, на основі динамічних критеріїв, а саме періоду і частоти власних коливань.

Задачі дипломної роботи:

- провести аналіз стану досліджень і нормативно-технічної бази в області діагностики технічного стану несучих систем будівель;
- визначити основні інформаційні ознаки стану ґрунтових основ і несучих конструкцій, при динамічному методі діагностування;
- провести чисельні дослідження впливу багатьох факторів (податливості ґрунтової основи, роботи тимчасових навантажень, дефектів і пошкоджень, податливості стиків і залишкових деформацій) на розрахункові частоти власних коливань на прикладі будівель з залізобетонним каркасом, з використанням розрахункових комплексів.

В першому розділі представлений аналіз напрямів і методів оцінки технічного стану систем несучих конструкцій будівель, визначені найбільш поширені дефекти несучих конструкцій, які призводять, до втрати міцності або стійкості. Представлений короткий опис існуючих методів контролю якості конструкцій і приладів, що застосовуються для визначення характеристик конструкцій.

Другий розділ магістерської роботи присвячений теоретичним підходам до визначення кількісної оцінки технічного стану будівель і визначення залежності зниження власної частоти коливань будівель на жорсткість несучих конструкцій. Показано, що вплив зниження жорсткості будівельних конструкцій на значення частоти власних коливань, дозволяє судити про зниження несучої здатності, як ґрунтових основ, так і несучих конструкцій.

У третьому розділі надано план, об'ємно-планувальні рішення будівлі, конструктивну схему, характеристики основних несучих елементів та розрахункову модель будівлі, що досліджується. Виконано збір навантажень що діють на будівлю, аналіз динамічних характеристик будівлі. Також було сформовано кінцево-елементну модель будівлі за допомогою препроцесора ФОРУМ з імпортуванням початкової графічної інформації в SCAD. Відповідно до норм визначені частоти перших п'яти форм власних коливань.

В четвертому розділі приведені результати чисельних досліджень динамічних характеристик будівель із залізобетонним каркасом. Проведено дослідження впливу на частотні параметри будівлі податливості ґрунтової основи, роботи зовнішніх стін і перегородок, впливу тимчасових навантажень, що діють на перекриття, пошкоджень і залишкових деформацій.

Отримані результати: Визначена основна діагностична ознака, представлена у вигляді різниці фактичної і розрахункової величин частоти власних коливань і визначена умова, що дозволяє зробити висновок про зниження несучої здатності, як ґрунтових основ, так і несучих конструкцій.

Проведений чисельний експеримент, з використанням моделювання напружено-деформованого стану несучих конструкцій будівель, який дозволив встановити найбільш значущі фактори, податливість ґрунтової основи, інтенсивність прикладеного тимчасового навантаження, дефекти і пошкодження, жорсткість другорядних конструктивних елементів, що впливають на частоти і форми власних коливань будівель із залізобетонним каркасом.

Галузь застосування: отримані результати можуть бути використані в рамках системи якості будівельних організацій і в цілях технічного регулювання для забезпечення безпечної експлуатації будівель і споруд.

## ЗМІСТ

	Стор.
ВСТУП.....	9
РОЗДІЛ 1 МЕТОДОЛОГІЧНІ ОСНОВИ ОЦІНКИ ТЕХНІЧНОГО СТАНУ НЕСУЧИХ КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЕЛЬ.....	12
1.1. Аналіз причин виникнення пошкоджень і дефектів конструкцій будівель і споруд.....	12
1.2. Нормативно - технічна база в сфері діагностики технічного стану будівель.....	28
1.2.1. Існуючі методи вимірювань параметрів технічного стану несучих конструкцій будівель.....	37
1.2.2. Вимірювання динамічних параметрів будівель.....	46
1.3. Методологічні основи вирішення проблеми і постановка завдань дослідження.....	49
Висновки до розділу 1.....	52
РОЗДІЛ 2 ТЕОРЕТИЧНІ ПІДХОДИ ДЛЯ ВИЗНАЧЕННЯ КІЛЬКІСНОЇ ОЦІНКИ ТЕХНІЧНОГО СТАНУ БУДІВЕЛЬ.....	54
2.1. Особливості розрахунку частот власних коливань будівель і споруд методом кінцевих елементів.....	54
2.2. Урахування характеристик матеріалів елементів несучих конструкцій при динамічних розрахунках будівель.....	57
2.3. Інформативні ознаки динамічного способу діагностування.....	63
Висновки до розділу 2.....	66
РОЗДІЛ 3 ЧИСЛОВЕ МОДЕЛЮВАННЯ ВЛАСНИХ КОЛИВАНЬ БАГАТОПОВЕРХОВОЇ БУДІВЛІ З ЗАЛІЗОБЕТОННИМ КАРКАСОМ .....	67
3.1. Об'ємно-планувальні рішення будівлі.....	67
3.2. Конструктивне рішення будівлі.....	71
3.3. Збір навантажень що діють на будівлю.....	72

3.3.1. Навантаження від людей.....	72
3.3.2. Навантаження на міжповерхові перекриття.....	73
3.3.4. Вітрові навантаження. ....	79
3.4. Аналіз динамічних характеристик будівлі .....	84
<b>РОЗДІЛ 4 ВИЗНАЧЕННЯ ВПЛИВУ РІЗНИХ ФАКТОРІВ НА</b>	
<b>РОЗРАХУНКОВУ ЧАСТОТУ ВЛАСНИХ КОЛИВАНЬ БУДІВЕЛІ.....</b>	<b>90</b>
4.1. Чисельні дослідження частот і форм власних коливань будівлі із застосуванням методу кінцевих елементів.....	90
4.2. Дослідження впливу на динамічні характеристики будівлі податливості ґрунтової основи .....	92
4.3. Вплив на частотні параметри будівлі роботи тимчасових навантажень, що діють на перекриття .....	94
4.4. Вплив пошкоджень і залишкових деформацій в несучих елементах каркасу будівлі, на його динамічні параметри.....	98
Висновки до розділу 4.....	103
<b>ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ .....</b>	<b>105</b>
<b>ДЖЕРЕЛА ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ.....</b>	<b>106</b>



## ВСТУП

### **Актуальність роботи**

Останніми роками все частіше з'являється інформація про катастрофічні руйнування будівель і споруд, які є наслідком не тільки помилок, що виникли в процесі будівництва об'єктів, але і через порушення, що виникли в процесі їх експлуатації. Кожна будівля і споруда є складною технічною системою із наперед заданими технічними параметрами, які повинні контролюватися в процесі виготовлення конструкцій, будівельно-монтажних робіт, при прийманні і в ході експлуатації, а також перед постановкою об'єкту на капітальний ремонт, реконструкцію або списання. Лише при всебічному технічному контролі процесів будівництва і експлуатації будівель стає можливим знизити кількість дефектів, поява яких обумовлена недоліками технології, відхиленнями при виконанні будівельно-монтажних робіт, а також відсутністю ефективних методик кількісної оцінки технічного стану будівель і споруд, як при будівництві, так і при експлуатації. Для контролю і оцінки якості будівельних робіт використовуються різні методи, засновані в основному на візуальному контролі і іноді на локальному визначенні фізико-механічних характеристик матеріалів будівельних конструкцій, при цьому не проводиться інтегральна оцінка всієї конструктивної системи будівлі. Як правило, контроль зводиться до перевірки відповідності вимог до окремих елементів будівлі. При цьому в загальноприйнятих методиках не виконується оцінка міцності і стійкості будівлі в цілому з урахуванням його геометричних, фізико-механічних, динамічних і теплотехнічних параметрів, включаючи навколишній ґрунтовий масив. Динамічні методи діагностування дозволяють оцінити стан будівлі в цілому і в подальшому локалізувати виявлені дефекти, які можуть бути уточнені тепловізійними методами. Ці методи дозволяють точніше визначити ризики обвалення, залишковий ресурс і ризики для людей, що перебувають в будівлі.

Тому розробка методики оцінки технічного стану будівель на основі динамічних критеріїв, що дозволяє підвищити об'єктивність і достовірність отриманих результатів, скоротити терміни проведення технічного обстеження, є актуальним науково-технічним завданням.

Об'єктом магістерської роботи є технічний стан несучих конструкцій будівель.

Предметом дослідження є динамічні параметри несучих конструкцій будівель, що впливають на їх конструктивну надійність і безпеку.

Метою дослідження є розробка методики кількісної оцінки технічного стану будівель, на основі динамічних критеріїв, а саме періоду і частоти власних коливань.

Наукова новизна роботи:

- теоретично обґрунтовані і експериментально підтвержені залежності частоти власних коливань будівель із залізобетонним каркасом від величини тимчасового навантаження і від податливості основи для оцінки жорсткості несучих конструкцій;

- на основі теорії прогнозування ризику аварії, визначена залежність між рівнем фактичного зносу несучих конструкцій та періодом власних коливань, що дозволяє визначити збільшення періоду власних коливань несучих конструкцій будівель, для оцінки категорії їх технічного стану;

Практична цінність роботи:

- розроблена методика кількісної оцінки технічного стану несучих конструкцій, на основі періоду і частоти власних коливань, що дозволяє підвищити об'єктивність і достовірність отриманих результатів, скоротити терміни проведення технічного обстеження, особливо для висотних і унікальних об'єктів, а також об'єктів з обмеженим доступом для візуального і локального контролю;

- запропонована методика може бути використана в рамках системи якості будівельних організацій і в цілях технічного регулювання для забезпечення безпечної експлуатації будівель і споруд;

- дана методика пропонується до впровадження в системах автоматизованого моніторингу надійності і безпеки будівель, що зводяться і експлуатуються.

### **Апробація результатів дослідження**

Матеріали дисертації доповідалися на п'ятій всеукраїнській науково-технічній конференції студентів, аспірантів і молодих учених «Молодь: наука та інновації» 28-29 листопада 2017 р, Дніпро – 2017.

### **Структура і обсяг магістерської роботи**

Магістерська робота складається зі вступу, чотирьох розділів, основних висновків і списку джерел використаної літератури. Робота містить 109 сторінок тексту, зокрема 27 таблиць, 20 рисунків, 52 джерела літератури.

## РОЗДІЛ 1

### МЕТОДОЛОГІЧНІ ОСНОВИ ОЦІНКИ ТЕХНІЧНОГО СТАНУ НЕСУЧИХ КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЕЛЬ

В розділі представлений аналіз напрямів і методів оцінки технічного стану систем несучих конструкцій будівель, визначені найбільш поширені дефекти несучих конструкцій, які призводять, до втрати міцності або стійкості. Представлений короткий опис існуючих методів контролю якості конструкцій і приладів, що застосовуються для визначення характеристик конструкцій.

1.1. Аналіз причин виникнення пошкоджень і дефектів конструкцій будівель і споруд

Процедура оцінки технічного стану будівельних конструкцій є складною, трудомісткою роботою, що вимагає участі фахівців різного профілю і використання складного обладнання. Проведення технічного обстеження є основою для оцінки технічного стану будівельних конструкцій.

Основною ціллю технічного обстеження є виявлення дефектів будівельних конструкцій і встановлення причин їх виникнення. Розглянемо найбільш поширені дефекти конструкцій та виконаємо аналіз їх впливу на експлуатаційні властивості конструкцій.

Проведений аналіз причин систематичних пошкоджень, виявлених за останні 5 років на об'єктах, що будуються і експлуатуються, показує, що дефекти мають системний характер і близько 40-50% їх обумовлено недосконалістю конструктивних рішень, що традиційно "тиражуються" в проектній документації [1]. Результати багаточисельних натурних обстежень, інженерних розрахунків і теоретичних досліджень з використанням нових комп'ютерних програмних комплексів, переконливо свідчать, що багато

цегляних будівель підвищеної поверховості мають занижений по відношенню до нормативного значення рівень надійності за міцністю.

Нові будівлі, як правило, мають дефекти, які знижують експлуатаційні якості житла [2, 13, 14]. У зону ризику вказані об'єкти увійшли в наслідок сумісної дії багатьох причин. В більшості випадків найбільш негативні наслідки викликані недосконалістю прийнятих конструктивних схем будівель.

Окрім вказаних причин, необхідний рівень надійності знижують також і багато інших факторів. Наприклад, для кам'яних будівель підвищеної поверховості середній рівень вертикальних напружень стиску збільшується у 2-3 рази в порівнянні з будівлями заввишки до 5 поверхів. При цьому відчутніше проявляються дотичні напруження і напруження розтягу, що викликані різним рівнем навантаження прикладеного до стін та дією термічних впливів. Якщо товщини стін призначаються на підставі розрахунків міцності, а не по конструктивним, або теплотехнічним вимогам, то резерви міцності цих конструкцій значно скорчуються. Із застосуванням для елементів несучих конструкцій, керамічної щілинної цегли і розчинів високих марок відмічено збільшення «крихкості» мурування, оскільки через численні порожнечі зменшується ефект, пов'язаний з виникненням двох- і тривісного стиску у великих стінових масивах, і відповідно збільшується кількість концентрацій напружень в матеріалі.

В результаті відносна міцність кладки з щілинної цегли на розтяг знижується по відношенню до кладки з повнотілої цегли, і із зростанням кількості поверхів збільшуються сили тертя і стиску опор залізобетонних елементів в стінах будівлі. Таким чином, «прослизання» прогонових елементів на опорах при зміні температурних деформацій зменшується, що і викликає утворення додаткових тріщин в кладці під торцями залізобетонних плит, прогонів, перемичок. Тобто вже на стадії зведення будівель накопичуються початкові пошкодження в їх найбільш навантажених елементах.

Слід зазначити, що діючі нормативні документи не містять прямих вказівок щодо урахування наведених факторів.

Аналіз проектних рішень і натурні обстеження будівель, зведених в кінці ХХ сторіччя, показали, що переважна більшість конструктивних рішень житлових будинків прийнята без належного розрахункового обґрунтування. В процесі обстежень об'єктів у зв'язку з пошкодженнями, що виникли, з'ясувалося, що проектні розрахунки стін для 9-15 поверхових цегляних будинків зводилися до перевірки міцності кладки простінків, що умовно виділений із їх остову, і збору даних по навантаженнях на фундаменти. У всіх проаналізованих випадках проектні рішення не обґрунтовувалися розрахунками стінових конструкцій в просторовій постановці задачі з урахуванням температурного впливу, з оцінкою критеріїв характеристик міцності матеріалів при двох- і трьохкомпонентному напруженому стані. Цілком зрозуміло, що будівлі підвищеної поверховості з монолітного бетону і цегли, особливо у випадках улаштування ефективної теплоізоляції стін, вимагають нових підходів до проектування і до якості будівельних робіт.

Експериментально підтверджена необхідність зміни принципів розрахунку і конструювання таких об'єктів, насамперед пов'язана з правильним урахуванням при проектуванні температурних впливів.

Використання сучасних технологій при розрахунках цегляних і монолітних будівель дозволяє виявляти зони дії найбільших напружень розтягу в будівельних конструкціях, передбачати місця можливого утворення тріщин в стінах і визначати необхідне армування в таких зонах. Наявність всіх компонентів напружень дає можливість більш коректно призначати параметри міцності матеріалів в стиснутих елементах і в зонах передачі великих зосереджених навантажень.

Урахування перерозподілу зусиль між вертикальними несучими елементами в просторових розрахунках дозволяє більш обґрунтовано призначати навантаження на фундаменти будівель і не допускати

перенапруження у фундаментних плитах внаслідок перерозподілу навантажень між окремими стінами, що неодноразово зустрічається на практиці. Зазначимо, що традиційно проектування фундаментів виконується за навантаженнями, що визначаються за умовними вантажними площами.

З поширенням комп'ютерних технологій з'явилася можливість моделювати поведінку каркасів будівель, аналізувати особливості деформації як окремих ділянок стін, так і каркасу в цілому, розв'язати широке коло оптимізаційних задач [3, 27].

Серед характерних недоліків проектних рішень необхідно відзначити наступні:

- необґрунтовані ускладнення архітектурних форм, що викликають ускладнення конструктивних схем, незіставність планувань поверхів, при яких стіни ослабляються через несприятливе розташування отворів, ніш і штраб, врізаних вентиляційних блоків;

- нерегулярна система отворів і ослаблень по висоті будівель спричиняє небажані в матеріалах кладок зріз, згин і розтяг;

- не відповідність правилам конструювання принципів анкерування багатопустотних плит перекриттів;

- некоректний вибір розрахункових моделей і методів розрахунку основних несучих елементів будівель, в наслідок хибної оцінки реальних значень жорсткостей будівельних конструкцій і вузлів їх з'єднань, недостатньо повного урахування фізичних і геометричних ексцентриситетів прикладання навантажень, нехтування стадійності завантаження та ін.;

- невдалі рішення зон передачі на кладку великих зосереджених навантажень, з'єднання з остовом незахищених елементів типу балок-стінок, пілонів великої жорсткості та ін. Крім того необхідно зазначити, що складний напружений стан виникає в цегляних і монолітних будівлях при розміщенні за межами зовнішніх стін залізобетонних або окремих металевих стійок, з передаванням на них навантажень від консольно-нависаючих поверхів, еркерів,

лоджій і тому подібне Через різні температурні деформації в таких випадках зазвичай виникають тріщини в стінових конструкціях, що спираються на стійки;

- при проектуванні утеплених стін дозволяються численні переходи від захищених конструкцій до відкритих, наявність «містків холоду», застосування відкритих для різкого охолодження, укорочення, конструкцій, що спільно працюють з утепленим остовом, а також застосування тришарових конструкцій стін з жорсткими зв'язками. Тріщини температурного походження, наприклад, характерні для парапетів;

- несприятливий напружено-деформований стан виникає в зоні контакту холодних бетонних стін цоколя з утепленими ззовні вище розміщеними стінами;

- часто дефекти будівель залежать від недостатнього опрацювання в проектах питань стадійності зведення секцій, що пов'язане з некоректним урахуванням взаємного впливу суміжних будівель або їх частин, що зводяться із значною затримкою за часом і поетапним навантаженням, застосуванням ударних і вібраційних технологій при улаштуванні пильових фундаментів, а також закладенні котлованів поблизу побудованих об'єктів без належних захисних заходів;

- до основних причин систематичних дефектів необхідно віднести і використання неякісних матеріалів (наприклад, цегли і бетону недостатньої морозостійкості) або використання матеріалів не за призначенням, наприклад застосування руберойду прокладки на картонній основі як покривний шар без додаткового захисту;

- найважливішим з негативних факторів, таким, що на багато разів збільшує витрати на експлуатацію конструкцій і будівель в цілому, являється ігнорування прийомів конструктивного захисту;

- дефекти карнизів, відмосток, неорганізований водовідвід з скатних покрівель (у тому числі і на плоскі козирки над входами);



- відведення води з покрівлі через лотки в парапетах;
- неякісна гідроізоляція підвалів, відсутність пароізоляції по внутрішніх поверхнях сантехнічних приміщень і, навпаки, паронепроникна обробка зовнішніх поверхонь стін, систематичні дефекти улаштування дахів, що експлуатуються (під проїздами, терасами та ін.);
- низька якість захисту дерев'яних конструкцій, улаштування деформаційних швів, примикань покрівель, заповнення швів між панелями, антикорозійного захисту закладних і з'єднувальних деталей та ін.

Відмічені недоліки перед проектних, проектних, а також значна кількість серйозних будівельних дефектів являються наслідком з одного боку недостатньо поглибленого вивчення нормативних вимог, а з іншої недосконалістю нормативної бази, про що необхідно сказати детальніше. У основі багатьох недоліків проектної документації і дефектів в будівництві є недосконалість змісту нормативних документів.

Основні недоліки норм проектування кам'яних і армокам'яних конструкцій (СНиП II-22-81) обумовлені застосуванням спрощених розрахунків кладки без обов'язкового сумісного урахування основних факторів:

- при фактичному двовісному або тривісному напруженому стані розрахунок проводиться всього лише на одноосний стиск;
- при цьому допускається некоректне визначення деформованого (і відповідно напруженого) стану різно навантажених зв'язаних стін;
- недостатньо коректне визначення температурних впливів.

Аналогічні прорахунки властиві і для «Пособие по проектированию жилых зданий» до СНиП 2.08.01-85. Приведемо декілька прикладів внутрішніх суперечностей і недосконалості СНиП II-22-81 і посібника до нього. Норми проектування кам'яних конструкцій, з одного боку, не допускають розкриття тріщин в найбільш відповідальних неармованих стиснутих елементах, з іншого боку, містять рекомендації до розрахунків, що приводять до великої ймовірності утворення таких тріщин. У нормах чітко не розкрито, до граничних

станів якої групи слід відносити розрахунки кладки на температурний вплив; не враховується вплив температури в рекомендаціях до розрахунку жорстких зв'язків багат шарових стін. Норми дозволяють не враховувати вплив температури на стадії зведення об'єктів і при введенні їх в експлуатацію, в той же час температурні пошкодження конструкцій частіше відбуваються саме на стадії зведення об'єктів, а їх вплив позначається в основному на стадії експлуатації. Виявлена закономірність утворення і розкриття тріщин в місцях спирання на цегляну кладку довгомірних залізобетонних елементів через їх скорочення при різкому похолоданні, такі тріщини можна спостерігати в цегляній кладці під плитами лоджії.

Відмічені факти підтверджують незавершеність проектів і нормативної документації і свідчать про можливість зниження надійності цегляних будівель в результаті масових температурних пошкоджень цегляної кладки в зонах спирання довгомірних елементів. Крім того, в прикладах з проектування кам'яних і монолітних будівель не міститься вказівки по проведенню розрахунків конструкцій на температурні дії у вертикальному напрямку. Проте саме вертикальні температурні деформації є основною причиною характерних пошкоджень монолітних будинків виготовлених з керамзитобетону [2, 14].

У нормах наведені розрахункові і конструктивні рекомендації, спрямовані на забезпечення спільної роботи елементів в зонах з'єднання різно навантажених стін багатопверхових будівель.

Необхідно відзначити, що нормативні методики базуються на умовному розділенні суміжних стін і зіставленні вільних деформацій кожної ділянки при дії тільки вертикальних навантажень. Точність таких методик незначна. Вищу точність забезпечує просторовий розрахунок за методом скінчених елементів з одночасним урахуванням температурних дій. У такому випадку, оцінка рівнів дотичних напружень і напружень розтягу в стінах дозволяє конкретно призначати армування кладки і параметри поясів жорсткості.

Необхідно також відзначити, що в існуючих нормативних документах недостатньо коректно викладені конструктивні вимоги до призначення кроку поперечного армування кладки:

- максимальний крок арматурних сіток не пов'язаний із товщиною стін;
- не містять вказівки по розміщенню верхньої і нижньої сіток в елементах, що армуються. Очевидно, що для забезпечення необхідних значень розрахункових опорів армованої кладки необхідно призначати крок поперечних арматурних сіток не більш мінімального поперечного розміру елемента, що армується, і передбачати обов'язкове укладання арматурних сіток як під, так і над опорами плит перекриттів, прогонів, перемичок та інших залізобетонних пролітних конструкцій.

До основних причин аварій залізобетонних будівель і споруд слід віднести і недоліки при виконанні будівельних робіт і при експлуатації:

- значне зниження нормованого рівня надійності будівельних об'єктів аж до утворення аварійних ситуацій викликане дефектами виготовлення, транспортування і монтажу конструкції;

- порушення геометричних допусків виготовлення і монтажу будівельних елементів, які трапляються через несвоєчасну установку зв'язків і зварку арматурних випусків залізобетонних виробів, порушення проектного армування, завищується водоцементне співвідношення бетону, внаслідок чого знижуються його міцнісні і деформативні характеристики, допускається укладання розчину після скачування;

- порушення виконання антикорозійного захисту конструкцій, їх консервації на період технологічних перерв і так далі[30];

- проблема низької морозостійкості матеріалів. Бетони практично не замовляються і не контролюються по морозостійкості. Цегла випускається з морозостійкістю, приблизно в 2 рази нижче за середньоєвропейський рівень. В основному з цієї причини виникає необхідність збільшення експлуатаційних витрат по відновленню раніше фанерованих фасадних поверхонь[40, 41];

- проблеми при виконанні зимової кладки методом заморожування[32];
- порушення вимог теплового захисту монолітного бетону при його електропрогріванні в зимових умовах.

Однак останніми роками підвищується зацікавленість будівельників в підвищенні якості об'єктів, що зводяться. Одночасно з ускладненням будівельних об'єктів підвищується вірогідність істотних пошкоджень внаслідок порушень умов їх експлуатації. Слід зазначити і той факт, що останнім часом почастишали не санкціоновані випадки перепланування квартир багатопверхових будівель з видаленням частини несучих конструкцій, у деяких випадках без попереднього обстеження і кваліфікованої розрахункової оцінки можливості таких реконструкцій. Такі дії не можуть залишатися безконтрольними, оскільки можуть призвести до серйозних наслідків для всієї несучої конструкції.

Найбільшу небезпеку представляє несприятливе поєднання проектних помилок з дефектами виконання будівельно-монтажних робіт і порушеннями умов експлуатації будівель. У такій ситуації з'являється необхідність розробок ефективних і достовірних методик оцінки надійності і безпеки будівельних конструкцій. До цього питання потрібно підходити різносторонньо, враховуючи всі особливості будівництва.

На підставі проведеного аналізу найбільших дефектів, що часто зустрічаються, найбільш важливим завданням для підвищення надійності і безпеки будівель і споруд є ефективна оцінка технічного стану будівельних конструкцій.

Існуючі методи оцінки технічного стану будівель засновані в основному на візуальних і локальних способах діагностування. Відомі методики, які за результатами візуального і інструментального контролю, дають ступінь зносу окремих конструктивних елементів.

Оцінка технічного стану в роботах Гроздова В.Т. ґрунтується на застосуванні візуальних і візуально-інструментальних методів, в яких

використовуються прості інструменти: рулетки, сходи, рівні, молотки, дрилі і ін.. Крім того, для візуально- інструментального обстеження застосовуються нівеліри, теодоліти, обладнання для проходки свердловин, прилади і пристосування для руйнуючих і неруйнівних методів контролю матеріалів (локальні методи). У даному підході детально описаний візуальний метод обстеження будівельних конструкцій, фундаментів, цегляних стін і стовпів, стін великопанельних і великоблочних будівель, металевих конструкцій, перекриттів кам'яних будівель і так далі. У розділі візуально-інструментальних методів обстеження приведений перелік необхідних контрольованих параметрів, який не можна визнати повним з урахуванням останніх досягнень і розробок в області оцінки технічного стану будівельних конструкцій. У розділі методу інженерно- геологічних обстежень відсутня оцінка можливостей геофізичних вишукувань ґрунтового масиву, які дають точніший геологічний розріз спільно з традиційним бурінням свердловин і визначенням фізико-механічних властивостей ґрунтів, не визначаються динамічний стан будівель і споруд при визначенні динамічних і жорсткісних характеристик, здібності несучих конструктивних елементів будівель і споруд, що не дозволяє виявляти приховані дефекти.

У роботах Абраштова В.С. заявлена необхідність проведення комплексних обстежень, для складання технічного висновку про стан будівельних конструкцій, але фактично висловлюються тільки методи візуального обстеження і опису найбільш поширених дефектів будівельних конструкцій будівель і споруд.

У підході Землянського А.А. при оцінці технічного стану відображені:

- комплекс методів і засобів проведення інженерного експерименту;
- неруйнівні методи випробувань;
- основи моделювання будівельних конструкцій;
- методи обстеження і випробування несучих конструкцій будівель;
- особливості визначення напружень і тиску в ґрунтах.

У роботі відмічено, що оцінити весь комплекс факторів, що впливають на надійність і безпеку будівельних конструкцій, теоретичним шляхом неможливо. Автор вказує, що натурні випробування споруд залишаються єдиним достовірним способом для оцінки впливу допущень, що приймаються в розрахунках і впливають на надійність і довговічність споруд. Крім того, в цій роботі пропонується застосування методів моделювання - теорії подібності, яка встановлює певні співвідношення між геометричними розмірами, властивостями матеріалів, навантаженнями і деформаціями моделі і натурної конструкції. По критеріях подібності можливе обчислення параметрів модельованого процесу для натурних виробів. Сутність інженерного моделювання полягає в тому, що натурний об'єкт на основі принципів теорії подібності замінюється аналогом - моделлю. До недоліків роботи слід віднести те, що в ній приведені тільки теоретичні моделі і не приведені приклади їх практичного застосування.

У методичних вказівках по обстеженню будівельних конструкцій виробничих будівель і споруд теплових електростанцій досить доступно і добре показані приклади діагностичного стану залізобетонних, металевих конструкцій, захисних стінових конструкцій по характеру утворення тріщин і інших пошкоджень. Проте в ній так само не наведені методи і прилади виявлення дефектів конструкцій, і відсутній інтегральний підхід до оцінки технічного стану будівель і споруд.

Приведені вище підходи для оцінки технічного стану будівельних конструкцій засновані в основному на локальних методах діагностики, тобто вимірювання параметрів в окремо узятих точках. В даному випадку погрішність при оцінці технічного стану будівель і споруд залежить від кількості і якості проведених вимірювань, чим менше точок вимірювань тим більше буде погрішність оцінки.

Основні теоретичні підходи при розрахунках динаміки споруд в області будівництва приведені в роботах Р.В. Клафа, Д. Пензієна [29], В.В. Болотіна

[5,6], Сорокіна Є.С [52]. та ін. Проте в них не приводиться кількісна оцінка категорій технічного стану несучих конструкцій будівель, не визначений вплив найбільш значущих факторів на розрахункові величини динамічних параметрів.

Найповніше задача оцінки технічного стану будівельних конструкцій вирішена в роботі колективу під керівництвом Шахраманьяна М.А., в якій визначені основні діагностичні параметрами будівель і споруд, такі, що впливають на стійкість і надійність, а також розглянуті основні методи діагностики вживані при комплексній оцінці надійності будівельних конструкцій.

Згідно пропонованого авторами підходу проводиться:

1. Збір і аналіз початкової інформації про будівлю або споруду і будівельний майданчик з урахуванням можливих зовнішніх навантажень, із застосуванням сучасного обладнання і вимірювальних пристроїв.

2. Визначення об'ємно-планувального і конструктивного рішення будівлі або споруди, метою якої є визначення конструктивного і планувального виконання об'єкту (розрахункової схеми), розмірів основних конструктивних елементів, їх структури.

3. Визначення сейсмологічних характеристик будівельного майданчика, мета якого полягає у визначенні геологічної будови ґрунтового масиву будівельного майданчика, виявлення динамічних параметрів, суцільності, однорідності.

4. Візуальний і геодезичний контроль стану будівлі або споруди, з метою виявлення особливостей забезпечення просторової жорсткості і стійкості при можливих навантаженнях, виявлення дефектів, визначення крену і осідань, встановлення причин їх виникнення і прогнозування їх можливого розвитку в процесі експлуатації.

5. Неруйнівний контроль будівлі або споруди задля визначення фізико-механічних і геометричних параметрів основних конструктивних елементів будівлі або споруди.

б. Динамічні випробування будівлі (споруди) метою яких є визначення динамічних і жорсткісних характеристик, несучої здатності несучих конструктивних елементів будівель і споруд, виявлення прихованих дефектів.

На сьогоднішній день даний підхід є найбільш повним тому що в ньому передбачено застосування локальних і інтегральних методів вимірювань, тобто визначення параметрів які дають інформацію про стан конструкції в цілому. У даному підході детально викладений порядок проведення робіт, з описом використаних вимірювальних приладів, визначені основні діагностичні параметри будівель і споруд, що впливають на їх стійкість і надійність. У свою чергу необхідно відзначити, що в даній методиці не наведена детальна технологія оцінки категорії технічного стану будівель, не оцінюється прогнозована довговічність на основі динамічних критеріїв.

Всі вище перелічені методи оцінки технічного стану, або не дають достатньо повної інформації про стан об'єкту в цілому, або не адаптовані до діючої нормативної документації.

В даний момент визначено чотири види категорій технічного стану будівельних конструкцій будівель і споруд (нормативний технічний, працездатний технічний, обмежено - працездатний технічний, аварійний стан). Проведена систематизація дефектів, згідно з положенням, що діють, про категорії технічного стану будівельних конструкцій (див. табл. 1.1).



Таблиця 1.1

## Категорії технічного стану і їх ознаки при обстеженні

Категорії стану конструкції	Ознаки при обстеженні	
	візуальному	інструментальному
1	2	3
1. Нормативне технічне – відсутні видимі дефекти і пошкодження, що свідчать про зниження несучої здатності та експлуатаційної придатності конструкції; необхідності в ремонтно-відновлювальних роботах на момент обстеження немає	На поверхні бетону немає видимих дефектів і пошкоджень, або наявні окремі раковини, вибоїни, волосяні тріщини (до 0.1 мм); антикорозійний захист закладних деталей не порушений, поверхня арматури при розкритті чиста; глибина карбонізації бетону не перевищує половини товщини захисного шару; міцність бетону не нижче проектного значення;	Осідання і крен будівель, відхилення стін і колон від вертикалі в межах норм; фактична міцність бетону не нижче за проектну; швидкість ультразвукових хвиль (УЗХ) більше 4 км/с; на окремих ділянках (не більше 20% від загального числа заміряних) величина захисного шару бетону менше проектною до 10%, і марка за водонепроникністю - на один ступінь; величина прогину і ширина розкриття тріщин не перевищують значення допустимі за нормами; розрахунковий опір арматури складає не менше 0.95 величини, прийнятої нормами для відповідного класу; втрати площі перерізу робочої арматури відсутні;
2. Працездатне технічне - наявні дефекти і пошкодження не знижують несучу здатність і експлуатаційну придатність конструкції; захисні властивості бетону по відношенню до арматури на окремих ділянках вичерпані; потрібне їх відновлення,	Антикорозійний захист залізобетонних елементів має часткові пошкодження; на окремих ділянках - мокрі або масляні плями, висоли; на окремих місцях з малою величиною захисного шару проступають сліди корозії розподільної арматури або хомутів; корозія робочої арматури - окремими точками і плямами, виразками і пластинками іржі, антикорозійний захист закладних деталей не	Осідання і крен будівель, відхилення стін і колон від вертикалі у нормованих межах; зменшення величини захисного шару бетону менше проектного значення до 10%, міцність бетону основного перерізу елементу (за межами захисного шару бетону і в зоні стиску) не нижче проектної; швидкість УЗХ 3-4 км/с, розрахунковий опір арматури складає не менше 0.95 величини значення прийнятого за

Продовження таблиці 1.1

1	2	3
улаштування і відновлення і гідроізоляції і антикорозійного захисту	порушений; глибина карбонізації бетону не перевищує товщину захисного шару; колір бетону змінений внаслідок пересушування; місцями є відшаровування бетону; лущення граней і ребер конструкцій, що піддаються заморожуванню; орієнтовна міцність бетону - не нижче проектною; тріщини з шириною розкриття до 0.3 мм.	діючими нормами для завданого класу міцності; втрата площі перерізу робочої ненапруженої арматури і закладних деталей внаслідок корозії не перевищує 5%;
3. Обмежено працездатний технічний – наявні пошкодження, що свідчать про зниження несучої здатності і експлуатаційної придатності конструкції, що на момент обстеження не загрожують безпеці людей і обваленню; потрібне підсилення	Пластинчата іржа на стержнях оголеної арматури в зоні повздовжніх тріщин або на закладних деталях; тріщини (нормальні і похилі) на розтягнутій зоні бетону, що перевищують їх допустиме розкриття (не більше 1 мм); бетон в розтягнутій зоні на глибині захисного шару між стержнями арматури легко кришиться; зниження орієнтовної міцності бетону в стиснутій зоні тих, згинальних елементів, провисання окремих стержнів розподільної арматури; випучування хомутів; розриви окремих з них; зменшення в супереч вимог норм проекту площі обпирання збірних елементів, прогини бетонних і залізобетонних елементів, наскрізні тріщини в несучих стінах, взаємні зсуви елементів	Осідання і крен будівель, відхилення стін і колон від вертикалі більше нормованих меж; прогини елементів викликані експлуатаційними діями перевищують допустимі значення більше 30%; міцність згинальних залізобетонних елементів, бетону до 30% нижче проектної; швидкість УЗХ менше 3 км/с; втрата міцності робочої арматури і закладних деталей внаслідок корозії перевищують 5%, прогини елементів, викликані експлуатаційними діями, перевищують допустимі більш ніж на 30 %; руйнування зварних швів;

## Продовження таблиці 1.1

1	2	3
<p>4. Аварійний – наявні пошкодження, що свідчать про можливість обвалення конструкцій; потрібне негайне проведення термінових протиаварійних заходів (розвантаження конструкції устрій тимчасових кріплень і так далі)</p>	<p>Наявність тріщин в при опорній зоні, роздроблення бетону стиснутої зони внаслідок порушення анкерування арматури; ширина розкриття нормальних тріщин в розтягнутій зоні, що обумовлена текучістю арматури більше 0.5 мм; ширина розкриття похилих тріщин згинальних елементів, обумовлених текучістю повздовжньої і поперечної арматури більше 1 мм; роздроблення бетону стислої зони над похилими і нормальними тріщинами; розрив розтягнутої арматури; викришування крупного заповнювача в стиснутій зоні; руйнування ділянок стін, перемичок, перегородок, простінків.</p> <p>Роздроблення бетону від стиску одночасно з текучістю арматури, що характеризується перевищенням нормативних значень прогинів від контрольного навантаження в 1,5 і більш разів; текучість арматури, яка характеризується прогином конструкцій на величину, що перевищує 1/50 прольоту, обвалення окремих частин або всієї будівлі</p>	<p>Осідання і крен будівель, відхилення стін і колон від вертикалі більше нормованих меж; міцність бетону нижче проектного значення понад 30%; руйнування частини зварних з'єднань;</p>

Аналіз причин виникнення дефектів і методів контролю показав необхідність інтегрального підходу при оцінці категорії стану будівель. Існуючі методи оцінки технічного стану будівельних конструкцій не дозволяють отримати весь спектр найбільш важливих діагностичних параметрів. Тільки на основі отриманих найбільш повних діагностичних і розрахункових даних можна визначити інженерні заходи, що підвищують стійкість будівлі, або споруди до дії можливих небезпечних природних і техногенних навантажень і розробити проект підвищення інженерної безпеки.

## 1.2. Нормативно - технічна база в сфері діагностики технічного стану будівель

Надійність і довговічність будівельних конструкцій забезпечується у тому випадку, коли поперечні перерізи, вузли спряження, з'єднання, призначені при проектуванні з урахуванням генеральних розмірів і дії різноманітних навантажень, мають достатні міцність, стійкість, тріщиностійкість, а також забезпечують розвиток деформацій в допустимих межах і необхідну корозійну стійкість.

Практика показує, що при оцінці технічного стану будівель необхідно враховувати:

- умовність статичних розрахункових схем і можливі відхилення зусиль за цими розрахунками, від реального розподілу зусиль в конструкціях споруд;
- умовність розрахункових характеристик матеріалів, що використовуються в розрахунках;
- можливі відхилення навантажень від розрахункових значень;
- фактичний вплив зовнішнього середовища.

Оцінити вплив всього комплексу перерахованих факторів теоретичним шляхом у більшості випадків часто буває неможливо. Експериментальне дослідження матеріалів і конструкцій надає можливість для вирішення

поставлених завдань, будучи єдино достовірним способом для оцінки впливу допущень, що приймаються в розрахунках, і відповідно впливають на надійність і довговічність споруд.

Для більш достовірної оцінки надійності будівельних конструкцій, виявлення прихованих дефектів і для визначення ступеня пошкодження і стійкості будівель необхідно застосовувати комплексний підхід, що наведений на рис. 1.1. Запропонований комплексний підхід до дослідження надійності будівельних конструкцій, який полягає в проведенні вимірів основних параметрів технічного стану і в подальшому їх аналізі.

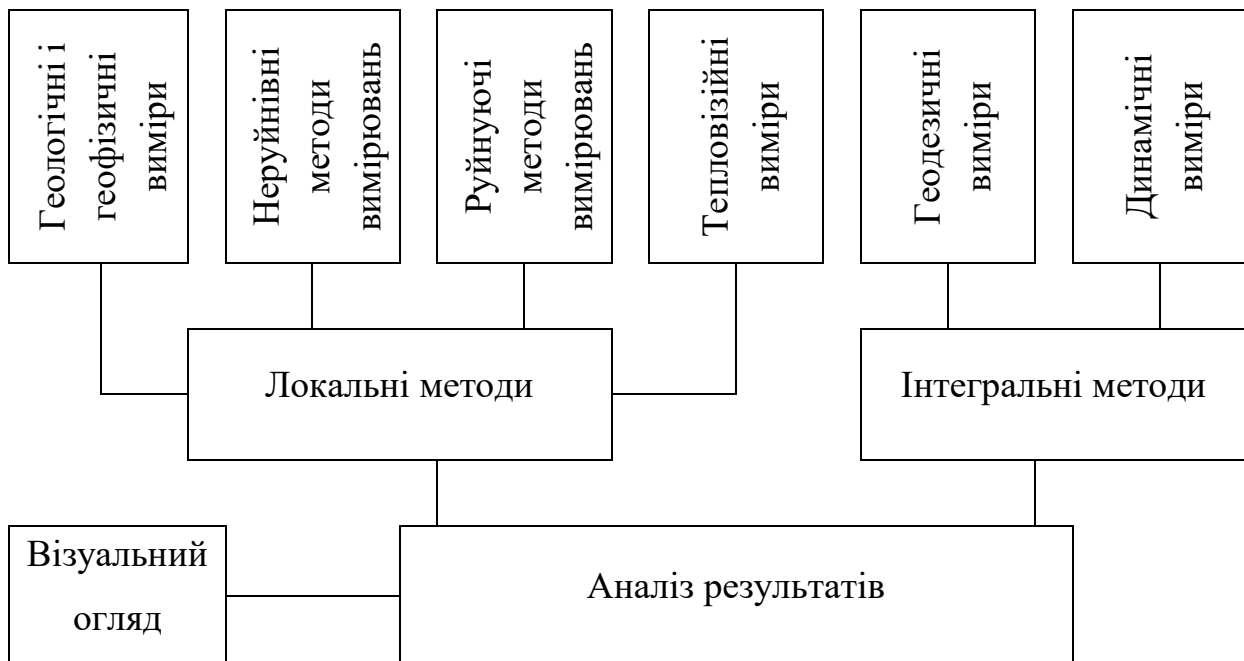


Рис. 1.1. Технологічна блок-схема проведення комплексних вимірів основних параметрів технічного стану несучих систем будівель

Для отримання достовірніших результатів експериментальних досліджень, основних діагностичних параметрів пропонується застосування локальних і інтегральних методів вимірювань. Виміри в окремо узятих точках відносяться до локальних методів. Достовірність отриманих результатів за допомогою локальних методів залежить від кількості проведених вимірів.

Найбільш повну інформацію дають інтегральні методи, які характеризують стан будівлі в цілому. У свою чергу достовірніше оцінити технічний стан будівельних конструкцій будівель і споруд можна лише при комплексному застосуванні локальних і інтегральних методів вимірювань.

Загально прийнято розглядати три типи задач визначення технічного стану об'єктів [36].

Визначення технічного стану, в якому перебуває об'єкт зараз, відноситься до першого типу - це задачі діагностування.

Прогноз технічного стану, в якому опиниться об'єкт у визначений момент майбутнього часу, відноситься до другого типу - це задачі прогнозування.

До третього типу належать задачі визначення технічного стану, в якому знаходився об'єкт в деякий момент часу у минулому - це задачі генезу.

В той же час вирішення даних задач вимагає проведення технічного обстеження з подальшою оцінкою технічного стану будівельних конструкцій, оскільки залежно від цілі обстеження можуть розв'язуватися всі або деякі з них.

Технічне обстеження являється складним і відповідальним процесом, основа якого базується на процедурі технічного діагностування. Технічне діагностування є процесом визначення технічного стану будівельних конструкцій. Одна з основних задач діагностування - виявлення дефектів конструкцій, з'ясування причин їх появи і встановлення взаємозв'язку дефектів з експлуатаційними якостями конструкцій.

Відповідно до ГОСТ 16035-81 дефектом називають кожну окрему невідповідність продукції встановленим вимогам. Дефект може бути явним і прихованим залежно від того, чи передбачені для його виявлення правила, методи і засоби, а також критичними, значними і малозначними залежно від ступеня його впливу на використання продукції за призначенням. Явні дефекти можуть бути виявлені передбаченими правилами, методами і засобами контролю. Приховані дефекти, як правило, виявляються за допомогою спеціальних методів і засобів контролю. Критичними дефектами являються

дефекти, за наявності яких будівля, споруда, його частина або конструктивний елемент функціонально непридатні, а подальше ведення робіт за умовами міцності і стійкості небезпечно, або може спричинити зниження вказаних характеристик в процесі експлуатації.

Значні дефекти - це дефекти, що суттєво погіршують експлуатаційні характеристики будівельної продукції і її довговічність.

Малозначними дефектами називають дефекти, які істотно не впливають на довговічність і надійність при використанні будівельної продукції. Виявлення і ранжирування дефектів є основним завданням технічної діагностики (ТД).

Для ТД використовують неруйнівні і руйнівні методи випробувань. Випробуванням називають експериментальне визначення кількісних або якісних характеристик будівельних конструкцій будівель і споруд на спеціальних машинах, приладах або пристосуваннях шляхом дії на неї різними фізичними полями.

Методи випробування - сукупність правил застосування певних принципів і засобів. Технічна діагностика являється складовим елементом комплексного обстеження, та за методологією і апаратурним забезпеченням, за способами обробки отримуваної інформації являє самостійний напрям досліджень. Розрізняють дві системи діагностики - тестовий і функціональний.

Згідно ГОСТ 27.002 надійність - це властивість об'єкту зберігати в часі певні значення параметрів функціонування в заданих умовах.

За визначенням, надійність - це властивість виробу виконувати задані функції, зберігаючи свої експлуатаційні показники в заданих межах в перебігу необхідного проміжку часу. Стосовно будівельних конструкцій деякі автори визначають надійність як здатність конструкції працювати протягом певного часу без відмови.

У свою чергу вірогідність безвідмовної роботи - це вірогідність того, що в заданому інтервалі часу не виникає відмова виробу. Миттєва вірогідність

безвідмовної роботи - це вірогідність того, що в даний момент часу не виникає відмова виробу [35].

Довговічність - вірогідний проміжок часу безвідмовної роботи конструкції. За визначенням, є схоже поняття збереження (безпека) - властивість чинити опір протягом певного проміжку часу, без нанесення шкоди людям і навколишньому середовищу. Під опором розуміється не настання граничного стану, втрати стійкості, витривалості.

Як поодинокі діагностичні ознаки в загальному випадку повинні перевірятися:

- відповідність або невідповідність виконавчої схеми об'єкту, або діагностування конструкцій, виробів, матеріалів і іншого проектним даним і вимогам нормативно-технічної документації;

- відхилення конструкцій або їх складових частин від проектного положення по горизонталі, в плані і по вертикалі;

- деформації конструкцій;

- ослаблення перерізів конструкцій, виробів і деталей, кріплення болтових або зварних з'єднань;

- зниження міцності сталі;

- зниження міцності бетону;

- вологість матеріалів захищаючих конструкцій;

- ослаблення або руйнування антикорозійних покриттів.

Основними характеристиками діагностики є - достовірність, надійність, повнота, періодичність, об'єм, точність, вартість.

Достовірність діагностики - показник ступеня об'єктивного відображення результатів ДК дійсного технічного стану об'єкту, яка може бути виражена числом неправильно прийнятих і неправильно забракованих конструкцій (у відсотках) і у великій мірі залежить від точності вимірів параметрів, фактичних і допустимих величин відхилень і деформацій конструкцій.



Повнота діагностики визначається відношенням кількості контрольованих ознак об'єкту до загального числа контрольованих ознак, що значно впливає на його вартість. При ДК технічних станів споруд число контрольованих ознак досить значне і тому необхідна розробка градацій ознак залежно від техніко-економічної значущості об'єктів, що дозволить оптимізувати процес діагностики. Технічне обстеження - комплекс заходів щодо визначення і оцінки фактичних значень контрольованих параметрів, що характеризують експлуатаційний стан, придатність і працездатність об'єктів обстеження і які визначають спроможність їх подальшої експлуатації або необхідність відновлення і підсилення.

Залежно від поставлених завдань, на практиці використовуються три основні види обстеження будівель і споруд:

- підготовка до проведенню обстеження;
- попереднє візуальне обстеження;
- детальне інструментальне обстеження.

При призначенні того або іншого виду обстеження слід виходити не лише з цілей і задач, але і враховувати можливості використання засобів, що наявні у розпорядженні виконавця, і методів.

Підготовчі роботи включають ознайомлення з об'єктом обстеження, його об'ємно-планувальним і конструктивним рішенням, матеріалами інженерно-геологічних досліджень, підбір і аналіз проектно-технічної документації, складання програми робіт.

На практиці, в більшості випадків для досягнення основних цілей і задач проводиться попереднє обстеження, візуальний огляд, що є оглядом будівлі і окремих його конструкцій із застосуванням простих засобів і методів, що не вимагають спеціальних знань для поводження з ними. На стадії попереднього обстеження виявляються видимі дефекти, проводяться обміри, фотографування, виконуються ескізи.

Отримані результати піддаються експертним оцінкам, а в деяких випадках, при необхідності, можуть бути виконані перевірочні розрахунки.

Детальне обстеження передбачає використання засобів і методів контролю, що вимагають спеціальних знань і відповідної кваліфікації персоналу. При детальному обстеженні, як правило, використовуються наступні методи технічної діагностики:

- механічні, що спрямовані на визначення механічних властивостей матеріалів конструкцій;
- інженерно-геологічні, що проводяться для з'ясування гідрогеологічної обстановки і визначення властивостей ґрунтової основи;
- фізичні, метою яких є визначення фізичних і динамічних властивостей матеріалів і конструкцій;
- натурних випробувань, задля визначення інтегральних характеристик конструкцій будівель.

На підставі результатів технічного обстеження оцінюється технічний стан будівельних конструкцій.

Технічний стан визначається як сукупність схильних до зміни в процесі виробництва, або експлуатації властивостей об'єкту, що характеризується в певний момент часу ознаками, встановленими технічною документацією на цей об'єкт [16]. Ознаками технічного стану об'єкту можуть бути якісні і кількісні характеристики його властивостей.

На основі зіставлення фактичних значень кількісно оцінюваних ознак із значеннями цих же ознак, встановлених проектом або нормативним документом проводять оцінку технічного стану будівельних конструкцій, - встановлення ступеню пошкодження і категорії технічного стану будівельних конструкцій або будівлі чи споруди в цілому.

Категорія технічного стану - ступінь експлуатаційної придатності будівельної конструкції або будівлі чи споруди в цілому, встановлена залежно від частки зниження несучої здатності і експлуатаційних характеристик

конструкцій. Категорія технічного стану, при якому кількісне і якісне значення параметрів всіх критеріїв оцінки технічного стану будівельних конструкцій і будівель та споруд відповідають вимогам нормативних документів називають нормативним рівнем технічного стану.

Нормативний технічний стан - категорія, при якій кількісні і якісні значення параметрів всіх критеріїв оцінки технічного стану будівельних конструкцій будівель та споруд, включаючи стан ґрунтів основи, відповідають встановленим в проектній документації значенням з урахуванням меж їх зміни.

Категорія технічного стану, при якій деякі з чисельно-оцінюваних контрольованих параметрів не відповідають вимогам проекту, нормам, але наявні порушення вимог, наприклад, по деформативності, а в залізобетоні і по тріщиностійкості, в даних конкретних умовах експлуатації не призводять до порушення працездатності, і необхідна здатність несучих конструкцій і ґрунтів основи з урахуванням впливу наявних дефектів і пошкоджень забезпечується - оцінюється як працездатний технічний стан.

При нормативному технічному і працездатному технічному стані експлуатація будівельних конструкцій при фактичних навантаженнях і діях можлива без обмежень. При цьому для конструкцій, що знаходяться в працездатному стані, може встановлюватися вимога до періодичних обстежень в процесі експлуатації.

При обмежено працездатному технічному стані будівельні конструкції або будівлі чи споруди в цілому, включаючи стан ґрунтів основи, при якій наявний крен, дефекти і пошкодження, що привели до зниження несучої здатності, та відсутні небезпека раптового руйнування, втрати стійкості або перекидання, і функціонування конструкції і експлуатація будівлі або споруди можливі при контролі (моніторингу) технічного стану, або при проведенні необхідних заходів щодо відновлення або посилення конструкцій і (або) ґрунтів основи і подальшому моніторингу технічного стану при необхідності.

При обмежено працездатному технічному стані конструкцій необхідні контроль за їх станом, виконання захисних заходів, здійснення контролю за параметрами процесу експлуатації. Наприклад, обмеження навантажень, захист конструкцій від корозії, відновлення або посилення конструкцій. Якщо обмежено працездатні конструкції залишаються непідсиленими, то потрібні обов'язкові повторні обстеження, терміни яких встановлюються на підставі результатів проведеного обстеження.

Аварійний стан це категорія технічного стану будівельної конструкції або будівлі і споруди в цілому, включаючи стан ґрунтів основи, що характеризується пошкодженнями і деформаціями, що свідчать про вичерпання несучої здатності і небезпеки обвалення та (або) що характеризуються креном, який може викликати втрату стійкості об'єкту (необхідне проведення термінових протиаварійних заходів). При аварійному стані експлуатація конструкцій повинна бути заборонена.

Кожна будівля і споруда характеризуються певними параметрами, що визначають їх експлуатаційну придатність, які ділять на дві групи:

- до першої групи відносять параметри, що характеризують фізичну довговічність або величину фізичного зносу: міцність, деформативність, герметичність, звукоізоляція, теплозахист і морозостійкість конструкцій і ін., де фізичний знос будівлі визначають як погіршення технічних і пов'язаних з ними експлуатаційних показників будівлі, що викликані об'єктивними причинами;

- до другої групи відносять параметри, що характеризують моральну довговічність або ступінь морального зносу: ступінь відповідності сучасному технологічному призначенню; ступінь відповідності сучасному інженерному обладнанню; ступінь відповідності сучасним архітектурним вимогам і ін., де моральний знос будівлі визначають як поступове, у часі, відхилення основних експлуатаційних показників від сучасного рівня технічних вимог експлуатації будівель і споруд.

Експлуатаційні показники будівлі - сукупність технічних, об'ємно-планувальних, санітарно-гігієнічних, економічних і естетичних характеристик будівлі, що обумовлюють його експлуатаційні якості.

Безперечно, що установлені проектом параметри експлуатаційних якостей повинні бути досягнуті за рахунок суворого виконання рішень, закладених в проекті, і дотримання вимог будівельних норм і правил в процесі будівництва будівель і споруд. Проте, під дією природних і функціональних факторів, побудовані будівлі і споруди втрачають свої експлуатаційні якості і руйнуються. Відбувається фізичний знос, тобто втрата міцності і моральне старіння об'єктів залежно від виду матеріалів, призначення конструкцій і впливаючих факторів, фізичний знос відбувається нерівномірно.

Велику різноманітність кліматичних умов експлуатації у поєднанні з негативною дією внутрішніх факторів ускладнюють визначення фізичного зносу конструкцій і періодичності їх ремонту. Прискорений знос і несвоєчасний ремонт будівель та споруд призводять до зниження міцності і стійкості конструкцій, а іноді до їх руйнування, що врешті завдає великі збитки.

1.2.1. Існуючі методи вимірювань параметрів технічного стану несучих конструкцій будівель.

Кожна будівля характеризується певними параметрами, що визначають їх експлуатаційну придатність. Ці параметри згідно схеми (рис. 1.2) розділяють на дві групи.

Конкретні переліки параметрів експлуатаційних якостей і їх числові значення встановлюються в проектах при об'ємно-планувальному і конструктивному рішеннях, при виборі будівельних конструкцій з урахуванням призначення кожної будівлі або споруди, кліматичних ґрунтових умов і тому подібне. Основою якості майбутньої функціональної роботи конструкцій є їх розрахунок, який забезпечує надійність будівельних конструкцій при

проектуванні, монтажі, належному технічному контролі на всіх етапах інвестиційно-будівельної діяльності.

Для достовірної оцінки технічного стану конструкцій будівель, споруд необхідно мати цілу низку кількісних і якісних параметрів і характеристик, отриманих в процесі вишукувань, проектуванні, будівництві і експлуатації будівель та споруд.

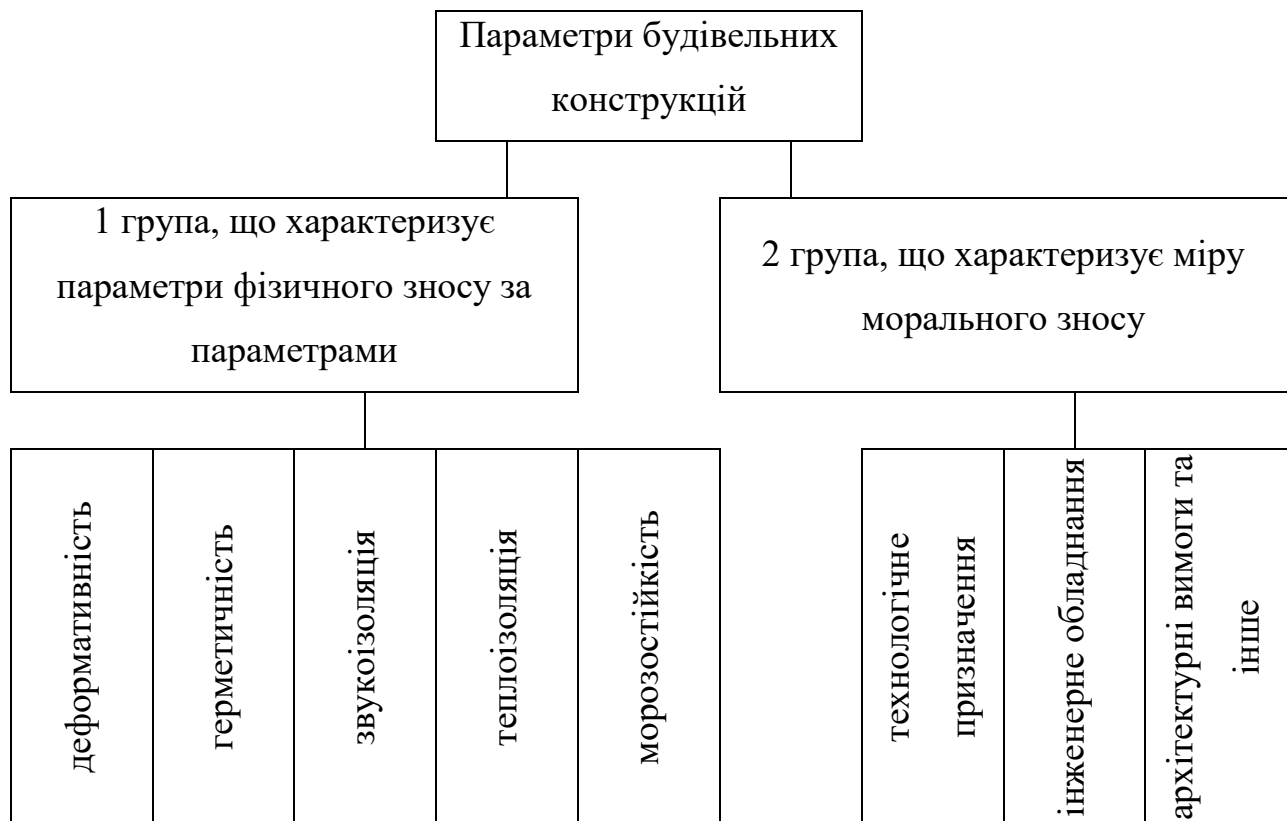


Рис. 1.2. Класифікація параметрів будівельних конструкцій що визначають їх експлуатаційну придатність

В процесі будівництва будівель і споруд встановлені проектом параметри експлуатаційних якостей повинні бути досягнуті за рахунок чіткого виконання рішень, закладених в проекті, і дотримання вимог будівельних норм і правил. При оцінці технічного стану будівель, споруд і їх основ доводиться вимірювати безліч параметрів, що характеризують:

- розміри, форму, просторове положення окремих конструкцій і деталей;

- взаємне розташування конструкцій, деталей, вузлів;
- горизонтальні і вертикальні переміщення споруд;
- деформації конструкцій і частин споруд, динамічні характеристики міцності, теплотехнічні та ін. параметри.

У зв'язку з різноманітністю видів параметрів, вимог до точності їх вимірювань, умов вимірювань використовують різні методи і засоби вимірювань.

Під методом вимірювання розуміється сукупність прийомів використання принципів і засобів вимірювань, під засобом вимірювань розуміється – технічний пристрій, що призначений для виміру фізичних величин і має нормовані метрологічні властивості.

У деяких літературних джерелах наведена класифікація методів і приладів вимірювань з наступними ознаками [13]:

- за типом і видом контрольованих величин;
- за конструктивними особливостями;
- за способом вимірювання (абсолютні і відносні, контактні і безконтактні, статичні, кінематичні і динамічні);
- за місцем розташування приладів вимірювання відносно об'єкту (зовнішні, вбудовані і комбіновані);
- за складністю і складом елементів конструкцій (інструмент, пристосування, прилад);
- за ступенем механізації і автоматизації (ручні, механізовані, напівавтоматичні, автоматичні).

Аналіз робіт в області діагностики будівельних конструкцій [36, 37] дозволив узагальнити вживані методи і засоби діагностики і представити їх у формі, приведеній на рис. 1.3.

Згідно проведеного аналізу основними діагностичними параметрами технічного стану будівель і споруд, що впливають на їх стійкість і надійність являються:

- геометричні параметри будівель і споруд і їх основних конструктивних елементів;
- геологічні параметри будівельного майданчика;
- фізико-механічні параметри конструктивних елементів будівель;
- динамічні параметри будівель і споруд, а також ґрунтів будівельного майданчика.



Рис. 1.3. Схема найбільш поширених методів і засобів вимірювань



Детально розглянемо найбільш важливі на наш погляд параметри будівельних конструкцій і їх методи вимірювань. При оцінці технічного стану несучих систем будівель та споруд доводиться вимірювати безліч геометричних параметрів, що характеризують розміри, форму, просторове положення окремих конструкцій і деталей; взаємне розташування конструкцій, деталей, вузлів, механізмів між собою; горизонтальні і вертикальні переміщення споруд; деформації окремих конструкцій і частин споруд.

Вибір конкретних геометричних параметрів об'єкту виконується відповідно до конструктивних особливостей будівель, споруд і обладнання, а також умови їх експлуатації, що встановлюються в процесі досліджень і проектування, з урахуванням вимог монтажників і експлуатаційників (див. табл. 1.2).

Аналіз методів і засобів вимірювань геометричних параметрів показав, що за результатами вимірювань визначаються можливі причини виникнення дефектів і прогноз їх можливого розвитку, вплив голих дефектів на стійкість будівлі або споруди. Проводиться попередня оцінка ступеня пошкодження і категорії технічного стану будівлі або споруди.

Для визначення конструктивних рішень будівель та споруд необхідно:

- вивчити вихідну інформацію;
- визначити тип будівлі;
- визначити тип несучих конструкцій.

На основі вивчення вихідної інформації складається план проведення діагностики будівлі або споруди. У плані визначаються перелік робіт, місця улаштування шурфів і розкриття штукатурки або інших оздоблювальних матеріалів на конструктивних елементах, що дозволяють уточнити типову конструктивну схему і особливості планувального виконання будівлі, розрахункової схеми.

Таблиця 1.2

## Граничні додаткові деформації існуючих будівель

Найменування, конструктивні особливості будівлі або споруди	Категорія стану конструкцій	Граничні додаткові деформації		
		Максимальне осідання, см	Відносна різниця осідань	Крен
1	2	3	4	5
Цивільні і промислові одно- і багатоповерхові будівлі з повним залізобетонним каркасом	I	5,0	0,0020	-
	II	3,0	0,0010	
	III	2,0	0,0007	
Багатоповерхові безкаркасні будівлі з несучими стінами з крупних панелей	I	4,0	0,0016	0,0016
	II	3,0	0,0008	0,0008
	III	2,0	0,0005	0,0005
Багатоповерхові безкаркасні будівлі з несучими стінами з крупних блоків або цегляної кладки без армування	I	4,0	0,0020	0,0020
	II	3,0	0,0010	0,0010
	III	1,0	0,0007	0,0007
Багатоповерхові безкаркасні будівлі з несучими стінами з цегли або бетонних блоків з арматурними або залізобетонними поясами	I	5,0	0,0024	0,0024
	II	3,0	0,0015	0,0015
	III	2,0	0,0010	0,0010
Одно- і багатоповерхові будівлі історичної забудови або пам'ятники архітектури з несучими стінами з цегляної кладки без армування	I	1,0	0,0005	0,0005
	II	0,5	0,0003	0,0003
	III	0,2	0,0001	0,0001
Високі жорсткі споруди, труби	I	5,0	-	0,0040
	II	3,0		0,0020
	III	2,0		0,0010

Якщо конструктивна і планувальна, розрахункова, схеми відомі, то роботи по їх уточненню не проводяться, а відразу виконується оформлення розділу, який повинен включати:

- опис або схему об'ємно-планувального рішення;
- опис або схему конструктивного рішення;
- будівельний план і розріз;
- специфікацію основних несучих елементів;
- план розташування елементів підсилення конструкцій;
- визначаються типи несучих конструктивних елементів і характеристики навантажень, що діють на них.

За результатами досліджень визначається конструктивне рішення будівель і споруд, схема забезпечення просторової жорсткості і стійкості, а також особливості конструктивного виконання; уточнюються найбільш вразливі місця будівлі або споруди; вказується питомий тиск на ґрунти основи.

Фізичні характеристики ґрунтів визначаються, як правило лабораторними методами. Польові методи (зондування, радіоактивний каротаж) застосовуються тільки в тих випадках, коли відбір зразків необхідної якості ускладнений або практично неможливий.

Деформаційні характеристики ґрунтів визначають переважно польовими методами. Лабораторні методи застосовуються для оцінки зміни властивостей ґрунтів в часі, а також з метою скорочення об'єму польових досліджень ґрунтів, якщо для конкретних будівельних майданчиків встановлені достатньо надійні кореляційні зв'язки між деформаційними характеристиками ґрунтів, розрахованими за результатами польових і лабораторних випробувань.

Зважаючи на складність інженерно-геологічних умов можуть мати місце різні поєднання і комбінації вживаних видів робіт залежно від ступеня вивченості будівельного майданчика, нашарування ґрунтів, температурного і водного режиму. Широке застосування для вирішення даних завдань знаходять методи інженерної геофізики. Геофізичні методи вивчення геологічного

середовища засновані на аналізі реакції фізичних полів на ті, або інші особливості її будови або процеси, що протікають в ній, і явища.

Для визначення фізико-механічних параметрів конструктивних елементів будівель і ґрунтів будівельного майданчика використовують методи руйнівного і неруйнівного контролю. Проте піддавати кожен виріб випробуванням до руйнування абсурдно, хоча при цьому інформація про дійсну роботу виробу і конструкції буде мати 100% -ву забезпеченість. При таких випробуваннях безпосередньо виявляються дійсні властивості матеріалів і виробів[16] (міцність, деформативність, тріщиностійкість і інші показники).

Неруйнівний метод дозволяє зберегти експлуатаційну придатність матеріалів і конструкцій. При таких випробуваннях визначаються характеристики, за якими судять про стан виробів і його фізико-механічні показники. Неруйнівний метод не завжди дає достатньо повну характеристику випробовуваного об'єкту, тому доцільно використовувати два методи в сукупності.

Короткий перелік методів, що найбільш часто використовуються для вимірювання і використання приладів за результатами аналізу робіт [12, 15, 28].

Методи вимірювань фізико-механічних параметрів основних несучих конструктивних елементів залізобетонної будівлі, або споруди дозволяють визначити категорію технічного стану будівлі, споруди, провести уточнення ступеня його надійності або пошкодження.

Забезпечення безпеки при будівництві і експлуатації будівлі вимагає постійного контролю стану об'єкту, моніторингу. Услід за промисловими і спеціальними спорудами, такі роботи в даний час виконуються для будівель цивільного призначення. Враховуючи, що багато будівель являються дуже складними інженерними спорудами, необхідно контролювати технічний стан і функціонування різних компонентів - інженерних мереж, конструкцій в цілому і окремих вузлів, поведінку ґрунтового масиву і ін.. Всі ці елементи взаємозв'язані і складають єдину систему моніторингу будівлі, об'єднуючу

набір окремих технічних рішень. Важливими питаннями створення системи є проблеми підбору обладнання і методик, їх об'єднання для моніторингу стану конструкцій надземної і підземної частин висотної будівлі і ґрунтів основи.

Нормативи США і Європи [26,28] передбачають спостереження за станом конструкцій і ґрунтів основи, але не містять конкретних вказівок по методам проведення інструментального моніторингу. Завдяки розвитку методик і засобів вимірювань, цифрової обробки сигналів, в даний час для моніторингу існує широкий набір можливостей вибору інструментів і методик. Тут важливо для конкретного об'єкту і заданих техніко-економічних показників підібрати оптимальний варіант схеми моніторингу, що найповніше контролюють його стан. Інструментальний моніторинг конструкцій і основ будівель спирається, в основному, на чотири типи методик:

1) геодезичні виміри; виконуються як за допомогою традиційного нівелювання, так і з використанням сучасних цифрових датчиків, супутникових GPS-технологій, можливе лазерне сканування об'єкту. Дані методики дозволяють визначати переміщення об'єкту, будівлі або окремих його частин, в просторі, зокрема, вимірювати осідання і крен. Отримані дані відповідають стану на момент вимірів, тобто при достатньо рідких за часом вимірах методики не дають детальної динаміки поведінки об'єкту;

2) інженерно-геологічні спостереження стану ґрунтового масиву в основі і навколо будівлі. Існує набір схем як різної трудомісткості і вартості, так і різної роздільної здатності і інформативності - від вимірювань в окремих свердловинах до міжсвердловинного просвічування (аж до отримання 3-вимірного зображення томографії). Залежно від вибору датчиків, можна вести моніторинг диференціальних, пошарових, або сумарних осідань ґрунтів основи, рівня води, парового тиску в породах (параметри, що використовуються в розрахунках за кордоном). Окрім свердловин, важливу інформацію отримують при розміщенні під фундаментом плитою мережі датчиків тиску в ґрунтах, в палях - вертикальних навантажень. Спостереження можуть проводитись

безперервно або досить часто за часом, тобто є можливість стежити за особливостями динаміки об'єкту;

3) вимірювання навантажень і деформацій в конструкціях фундаменту і надземної частини. Тут також існує набір інструментів з використанням вібраційних датчиків напружень, що вмонтовуються по 1-о, 2-ох, 3-ох просторовим координатам  $X, Y, Z$  в точці і розміщених у фундаментній плиті, а також в стінах, пілонах і колонах будівлі. Спостереження можуть вестися в автоматичному режимі і, зокрема, безперервно;

4) сейсмометричні методики можуть виконуватися різними вимірювальними пристроями - деформографами, наклономірами і сейсмометрами (велосиметрами, акселерометрами). Схеми спостережень різноманітні, включають варіанти збудження коливань будівлі як штучними (удари, вібратори), так і природними (вітер, мікросейсми) джерелами. Сейсмометричні вимірювання дають "миттєву" картину стану об'єкту, спостерігаючи яку в часі можна отримати різноманітну інформацію про особливості динаміки споруди.

Слід зазначити, що якщо перші три типи спостережень дають в основному "пряму" інформацію (величини осідань, навантажень і ін.), то реєстрація коливань вимагає як достатньо складної попередньої обробки, так і створення моделей динаміки споруди. Особливістю сейсмометричних методик є те, що схеми спостережень можуть бути достатньо простими. Крім того, вони дають можливість контролювати не тільки величини прискорень, але і, як показано нижче, дозволяють судити про спільну роботу будівлі і ґрунтів основи.

### 1.2.2. Вимірювання динамічних параметрів будівель.

Динамічні випробування проводяться для визначення динамічних і жорсткісних характеристик несучих здібностей конструктивних елементів будівель та споруд, виявлення прихованих дефектів[11].

Згідно методу вимірювань динамічних параметрів, ступінь пошкодження будівлі, споруди, визначається за результатами порівняння проектних, нормативних, значень динамічних параметрів, а саме періодів власних коливань, декременту коливань, з експериментальними даними.

Аналіз епюри коливань дає можливість виявити місця розташування можливих дефектів по висоті і на плані будівлі, споруди, ступінь зв'язку будівлі, споруди, з ґрунтами основи.

Для визначення нормативних значень періодів власних коливань  $T_1$  використовується емпірична формула:

$$T_1 = \alpha n, \quad (1.1)$$

де  $n$  — кількість поверхів в будівлі,  $\alpha$  - коефіцієнт, залежний від конструкції будівлі і виду його основи.

Для найбільш поширених типів будівель, при ґрунтах середньої щільності коефіцієнт  $\alpha$  визначається по табл. 1.3.

Таблиця 1.3

Значення коефіцієнта  $\alpha$ , залежно від типу будівлі

№	Тип будівлі	Коефіцієнт
1	Житлові великопанельні будівлі	0,045
2	Житлові будівлі з цегляними, кам'яними і великоблочними несучими стінами	0,056
3	Шкільні і інші будівлі з великими отворами в стінах типу п.2	0,065
4	Каркас з монолітного залізобетону з цегляним або легкобетонним заповненням стін	0,064
5	Сталевий каркас, заповнення по п.4	0,08

Ступінь пошкодження будівель і споруд залежно від зміни фактичного періоду власних коливань будівлі чи споруди, в порівнянні з нормативним, проектним, значенням приведений в табл. 1.4.

Таблиця 1.4

Ступені пошкодження будівель і споруд, залежно від зміни періоду власних коливань конструкції

Ступінь пошкодження	Збільшення періоду власних коливань %
1 - без пошкодження - легка	0-10
2 - помірна	11-30
3 - сильна	31-60
4 - важка	61-90
5 - катастрофічна	91-100

Аналіз методів визначення динамічних параметрів будівель показав, що основними критеріями оцінки технічного стану несучих систем за допомогою динамічного методу є період і частота власних коливань будівель. Відомо, що основний динамічний параметр - період власних коливань конструктивної системи  $T$  пов'язаний з її жорсткістю  $EI$ . Тому результати динамічних випробувань періоду власних коливань споруди дають величину зниження інтегральної жорсткості споруди. Математично залежність періоду власних коливань від жорсткості визначається за формулою:

$$T = k \sqrt{\frac{m}{EI}}, \quad (1.2)$$

де  $k$  - коефіцієнт, що враховує тип конструктивної схеми,  $m$  - маса будівлі,  $E$  - модуль пружності,  $I$  - момент інерції.



В цілому, для будь-якої конструктивної системи період власних коливань характеризує жорсткість системи. Можна вважати, що маса будівлі приблизно незмінна, тоді зниження моменту інерції, показує наявність можливих дефектів в перерізах конструктивних елементів споруди. Зниження модуля пружності показує, що відбувається зменшення міцності конструктивних елементів. Тому по зміні періоду і частоти власних коливань несучих систем будівель можна оцінювати зміну їх конструктивної жорсткості і дати кількісну оцінку їх технічного стану.

У даних стандартах детально приведені методики вимірювань експериментальних значень динамічних параметрів будівель, приладова база, способи обробки отриманих результатів вимірів. Однак дані нормативні документи не регламентують порядок кількісної оцінки технічного стану несучих конструкцій будівель.

### 1.3. Методологічні основи вирішення проблеми і постановка завдань дослідження

Аналіз літературних джерел дозволяє зробити висновок про те, що основними причинами аварій будівель і споруд є:

- низька якість інженерно-геологічних вишукувань;
- неякісне проектування;
- низька якість будівельно-монтажних робіт;
- порушення в конструкціях при їх експлуатації.

З літературних джерел встановлено, що для оцінки технічного стану об'єкту повинні вирішуватися наступні завдання:

- організація перевірки справності і його працездатності;
- правильність функціонування і пошук дефектів в процесі його виготовлення, монтажу, налаштування і експлуатації.

Діагностичне забезпечення повинно закладатися на стадії проектування об'єкту, забезпечуватися на стадії його виготовлення і монтажу і підтримуватися на стадії експлуатації.

Для виявлення дефектів і оцінки технічного стану існують різні методи, які розрізняються підходом до даної проблеми, застосуванням засобів вимірювань, визначенням необхідних діагностичних параметрів. Розроблені і застосовуються нові, сучасні методи і засоби вимірювань, які збільшують достовірність результатів застосування діагностики будівельних конструкцій, але не всі з них мають нормативне підтвердження.

Методологічні основи вирішення проблеми представлені на рис. 1.4.



Рис. 1.4. Методологічні основи вирішення проблеми

Аналіз методів оцінки технічного стану будівель показав, що:

- у існуючих методах оцінки технічного стану будівель не достатньо розроблений і не використовується інтегральний підхід до рішення даної задачі, більш того відсутній системний підхід в застосуванні методів руйнівного і неруйнівного контролю;

- існуючі методи оцінки технічного стану будівельних конструкцій не дозволяють отримати весь спектр необхідних - діагностичних параметрів;

- немає єдиних підходів при кількісній і якісній оцінці діагностичних параметрів для визначення категорії технічного стану будівельних конструкцій будівель і споруд;

- у приведених підходах не прописаний чіткий алгоритм прийняття рішення про технічний стан будівельних конструкцій;

- система моніторингу складних (високотехнологічних) будівельних споруд, заснована на сучасних перспективних методах оцінки технічного стану, знаходиться у стадії розробки і застосування;

- розробка методики кількісної оцінки технічного стану несучих систем будівель на основі динамічних критеріїв, яка дозволить проводити інтегральну оцінку будівель в цілому, використання в системах моніторингу будівельних конструкцій, є актуальним завданням.

Представлені вище висновки дозволяють сформулювати завдання дослідження і методологічні основи вирішення проблеми рис. 1.3.

Завдання дослідження:

- провести аналіз стану досліджень і нормативно-технічної бази в області діагностики технічного стану несучих систем будівель;

- визначити основні інформаційні ознаки стану ґрунтових основ і несучих конструкцій, при динамічному методі діагностування;

- провести чисельні дослідження впливу багатьох факторів (податливості ґрунтової основи, роботи тимчасових навантажень, дефектів і пошкоджень, податливості стиків і залишкових деформацій) на розрахункові

частоти власних коливань на прикладі будівель з залізобетонним каркасом, з використанням розрахункових комплексів;

- провести експериментальні дослідження частоти власних коливань будівель із залізобетонним каркасом і порівняти їх з розрахунковими значеннями;

- розробити методику кількісної оцінки технічного стану несучих систем будівель на основі динамічних критеріїв - періоду і частоти власних коливань.

Розробка методики кількісної оцінки технічного стану несучих систем будівель на основі динамічних критеріїв дозволить підвищити об'єктивність і достовірність розрахованих результатів, скоротити терміни проведення технічного обстеження.

## Висновки до розділу 1

На основі виконаного в розділі аналізу проблем оцінки технічного стану будівель, встановлено:

1. Основними діагностичними параметрами технічного стану будівель та споруд, що впливають на їх стійкість і надійність являються:

- геометричні параметри будівель, споруд, і їх основних конструктивних елементів;
- геологічні параметри будівельного майданчика;
- фізико-механічні параметри конструктивних елементів будівель;
- динамічні параметри будівель, споруд і ґрунтів будівельного майданчика.

2. Виділений динамічний метод діагностування, як метод який дозволяє оцінювати стан несучих систем будівель в цілому, для визначення категорії їх технічного стану.

3. Визначені критерії оцінки технічного стану несучих систем будівель за допомогою динамічного методу - це період і частота власних коливань будівель.

## РОЗДІЛ 2

### ТЕОРЕТИЧНІ ПІДХОДИ ДЛЯ ВИЗНАЧЕННЯ КІЛЬКІСНОЇ ОЦІНКИ ТЕХНІЧНОГО СТАНУ БУДІВЕЛЬ

Другий розділ магістерської роботи присвячений теоретичним підходам до визначення кількісної оцінки технічного стану будівель і визначення залежності зниження власної частоти коливань будівель на жорсткість несучих конструкцій. Показано, що вплив зниження жорсткості будівельних конструкцій на значення частоти власних коливань, дозволяє судити про зниження несучої здатності, як ґрунтових основ, так і несучих конструкцій.

2.1. Особливості розрахунку частот власних коливань будівель і споруд методом кінцевих елементів

В даний час широкого поширення набув метод виразу переміщень будь-якої споруди через скінченне число координат переміщень, який об'єднує особливості як методу зосереджених мас, так і методу узагальнених координат. Цей метод, розроблений на базі методу кінцевого елемента (МКЕ), дозволяє побудувати зручну і обґрунтовану модель системи і особливо ефективний при розрахунках за допомогою комп'ютерної техніки.

Сучасні будівлі і споруди найчастіше є складними просторовими конструктивними багатоелементними системами. Вони можуть мати складну конфігурацію в плані, обумовлену наявністю великої кількості нерегулярно розташованих балконів, еркерів, лоджій; нерегулярно розташовані вертикальні несучі елементи, а саме колони, пілони, діафрагми. І тут використання традиційних спрощених методів розрахунку, що базуються на одновимірних і двовимірних розрахункових схемах, часто не дозволяють адекватно оцінити реакцію споруди на діючі навантаження, виділити вразливі елементи системи

або, навпаки, виявити невживані резерви міцності і, як наслідок, забезпечити необхідну економічність конструктивних рішень, що розробляються.

Для повного відображення індивідуальних особливостей складних конструкцій при оцінці їх динамічних характеристик найбільш раціональним є використання методу кінцевих елементів (МКЕ). По цьому методу можна з будь-яким ступенем деталізації побудувати фізичну модель досліджуваної конструкції маючи в своєму розпорядженні відповідний набір кінцевих елементів (КЕ) і алгоритм обчислення матриць їх динамічних жорсткостей. Під останньою розуміється сукупність матриць жорсткості і матриць мас системи.

Рівняння вільних коливань споруди в матричній формі має вигляд:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [K]\{u\} = 0 \quad (2.1)$$

Припустимо, що вільні коливання є гармонійними. Тоді, переміщення динамічної системи можуть бути представлені у формі:

$$\{u\} = \{\phi\}_i \cos \omega_i t, \quad (2.2)$$

де  $\{\phi\}_i$  –  $i$ -й власний вектор, що описує форму коливань на  $i$ -й власній частоті;  $\omega_i$  –  $i$ -та власна кругова частота;  $t$  – час.

Підставляючи (2.2) в (2.1), отримаємо:

$$([K] - \omega_i^2 [M])\{\phi\}_i = \{0\}. \quad (2.3)$$

Ця рівність задовольняється, якщо  $\{\phi\}_i \neq 0$ , або визначник матриці  $[K] - \omega_i^2 [M]$  дорівнює нулю. Перший випадок дає тривіальний розв'язок. Другий випадок приводить до узагальненої проблеми власних значень (2.3).

Разом з круговою власною частотою  $\omega_i$  в натурних дослідженнях використовувалася власна частота  $f_i$ , що є числом коливань в одиницю часу рівна:

$$f_i = \omega_i / 2\pi \quad (2.4)$$

Розв'язання узагальненої проблеми власних значень полягає у визначенні кількості  $n$  пар власних частот  $\omega^2$  і власних векторів  $\{\phi\}_i$ , а величина  $n$  залежить від порядку системи, тобто від загального числа ступенів свободи конструкції.

В даний час існує велика кількість розрахункових комплексів, що дозволяють в своїй структурі визначити спектр частот і форм власних коливань. До таких відносяться програми Ліра, Stark\_ES, SCAD, ANSYS, NASTRAN, COSMOS, ROBOT Millennium та інші.

Принциповим питанням при моделюванні процесу динамічної деформації залізобетонних елементів, що мають тріщини, МКЕ є вибір способу визначення тріщиноутворення в бетоні і урахування арматури в кінцевому елементі. Опис армування КЕ може бути проведене по трьом схемам:

- виділення арматури у вигляді кінцевих елементів, що мають зв'язки з бетонними блоками;
- суперпозиція матриць жорсткості бетону і арматури в КЕ;
- розподіл арматури за об'ємом КЕ.

Урахування утворення тріщин в бетоні при розрахунку залізобетонних конструкцій МКЕ здійснюється двома способами. Згідно з першою схемою тріщина з'являється на границі кінцевих елементів між [4, 42, 43]. По другій схемі тріщина появляється всередині КЕ, при цьому зміна фізико-механічних



характеристик КЕ у зв'язку з появою тріщини поширюється на весь об'єм [28]. Найбільш поширена друга схема утворення і розвитку тріщини в залізобетоні.

Фізичні співвідношення, що визначають напруження і деформації бетону і арматури, розглядаються в межах окремого КЕ, властивості бетону, що має тріщину, і арматури усереднюються. Таким чином, при розрахунку по даній схемі на будь-якій стадії динамічної деформації розглядається безперервне тіло, що складається з окремих КЕ, деформативні властивості яких ідентичні залізобетону. Властивості реального залізобетонного КЕ в процесі деформації визначаються зчепленням арматури з бетоном, наявністю тріщин в бетоні, швидкістю деформації, інтенсивністю і часом дії навантаження і ін.

## 2.2. Урахування характеристик матеріалів елементів несучих конструкцій при динамічних розрахунках будівель

Недосконалість будівельних конструкцій може викликати зменшення площ робочих перерізів і моментів інерції в порівнянні з проектними параметрами. Механічні характеристики матеріалів, а саме модуль пружності, коефіцієнт Пуассона, нормативний опір конструкційних матеріалів, також можуть відрізнятися від проектних значень внаслідок як природної неоднорідності, так і технологічних причин. В процесі експлуатації конструкцій і у зв'язку з їх старінням відбувається подальше зниження вказаних параметрів, що в свою чергу сприяє зменшенню несучої здатності. Зазначимо, що при цьому не спостерігається помітного зниження матеріаломісткості конструкцій.

Фізичний стан споруди в цілому оцінюється в результаті аналізу основних несучих конструктивних елементів. Припустимо, що при оцінці міцності і стійкості споруд можна нехтувати зміною масових характеристик, тоді несучу здатність несучих конструкцій можна охарактеризувати згинальною жорсткістю найбільш небезпечних перерізів.

$$B = EI, \quad (2.5)$$

де  $E$  - модуль пружності;  $I$  - момент інерції нормального перерізу.

Вказані передумови дають можливість оцінювати несучу здатність споруди по спектру частот власних коливань  $\omega_i$ , і за  $n$  власних форм, пов'язаними з середньою жорсткістю співвідношенням:

$$f_i = \frac{\alpha_i^4 B}{H^4 m}, \quad (2.6)$$

де  $\alpha_i$  - частотний коефіцієнт, залежний від пружних властивостей опорного перерізу;  $H$  - проліт конструктивного елемента, а для висотних споруд - висота споруди;  $m = const$  - погонна маса.

При проведенні динамічних розрахунків споруд необхідно знати пружні властивості матеріалів, тобто їх модулі пружності. Ці характеристики залежать від багатьох факторів і тому правильно призначити їх величину - не просте завдання. Зокрема, пружні властивості матеріалів змінюються із зміною його напруженого стану, особливо під час переходу напружень за границю пружності. У реальних конструкціях до цього додається вплив великого числа місцевих напружених станів, що не піддаються урахуванню в розрахунках і що вносять суттєві поправки до характеристик матеріалів конструкцій[39].

Все це призводить до того, що окремий розгляд пружних властивостей матеріалів у відриві від конструкцій, а тим більше від цілих будівель, не має сенсу. Тому зупинимося спочатку на деяких загальних питаннях. При підрахунку прогинів в конструкціях від дії статичних навантажень найбільший інтерес зазвичай представляє визначення максимально можливих їх значень, які, як відомо, залежать не лише від пружних, але також і від незворотних деформацій, пов'язаних з пластичними властивостями матеріалу.

При динамічних же розрахунках для визначення періодів, форм і амплітуд коливань необхідно знати властивості, визначальні тільки пружні деформації матеріалу або конструкції. Характеристика, що враховує всі деформації матеріалу, включаючи пластичні деформації і деформації пружної післядії, буде відрізнятися від показників, що оцінюють тільки його пружні деформації.

Для пояснення сказаного на рис. кривій  $Oab$  показана залежність між загальною деформацією конструкції і навантаженням  $P$  при звичайному статичному відносно повільному завантаженні. Тут загальна деформація  $Oc$  включає і - виходить з нахилу прямої  $db$ . У цьому практично і полягає різниця між пружною і залишковою частинами. Якщо конструкцію розвантажити, то зникає лише пружна частина деформації, а залишкова частина  $dO$  зберігається. З графіка видно, що для визначення максимального прогину конструкції, при її статичному розрахунку слід користуватися пружною характеристикою, що визначається нахилом прямої  $ob$ , а для визначення періоду власних коливань системи статичною і динамічною пружними характеристиками конструкції, або, що по сенсу те ж, між статичним і динамічним модулями пружності матеріалу.

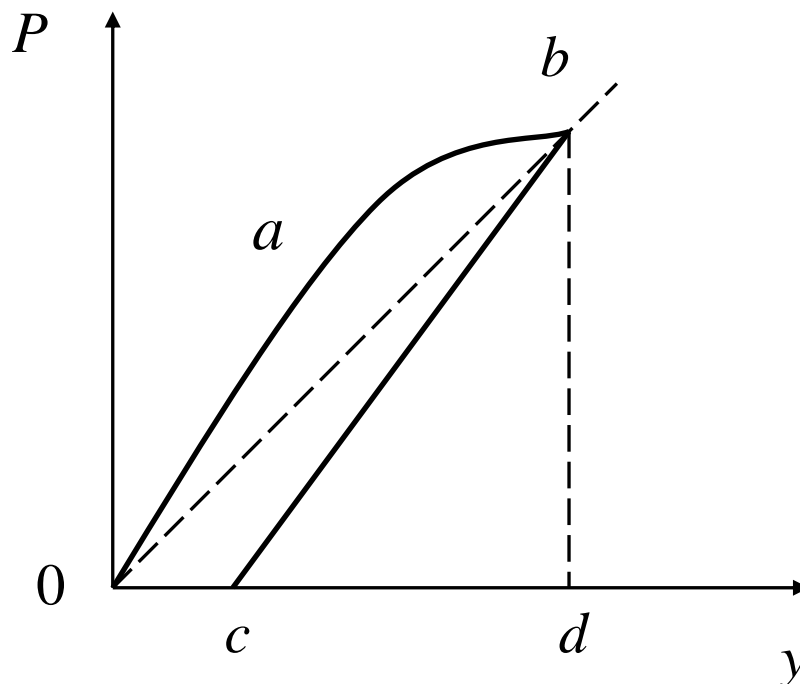


Рис. 2.1. Діаграма  $P - y$  для статичного навантаження

Ряд експериментів, що полягали в дослідному статичному і динамічному визначенні їх пружних властивостей, показав, що якщо порівнювати значення модулів пружності, знайдених по частотах власних коливань, з величинами, отриманими із статичних навантажень, враховуючи при цьому тільки пружну частину деформації, тобто величину  $dc$  на рис.2.1, то значення їх досить близькі один до одного. Це справедливо не тільки для конструкцій, виконаних з одного матеріалу, наприклад зі сталі або деревини, але також і із залізобетону, де здавалося б своєрідне розділення роботи арматури на розтяг і бетону на стиск могло викликати сумніви, що при коливаннях із знакозмінними напруженнями, жорсткість конструкцій не відповідатиме своєму статичному значенню, а виявиться нижчим за неї.

Надзвичайно важливим, з практичної точки зору, є питання про те, якими конкретними значеннями пружних характеристик слід користуватися при розрахунках, щоб їх результати краще співпадали з дійсними значеннями.

Численні порівняння фактичних експериментальних даних з розрахунковими величинами, обчисленими виходячи із значень моделей пружності, що відповідають їх нормативним величинам, показують, що вони дають задовільний збіг. При розрахунку залізобетонних конструкцій необхідно враховувати всю площу перерізу бетону, як стиснуту, так і розтягнуту, а значення  $E_b$  набуває відповідне його початковій величині при стиску - розтягу.

При проектуванні будівель дуже важливо уміти визначати їх динамічні параметри. Як показують результати натурних вимірювань фактичних величин періодів власних коливань більшості будівель, значення  $T$  залежать від жорсткості самої будівлі, а також від податливості основи, причому виявляється, що чим жорсткіша сама будівля, тим більший вплив на періоди коливань чинить податливість основи. У зв'язку з цим, як показали дослідження деяких авторів, при виборі розрахункових схем реальних споруд необхідно одночасно враховувати податливість основи і деформативність конструкцій, а також фактичну жорсткість конструкцій, включаючи і жорсткість другорядних

елементів. При цьому схема приймається у вигляді системи, що деформується, пружно пов'язаної з основою. Тоді періоди вільних коливань такої системи приблизно можна визначити за формулою Дункерля:

$$T = \sqrt{T_0^2 + T_k^2}, \quad (2.7)$$

де  $T_k$  - період вільних коливань будівлі, коли враховуються тільки деформації його конструкцій;  $T_0$  - період вільних коливань абсолютно жорсткої будівлі внаслідок податливості основи, рівний:

$$T_0 = 2\pi \sqrt{\frac{\Theta}{k_\alpha}}, \quad (2.8)$$

де  $\Theta$  - момент інерції маси відносно осі обертання, тобто осі, що проходить через центр ваги основи перпендикулярно до площини коливань;  $k_\alpha$  - кутова жорсткість основи. Для суцільних фундаментів:

$$k_\alpha = 2C_z I_\phi, \quad (2.9)$$

де  $C_z$  - коефіцієнт пружного рівномірного стиску основи;  $I_\phi$  - момент інерції площі основи.

Величина періоду коливань будівлі  $T_k$  залежить від розрахункової схеми споруди при дії горизонтальних навантажень. При дослідженні форм коливань різних будівель було встановлено, що форма їх деформації різна. У будівлях з жорсткою конструктивною схемою переважають деформації зсуву; а у гнучких спорудах - деформації згину.

Задовільна збіжність експериментальних і розрахункових значень періодів коливань виходить при розгляді розрахункової схеми споруд як системи з рівномірно розподіленою масою, що працює на згин і зсув.

Жорсткість каркасних споруд визначається в основному наступними факторами:

- жорсткістю каркаса;
- жорсткістю заповнення і інших другорядних елементів, що включаються в роботу при дії горизонтального навантаження;
- податливістю основи.

Залежно від конструкції споруди кожен з перерахованих факторів може набувати головного або другорядного значення. У загальному випадку жорсткість каркасних будівель  $B_{б\text{уд}}$  приблизно може визначатися по формулі:

$$B_{б\text{уд}} = B_{к} + B_{зв} + B_{ст}, \quad (2.10)$$

де  $B_{к}, B_{зв}, B_{ст}$  - відповідно жорсткості каркаса, зв'язків і стін.

В даний час в практиці проектування використовуються в основному дві розрахункові схеми каркасних будівель: схеми роботи чистого каркаса і каркаса з заповненням. У першому випадку враховується жорсткість самого каркасу, у другому розрахунок виконується з урахуванням жорсткості основи.

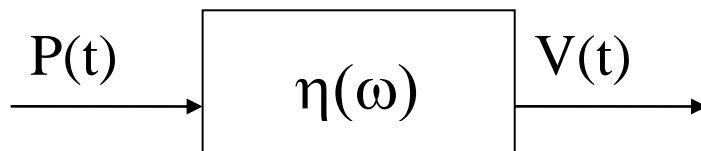
Треба пам'ятати, що відносний збіг розрахункових жорсткостей конструкцій з їх дійсними значеннями, має місце лише в межах звичних експлуатаційних навантажень, або навантаженнях, що незначною мірою їх перевищують, і не викликають в конструкціях суттєвих пошкоджень. Якщо ж розрахунок споруди виконується за стадією, що наближається до руйнування, то вказаний збіг, буде порушено у бік зниження фактичних пружних властивостей.

### 2.3. Інформативні ознаки динамічного способу діагностування

Динамічний спосіб діагностування заснований на виявленні інформативних діагностичних ознак стану ґрунтових основ і несучих конструкцій, що містяться в передаточній функції споруди  $\eta(\omega)$  по спектрах вихідних сигналів вібраційних переміщень і прискорень  $G_y(\omega)$ .

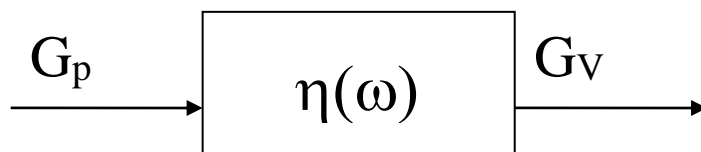
Інформативними діагностичними ознаками являються два параметри передаточної функції  $\eta(\omega)$ , які змінюються при зниженні жорсткості  $B$ , а саме відбувається зниження власної  $f_{ij}$  частоти коливань на деяку величину  $\Delta f$  і збільшення піку передаточної функції  $\eta(\omega)$  в  $\nu$  раз (де  $i$  - номер форми коливань,  $j$  - номер системи, що діагностується) рис. 2.2.

а)



$$V(t) = f[x(t), y(t), z(t)]; \quad f_{ij} \Rightarrow \eta(\omega) = V(t)/P(t).$$

б)



$$f_{ij} \Rightarrow \eta(\omega) = G_v(\omega)/G_p(\omega).$$

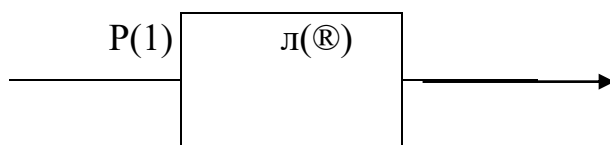


Рис. 2.2. Теоретичні підходи до динамічного способу діагностування: а - при детермінованих динамічних навантаженнях; б - при випадкових динамічних навантаженнях (по В.В.Болотіну).

Жорсткість будівельних систем  $B$  являється фізичним показником їх несучої здатності ідентифікація зниження жорсткості будівельних систем на деяку величину  $\Delta B$  по параметрах  $\Delta f$  і  $\nu$ , що фіксуються в спектрах вихідних сигналів вібраційних переміщень і прискорень  $G_V(\omega)$ ; дозволяє судити про зниження несучої здатності як ґрунтових основ, так і несучих конструкцій.

Інформативними діагностичними ознаками служать два параметри, які змінюються при зміні (зниженні) жорсткості  $\Delta B$ , а саме відбувається зниження частоти власних коливань  $f_{ij}$  на величину  $\Delta f$  і збільшення піку передаточної функції  $\eta(\omega)$ , де  $i$  1-номер форми коливань  $j$ -ї системи, що діагностується. Зміщення піку  $\Delta f$  пропонується розраховувати по формулі:

$$\Delta f = f_p - f_\phi, \quad (2.11)$$

де  $f_\phi$  - фактичне, значення частоти власних коливань, що визначається експериментально;  $f_p$  - розрахункова частота власних коливань будівлі. При нормативному технічному стані будівлі, у разі використання формули (2.11) повинна виконуватися умова:

$$f_p \geq f_\phi \quad (2.12)$$

Вплив фізико - механічних характеристик ґрунтової основи, модуля пружності, кута внутрішнього тертя, коефіцієнта зчеплення, і характеристик несучих конструкцій будівель, модулі пружності і моменти інерції перерізів як для бетону, так і для арматури, особливо в тому разі коли має місце утворення тріщин в бетоні, на жорсткість конструкції, що виявляються по аналізу спектрів вібраційних переміщень і прискорень є комплексним показником зниження її несучої здатності. Основною діагностичною ознакою служить зміщення піку



$\Delta f$ , який визначається по запропонованій нами формулі (2.11), а друга ознака  $\nu$ , амплітуда коливань являється допоміжною, оскільки в цьому випадку залежить не тільки від зниження жорсткості  $\Delta B$ , але і від збільшення енергії зовнішнього динамічного навантаження.

Показано, що при динамічній діагностиці судити про зниження несучої здатності, жорсткості, ґрунтових основ і будівельних несучих конструкцій, лише за фактом збільшення амплітуд їх коливань фізично неправомірно. Необхідне знання головного параметра  $\Delta f$ , який і є основною інформативною діагностичною ознакою зниження жорсткості – несучої здатності конструкцій, що діагностуються.

Враховуючи, що жорсткість будівельних систем  $B$  є фізичним показником їх несучої здатності, тоді визначення зниження жорсткості будівельних систем на деяку величину  $\Delta B$  за параметрами  $\Delta f$  і  $\nu$ , що фіксуються в спектрах вихідних сигналів переміщень і прискорень  $G_V(\omega)$ , дозволить судити про зниження несучої здатності, як ґрунтових основ, так і несучих конструкцій, відповідно до умови:

$$\Delta B = f(\Delta f, \nu), \quad (2.13)$$

При цьому, якщо  $\Delta f = 0$ , а  $\nu = 1$  то стан елементів, несучих конструкцій стабільний, а при  $\Delta f > 0$  і  $\nu = 1$  жорсткості та несуча здатність елементів знижується.

Для визначення величини  $\Delta f$  необхідно більш точно оцінювати експериментальну і розрахункову величини частоти власних коливань несучих конструкцій.

## Висновки до розділу 2

1. Розглянуті особливості розрахунку частот власних коливань будівель і споруд методом кінцевих елементів.

2. Встановлено, що фізичний стан споруди оцінюється в цілому в результаті аналізу основних конструктивних елементів.

3. Визначені основні фактори від яких залежить жорсткість каркасних споруд:

- жорсткість самого каркасу;
- жорсткість заповнення і інших другорядних елементів;
- елементи, що включаються в роботу при дії горизонтального навантаження;
- податливість основи.

4. Теоретично обґрунтована основна діагностична ознака зниження жорсткості несучих систем, що представлена у вигляді різниці фактичного і розрахункового значень частоти власних коливань.

### РОЗДІЛ 3

## ЧИСЛОВЕ МОДЕЛЮВАННЯ ВЛАСНИХ КОЛИВАНЬ БАГАТОПОВЕРХОВОЇ БУДІВЛІ З ЗАЛІЗОБЕТОННИМ КАРКАСОМ

### 3.1. Об'ємно-планувальні рішення будівлі

Багатоповерхова будівля має прямокутну форму в плані. Конструктивна схема будівлі каркасна. Кількість прольотів 2. Підвальні приміщення відсутні. Розміри будівлі на першому і другому поверсі: в осях 3'-10 – 58,640 м; в осях А-В – 10,000 м, висота по верху конька покрівлі 9,895 м. Розміри будівлі на третьому, четвертому і п'ятому поверхах: в осях 1-10 – 47,640 м; в осях А-В – 10,000 м, висота по верху конька покрівлі 24,605 м. Шостий поверх будівлі знаходиться в осях 3-4 і 8-10. Розміри шостого поверху складають: в осях 3-4 – 3,640 м, в осях 8-10 – 11,000 м; в осях А-В – 10,000 м, висота по верху конька покрівлі 27,195 м в осях 3-4 і 29,305 м в осях 8-10.

Каркас будівлі складається з монолітного залізобетону: монолітні ребристі плити перекриття і покриття, які спираються на монолітні колони. Покрівля будівлі двохскатна, ухил покрівлі в осях А і В дорівнює 11%, відведення води з покрівлі неорганізоване. Освітлення цехів природне в денний час і електричне в нічний.

Стійкість споруди забезпечується жорстким диском монолітного залізобетонного перекриття і покриття, а також жорстким з'єднанням колон з головними балками перекриття і покриття.

План будівлі на відм. 1,200 наведений на рис.3.1.

Відмітка підлоги першого поверху 1,200 м.

Зовнішні захисні конструкції цеху виконані з керамічної глиняної цегли. Товщина зовнішніх захисних конструкцій на першому поверсі – 510 мм, на останніх – 380 мм.

Перегородки виконані у вигляді цегляних самонесучих простінків, завтовшки 120 мм і 250 мм.

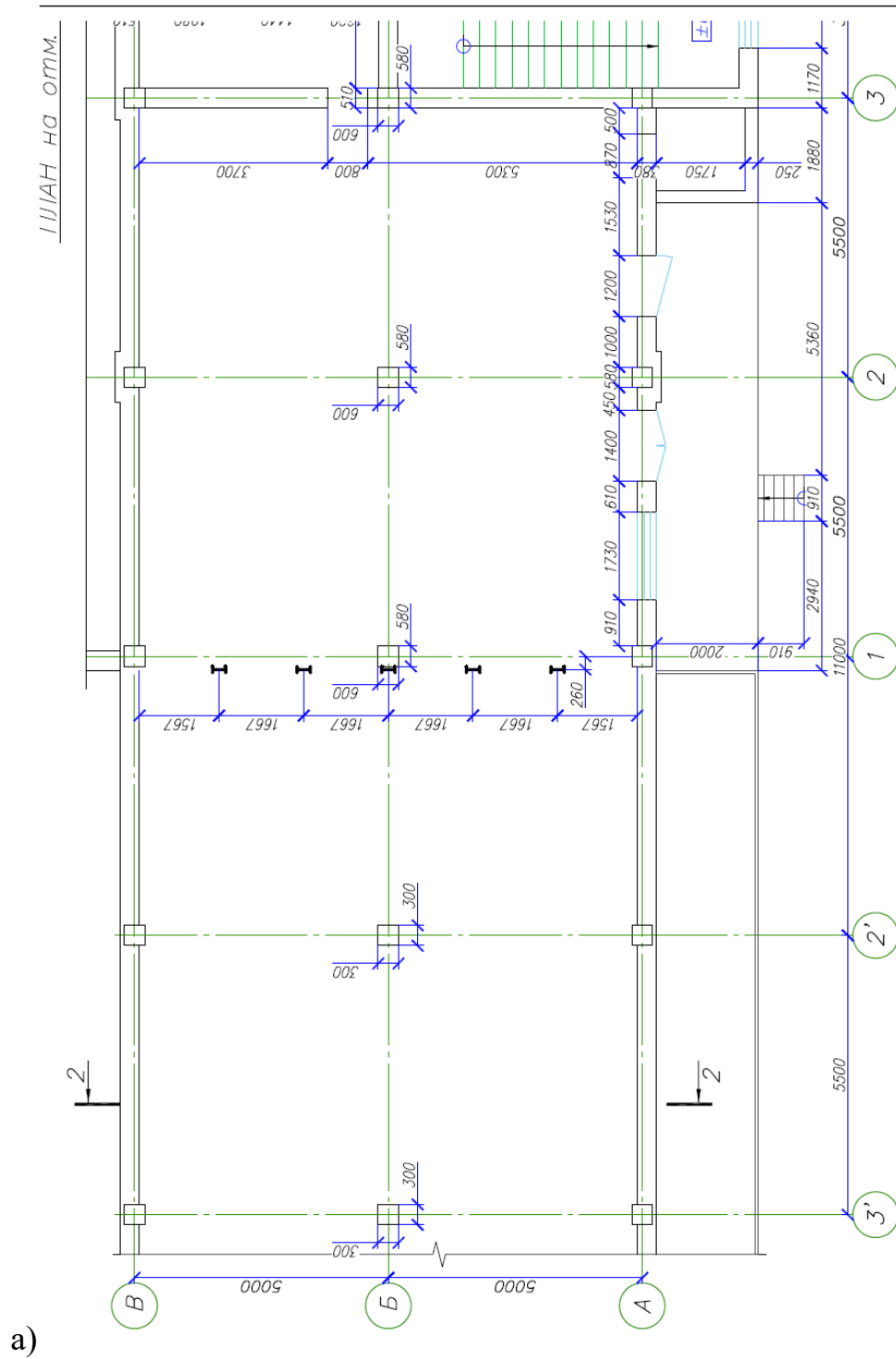


Рис. 3.1. План будівлі на відм. 1,200. Фрагмент а

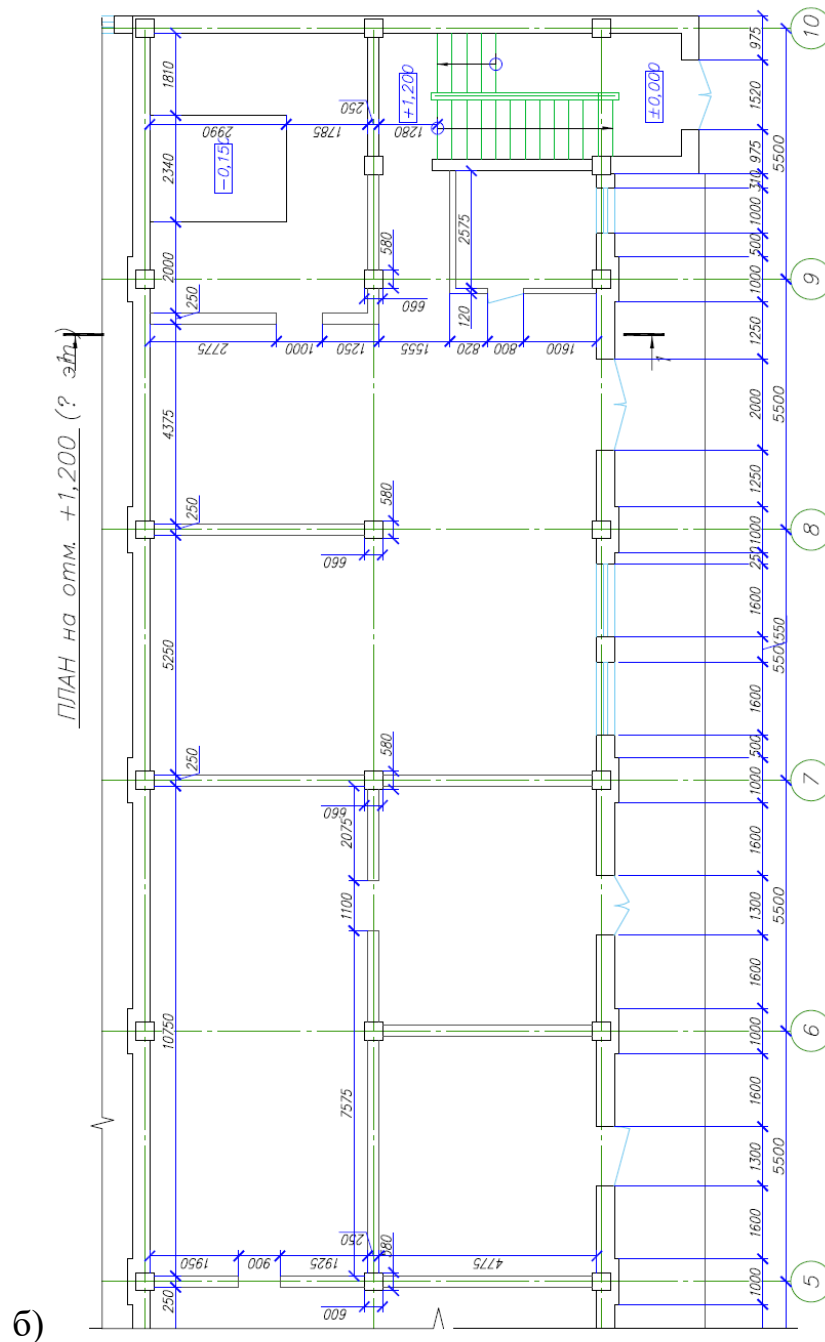


Рис. 3.1. План будівлі на відм. 1,200. Фрагмент б

Розміри конструктивних елементів монолітного залізобетонного покриття: головні балки –  $h=440$  мм,  $b=280$  мм; другорядні балки –  $h=300$  мм,  $b=200$  мм; плита –  $h=120$  мм.

Розміри конструктивних елементів монолітного залізобетонного перекриття на відм. 23,830: головні балки –  $h=550$  мм,  $b=300$  мм; другорядні балки –  $h=520$  мм,  $b=260$  мм; плити –  $h=200$  мм.

Розміри конструктивних елементів монолітного залізобетонного перекриття на відм. +18,830: головні балки –  $h=690$  мм,  $b=300$  мм; другорядні балки –  $h=600$  мм,  $b=260$  мм; плита –  $h=210$  мм.

Розміри конструктивних елементів монолітного залізобетонного перекриття на відм. 14,330: головні балки –  $h=830$  мм,  $b=300$  мм; другорядні балки –  $h=640$  мм,  $b=260$  мм; плита –  $h=170$  мм.

Розміри конструктивних елементів монолітного залізобетонного перекриття на відм. 9,700: головні балки –  $h=740$  мм,  $b=300$  мм; другорядні балки –  $h=530$  мм,  $b=260$  мм; плита –  $h=130$  мм.

Розміри конструктивних елементів монолітного залізобетонного перекриття на відм. 5,270: головні балки –  $h=690$  мм,  $b=300$  мм; другорядні балки –  $h=570$  мм,  $b=260$  мм; плита –  $h=120$  мм.

На основі об'ємно – планувального рішення була сформована блочна модель будівлі для подальших розрахунків методом кінцевих елементів (рис. 3.2).

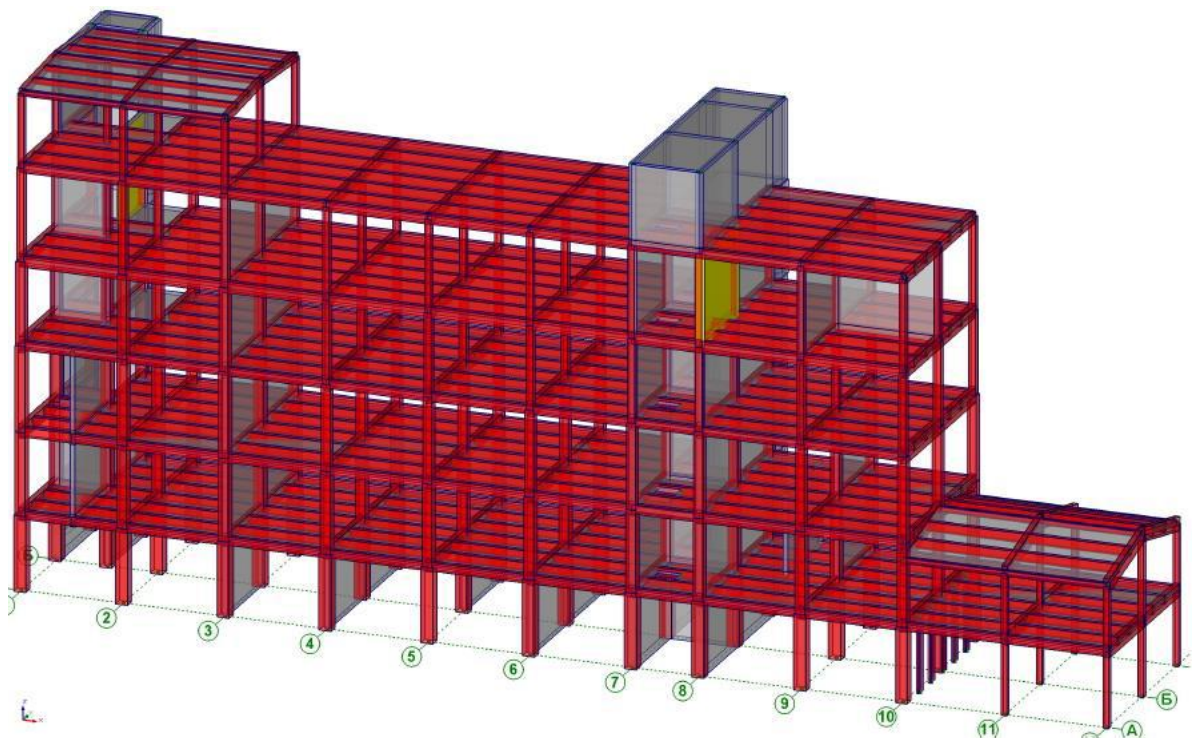


Рис. 3.2. Блочна модель будівлі

### 3.2. Конструктивне рішення будівлі

Будівля має каркасну схему і має шість поверхів. Основними несучими елементами будівлі, є:

Окремо стоячі фундаменти – монолітні залізобетонні, ступінчастого типу, стовпчасті з розпірками. Розпірки замонолічувались в стовпчасті фундаменти на етапі бетонування. Клас бетону фундаментів не нижче В12,5. Глибина закладення фундаментів від рівня поверхні ґрунту – 1,2 м.

Колони каркасу – монолітні залізобетонні різного січення на кожному поверсі:

1 поверх – 660х580 мм;

2 поверх – 550х520 мм;

3 поверх – 550х510 мм;

4 поверх – 480х480 мм;

5 поверх – 380х380 мм;

6 поверх – 300х300 мм.

Армування колон виконане арматурою  $\varnothing 20$  мм АІ, хомути виконані з чечевицеподібної арматури  $\varnothing 5$  мм з кроком 300 мм.

Зовнішні захисні конструкції, виконані з керамічної цегли. Товщина зовнішніх захисних конструкцій, на першому поверсі – 510 мм, на останніх – 380 мм. Марка цегли не нижче М150, марка розчину не нижче М25.

Перекрыття монолітні ребристі залізобетонні розмірами головних балок, другорядних балок і плит приведеними в п.3.1. Армування перекрыття виконане сіткою з чечевицеподібної арматури  $\varnothing 12 \times 6$  мм з кроком 150 мм по напрямку буквених осей і 300 мм по напрямку цифрових осей. Клас бетону перекрыття не нижче В15.

Покриття монолітне залізобетонне ребристе з розмірами головних балок, другорядних балок і плит приведеними в п.3.1. Армування покриття виконане сіткою з чечевицеподібної арматури  $\varnothing 12 \times 6$  мм з кроком 120 мм по напрямку

буквених осей) і 250 мм по напрямку цифрових осей. Клас бетону покриття не нижче В15 [33].

Килим покриття виконаний з двох шарів гідроізоляції на підстиляючому бітумному шарі, утеплювачем служить 100 мм шлакового відсіву.

Всі цегляні перегородки (завтовшки 65 мм, 120мм і 250 мм), самонесучі, в будівлі виконані з керамічної цегли марки не нижче М75 на цементному розчині не нижче М50.

Підлоги – бетонні (в осях 8-10), керамічна плитка (в осях 1-8).

Двері, ворота – металеві, дерев'яні, металопластикові.

Віконні заповнення – дерев'яні, металопластикові вікна.

Модель методу кінцевих елементів (див. рис. 3.3.) була сформована із використанням рамних стержневих елементів для колон та балок, а також пластин для моделювання роботи елементів перекриттів. Кожне перекриття розділялось на окремі прямокутні та в зонах спирання колон трикутні кінцеві елементи, характеристичні розміри яких не перевищували 0,5 м.

### 3.3. Збір навантажень що діють на будівлю

#### 3.3.1. Навантаження від людей.

Таблиця 3.1

Розрахунок виконаний за нормами проектування ДБН В.1.2-2:2006

Для розрахунку об'єкту в цілому		
Покриття на ділянках:		
а) з можливим скупченням людей (що виходять з виробничих приміщень, залів, аудиторій і тому подібне)		
Максимальне значення нормативного навантаження :		
Повне	3,924	кН/м <sup>2</sup>
Знижене	1,373	кН/м <sup>2</sup>



Продовження таблиці 3.1

Коефіцієнт надійності по навантаженню $\gamma_f$	1,2	
	Нормативне значення	Розрахункове значення
Повне	3,924 кН/м <sup>2</sup>	4,709 кН/м <sup>2</sup>
Знижене	1,373 кН/м <sup>2</sup>	1,648 кН/м <sup>2</sup>

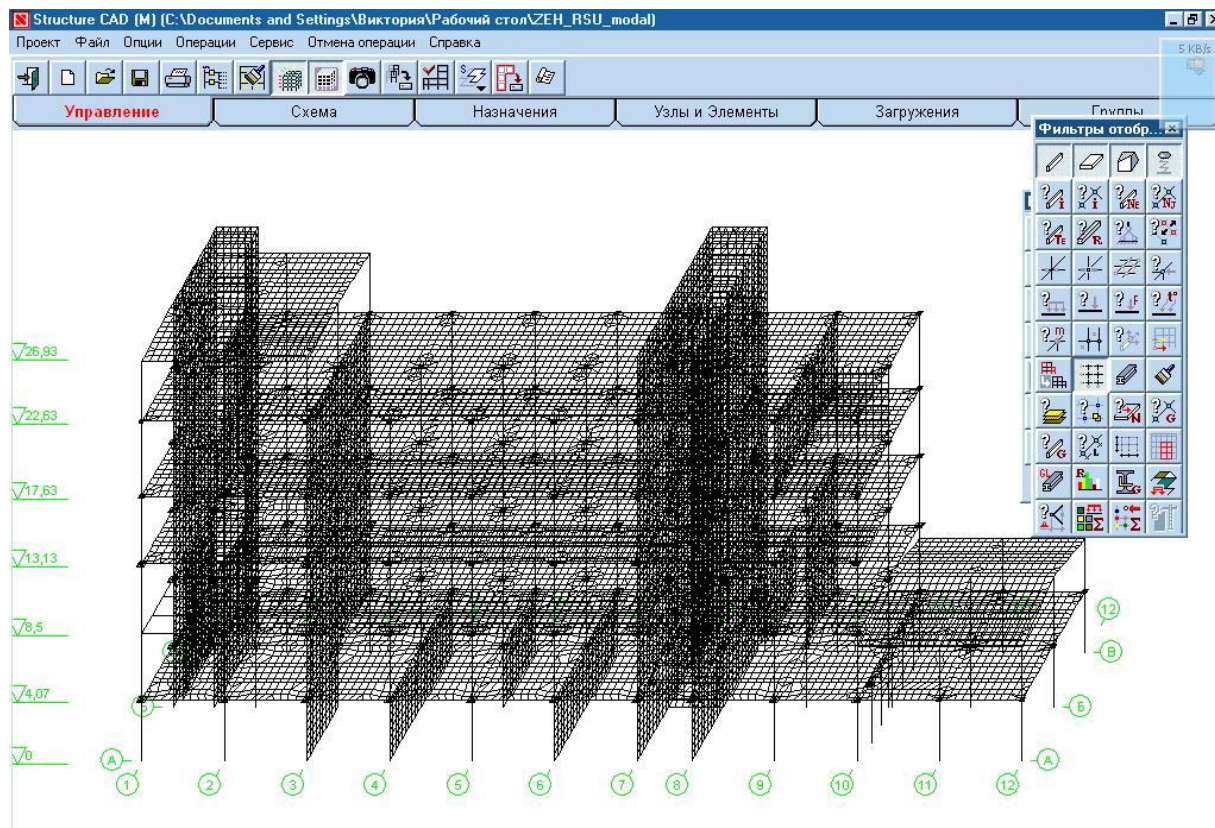


Рис. 3.3. Кінцево-елементна модель каркасної будівлі

## 3.3.2. Навантаження на міжповерхові перекриття.

Таблиця 3.2

## Перекриття першого поверху

Найменування	Нормативне навантаження	$\gamma_f$	Розрахункове навантаження
1	2	3	4
1. Керамічна плитка завтовшки $t=5$ мм $\gamma=17$ кН/м <sup>3</sup> ; $q=17*0,005=0,085$ кН/м <sup>2</sup>	0,085	1,2	0,102

Продовження таблиці 3.2

1	2	3	4
2. Цементно-пісчаний розчин 20-30 мм	0,6	1,3	0,78
3. Звукоізоляція - шлаковий відсів t=60 мм $\gamma=9 \text{ кН/м}^3$ ; $q=9*0,06=0,54 \text{ кН/м}^2$	0,54	1,3	0,702
4. Цементно-пісчана стяжка	0,2	1,3	0,26
Разом вага 1 м <sup>2</sup> конструкції підлоги	1,225		1,584

Таблиця 3.3

## Навантаження від покрівлі

Найменування	Нормативне навантаження	$\gamma_f$	Розрахункове навантаження
1. Рубероїд з крупнозернистим посипанням 2 шари; $0,024*2=0,048 \text{ кН/м}^2$	0,048	1,2	0,0576
2. Утеплювач шлаковий відсів t=100 мм $\gamma =9 \text{ кН/м}^3$ ; $q=9*0,1=0,9 \text{ кН/м}^2$	0,9	1,3	1,17
3. Бітумна пароізоляція	0,04	1,3	0,052
4. Цементно-пісчана стяжка	0,2	1,3	0,26
Разом вага 1м <sup>2</sup> покрівлі	1,188		1,5396

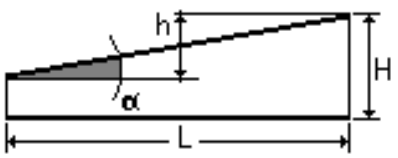
Звіт сформований програмою ВЕСТ, версія: 3.7.1.3 від 06.05.2008.

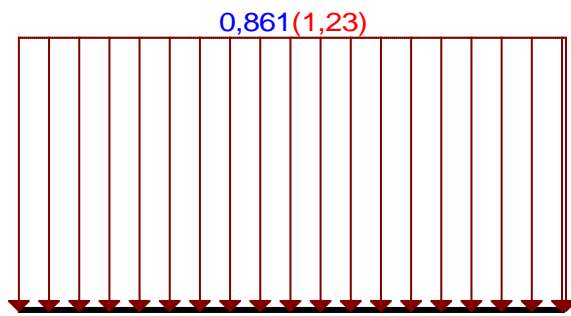
## 3.3.3. Снігові навантаження.

Розрахунок виконаний за нормами проектування ДБН В.1.2-2:2006.

Таблиця 3.4

## Снігове навантаження на плоскі ділянки покрівлі

Параметр	Значення	Одиниці виміру
Місцевість		
Сніговий район	III	
Нормативне значення снігового навантаження	1,236	кН/м <sup>2</sup>
Тип місцевості	С - Міські райони іззабудовою будівлями заввишки більше 25 м	
Середня швидкість вітру взимку	5	м/сек
Середня температура січня	0	°С
Будівля		
		
Висота будівлі Н	29,305	м
Ширина будівлі В	10	м
Н	4,3	м
$\alpha$	35,628	град
L	6	м
Неутеплена конструкція з підвищеним тепловиділенням	Немає	
Коефіцієнт надійності по навантаженню $\gamma_f$	1,429	



Одиниці вимірювання:  $\text{кН/м}^2$

— Нормативне значення

— Розрахункове значення

Звіт сформований програмою **ВЕСТ**, версія: 3.7.1.3 від 06.05.2008

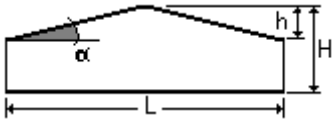
Розрахунок виконаний по нормах проектування ДБН В.1.2-2:2006

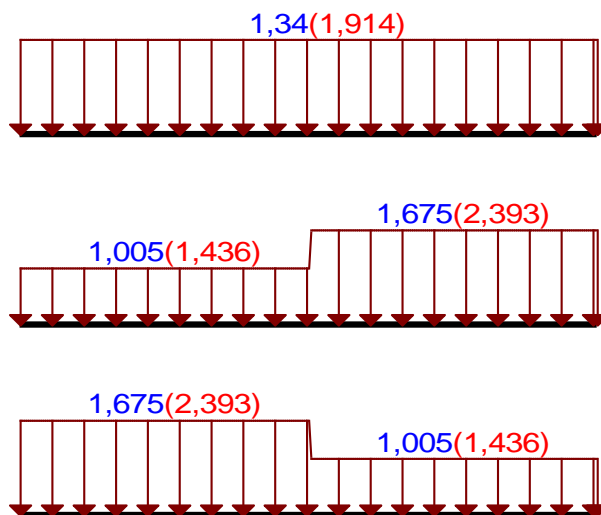
Таблиця 3.5

Снігове навантаження на ділянках двохскатної покрівлі

Параметр	Значення	Одиниці вимірювання
1	2	3
Місцевість		
Нормативне значення снігового навантаження	1,34	$\text{кН/м}^2$
Тип місцевості	С - Міські райони із забудовою будівлями заввишки більше 25 м	
Середня швидкість вітру взимку	5	м/сек
Середня температура січня	0	$^{\circ}\text{C}$

Продовження таблиці 3.5

1	2	3
Будівля		
		
Висота будівлі Н	29,305	м
Ширина будівлі В	10	м
Н	1,22	м
$\alpha$	22,13	град
L	6	м
Не утеплена конструкція з підвищеним тепловиділенням	Немає	
Коефіцієнт надійності по навантаженню $\gamma_f$	1,429	



Одиниці вимірювання:  $\text{кН/м}^2$


— Нормативне значення

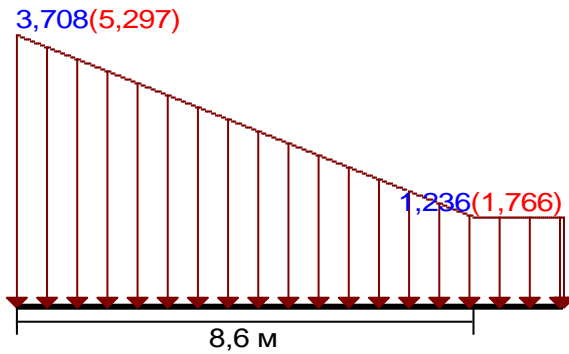
— Розрахункове значення

Розрахунок виконаний по нормах проектування ДБН В.1.2-2:2006.

Таблиця 3.6

Снігове навантаження на ділянках, що мають перепади висот

Параметр	Значення	Одиниці вимірювання
1	2	3
Місцевість		
Сніговий район	III	
Нормативне значення снігового навантаження	1,236	кН/м <sup>2</sup>
Тип місцевості	С - Міські райони із забудовою будівлями заввишки більше 25 м	
Середня швидкість вітру взимку	5	м/сек
Середня температура січня	0	°С
Будівля		
		
Ширина будівлі В	10	м
Н	4,3	м
Не утеплена конструкція з підвищеним тепловиділенням	Немає	
Коефіцієнт надійності по навантаженню $\gamma_f$	1,429	



Одиниці вимірювання:  $\text{кН/м}^2$

— Нормативне значення

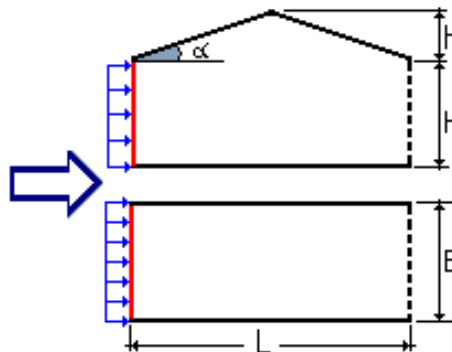
— Розрахункове значення

### 3.3.4. Вітрові навантаження.

Таблиця 3.7

Розрахунок виконаний за нормами проектування ДБН В.1.2-2:2006

Вихідні дані	
Вітровий район	IV
Нормативне значення вітрового тиску	0,471 $\text{кН/м}^2$
Тип місцевості	В - міські території, лісові масиви і інші місцевості, рівномірно покриті перешкодами заввишки більше 10 м
Тип споруди	Однопролітні будівлі без ліхтарів, постійно відкриті з одного боку



Таблиця 3. 8

## Параметри

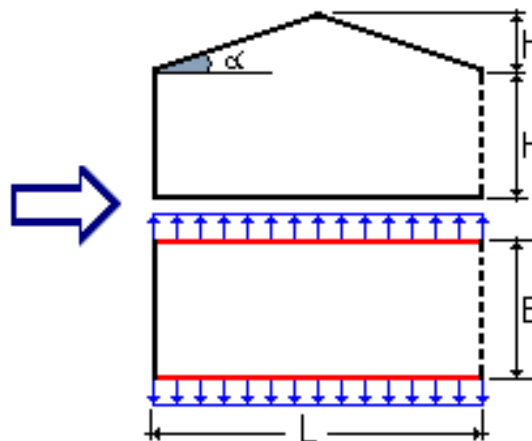
Поверхня	Ліва стіна	
Крок сканування	0,1 м	
Коефіцієнт надійності по навантаженню MFM	1,4	
H	27,195	м
B	10	м
H	1,2	м
L	58,64	м

Розрахунок виконаний по нормам проектування ДБН В.1.2-2:2006

Таблиця 3. 9

## Вихідні дані

Вітровий район	IV
Нормативне значення вітрового тиску	0,471 кН/м <sup>2</sup>
Тип місцевості	В - міські території, лісові масиви і інші місцевості, рівномірно покриті перешкодами заввишки більше 10 м
Тип споруди	Однопролітні будівлі без ліхтарів, постійно відкриті з одного боку





Таблиця 3. 10

## Параметри

Поверхня		Бокові стіни	
Крок сканування		0,1 м	
Коефіцієнт надійності по навантаженню MFM		1,4	
H	27,195	м	
B	10	м	
h	1,2	м	
L	58,64	м	

Звіт сформований програмою **VEST**, версія: 3.7.1.3 від 06.05.2008

Таблиця 3. 11

## Активний вітровий тиск на колони

Рівень	w0	колони по осях		колони по осях	
				3,4	
		кН/м	Т/м	кН/м	Т/м
0	0,264	1,452	1,2065	0,148	0,123
1	0,264	1,452	1,2065	0,148	0,123
2a	0,305	1,6775	1,3939	0,171	0,1421
2	0,319	1,7545	1,4578	0,1788	0,1486
3	0,383	2,1065	1,7503	0,2147	0,1784
4	0,431	2,3705	1,9697	0,2416	0,2008
5	0,476	2,618	2,1753	0,2669	0,2217
6	0,511	2,8105	2,3353	0,2865	0,238

Таблиця 3. 12

## Пасивний вітровий тиск на колони

Рівень	w0	колони по осях		колони по осях	
				3,4	
		кН/м	Т/м	кН/м	Т/м
0	-0,132	-0,726	-0,603	-0,074	-0,0615
1	-0,132	-0,726	-0,603	-0,074	-0,0615
2a	-0,152	-0,836	-0,695	-0,085	-0,0708
2	-0,16	-0,88	-0,731	-0,09	-0,0745
3	-0,192	-1,056	-0,877	-0,108	-0,0894
4	-0,215	-1,183	-0,983	-0,121	-0,1002
5	-0,238	-1,309	-1,088	-0,133	-0,1109
6	-0,256	-1,408	-1,17	-0,144	-0,1193

Таблиця 3. 13

## Вітровий тиск на стіни шахти ліфта

Рівень	w1		w2	
	кН/м <sup>2</sup>	Т/м <sup>2</sup>	кН/м <sup>2</sup>	Т/м <sup>2</sup>
активне	0,476	0,0485	0,511	0,0521
пасивне	-0,238	-0,024	-0,256	-0,0261

Таблиця 3. 14

## Вітровий тиск на покрівлю

Рівень	w1		w2	
	кН/м <sup>2</sup>	Т/м <sup>2</sup>	кН/м <sup>2</sup>	Т/м <sup>2</sup>
активне	0,305	0,0311	0,319	0,0325
пасивне	-0,152	-0,015	-0,16	-0,0163

Таблиця 3. 15

## Вітровий тиск на покрівлю

Рівень	w1		w2	
	кН/м <sup>2</sup>	Т/м <sup>2</sup>	кН/м <sup>2</sup>	Т/м <sup>2</sup>
активне	0,511	0,0521	0,518	0,0528
пасивне	-0,256	-0,026	-0,267	-0,0272

Таблиця 3. 16

## Активний вітровий тиск

Рівень	w0	кН/м	Т/м
0	0,264	1,32	0,1346
1	0,264	1,32	0,1346
2а	0,305	1,525	0,1555
2	0,319	1,595	0,1626
3	0,383	1,915	0,1952
4	0,431	2,155	0,2197
5	0,476	2,38	0,2426
6	0,511	2,555	0,2604

Таблиця 3. 17

## Пасивний вітровий тиск

Рівень	w0	кН/м	Т/м
0	-0,132	-0,66	-0,067
1	-0,132	-0,66	-0,067
2а	-0,152	-0,76	-0,077
2	-0,16	-0,8	-0,082
3	-0,192	-0,96	-0,098
4	-0,215	-1,075	-0,11
5	-0,238	-1,19	-0,121
6	-0,256	-1,28	-0,13

Таблиця 3. 18

## Вітровий тиск на стіни сходиноквої клітки

Рівень	Активний тиск		Пасивний тиск	
	кН/м	Т/м	кН/м	Т/м
0	0,264	0,0269	-0,132	-0,013
1	0,264	0,0269	-0,132	-0,013
2	0,319	0,0325	-0,16	-0,016
3	0,383	0,039	-0,192	-0,02
4	0,431	0,0439	-0,215	-0,022
5	0,476	0,0485	-0,238	-0,024
6	0,511	0,0521	-0,256	-0,026

## 3.4. Аналіз динамічних характеристик будівлі

Кінцево-елементна модель, КЕ-модель, будівлі була сформована за допомогою препроцесора ФОРУМ з імпортуванням початкової графічної інформації в SCAD. При моделюванні стержневих і пластинчастих конструктивних елементів фрагмента були використані кінцеві елементи типу «просторовий стержень» і КЕ з групи оболонкових елементів. Кількість вузлів розрахункової схеми – 20360, кількість елементів – 28321. Число ступенів свободи– 354960, порядок системи лінійних рівнянь – 120948.

Перша і третя форми (поступальні коливання і кручення) коливань КЭ-моделі для кінцевого етапу випробувань при  $T_{рез.} = 0,45с$  і представлені на рис. 3.5 і 3.6. Вищі форми коливань – третя, четверта, п'ята і шоста показані відповідно на рис. 3.7-3.9.

Основний внесок (69%) в суму модальних мас забезпечується за рахунок поступальних коливань моделі по першій формі. Вплив кручення фрагмента трохи не перевищує 1%. Згідно Eurocode-8 версії 1995р. при динамічному аналізі рекомендується враховувати кількість форм коливань, що забезпечує

суму модальних мас, не менше 90%. Перші п'ять форм коливань фрагмента дали результат 98%. Таким чином, можна вважати, що динамічні властивості моделі обумовлені коливаннями системи по перших п'яти формах.

Мінімакс форм власних коливань

Максимальне значення амплітуди - 1000

Список вузлів/елементів: усі

Список комбінацій завантажень: усі

Список факторів: усі

Таблиця 3. 19

Мінімакс форм власних коливань

Фактор	Максимальні значення				Мінімальні значення			
	Значення	Вузол	Завантаження	Форма	Значення	Вузол	Завантаження	Форма
X	1000	496	130	1	-791,964	4239	130	7
Y	1000	496	130	2	-736,408	1213	130	8
Z	1000	16262	130	10	-188,152	7562	130	6
Ux	325,394	16259	130	10	-300,648	7552	130	6
Uy	375,7	3171	130	6	-331,66	18677	130	6
Uz	184,389	8272	130	7	-122,675	445	130	8

Таблиця 3. 20

Періоди коливань

Завантаження	Форма	Власн. значення	Частота		Періоди
			4	5	
1	2	3	4	5	6
			1/сек	Гц	Сек.
130	1	0,083	12,118	1,93	0,518
130	2	0,047	21,125	3,364	0,297
130	3	0,041	24,382	3,883	0,258

Продовження таблиці 3. 20

1	2	3	4	5	6
130	4	0,039	25,832	4,113	0,243
130	5	0,034	29,481	4,694	0,213
130	6	0,03	33,428	5,323	0,188
130	7	0,023	42,761	6,809	0,147
130	8	0,022	45,461	7,239	0,138
130	9	0,021	46,58	7,417	0,135
130	10	0,02	50,505	8,042	0,124

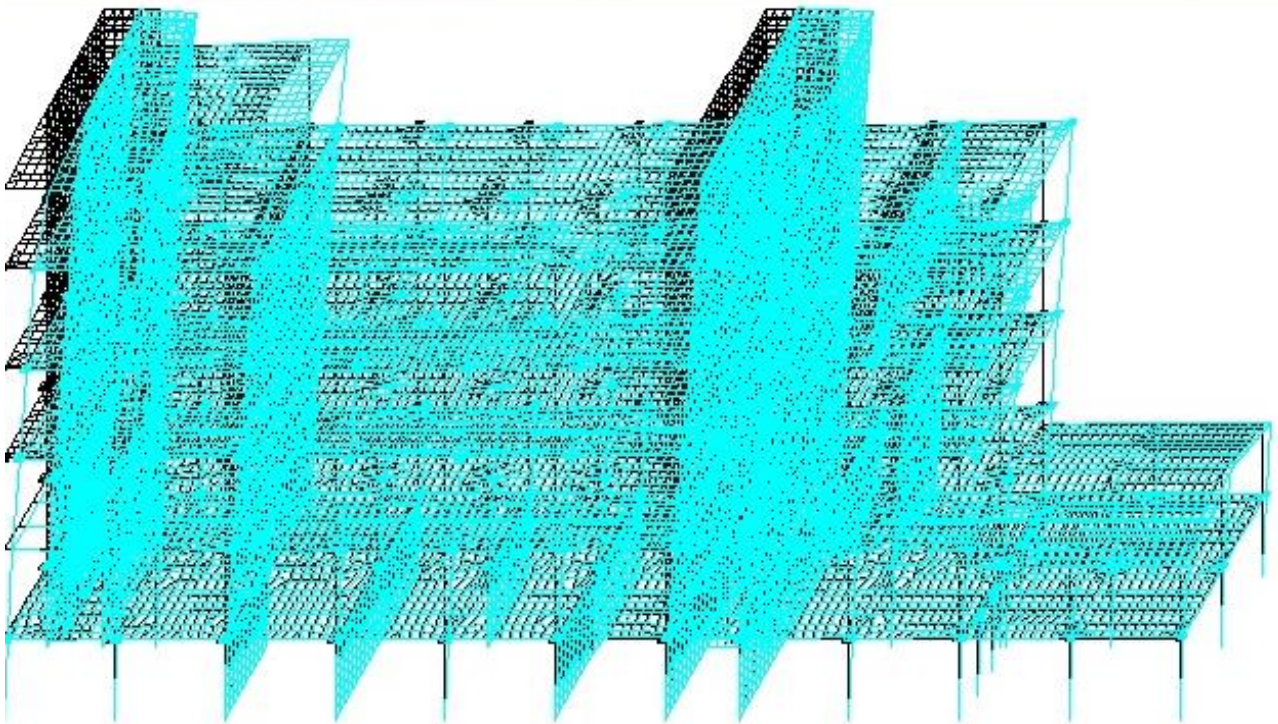


Рис. 3.4. Перша форма коливань - поступальні коливання відносно осі X



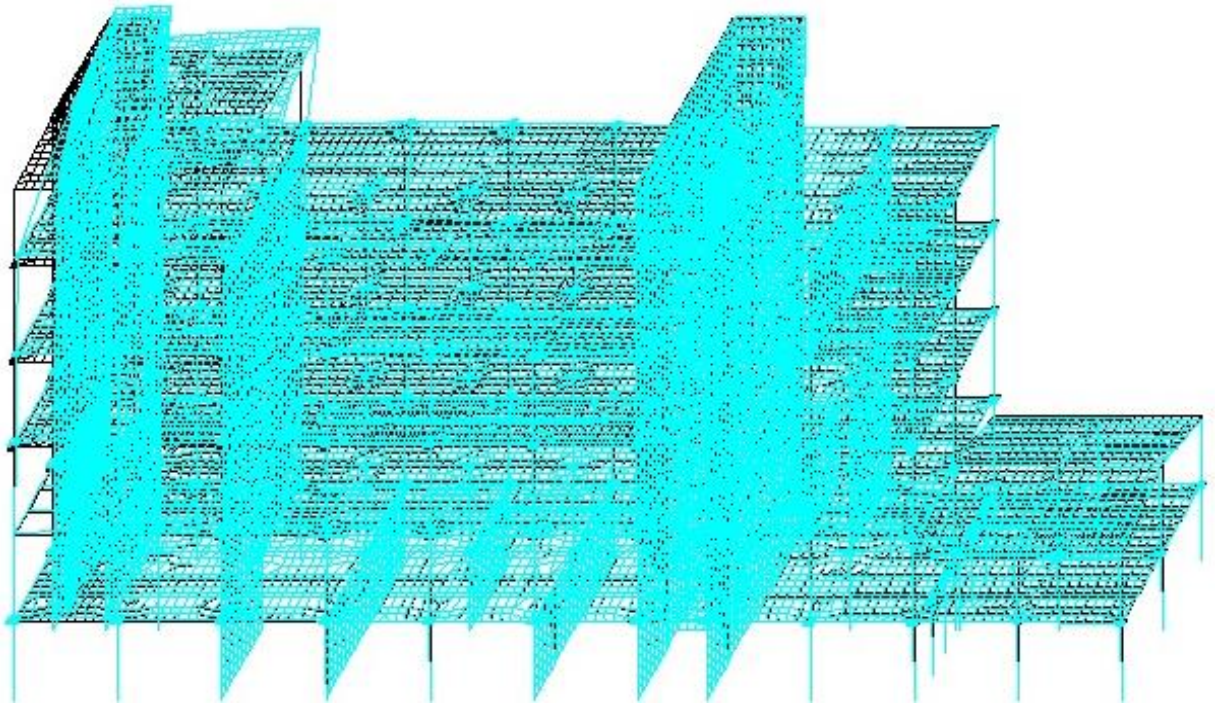


Рис. 3.5. Друга форма коливань - поступальні коливання відносно осі У

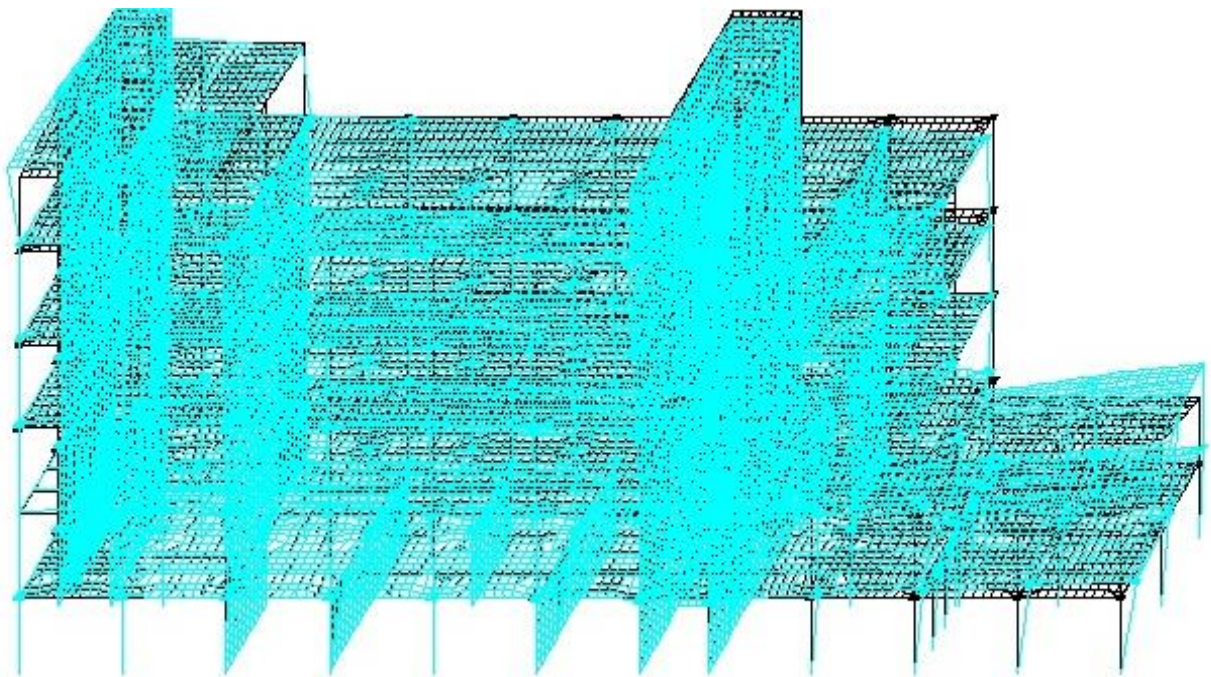


Рис. 3.6. Третя форма коливань - коливання кручення



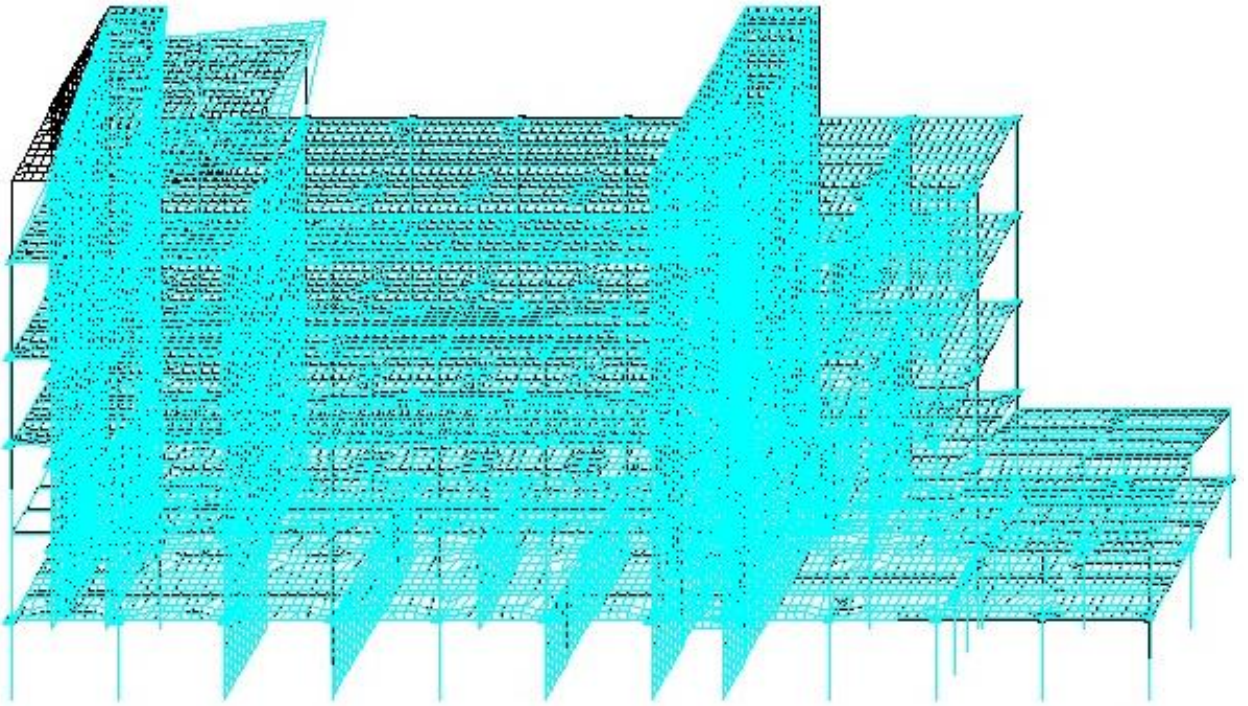


Рис. 3.7. Четверта форма коливань - згинальні коливання

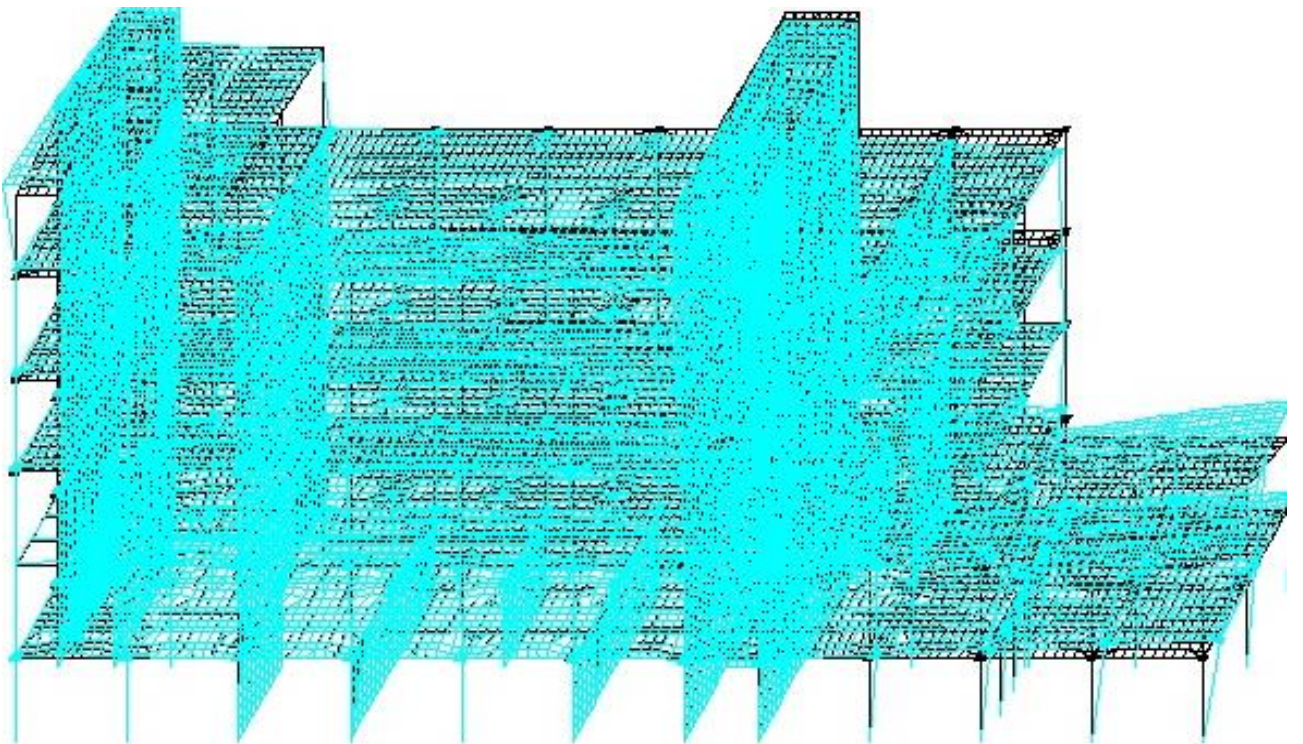


Рис. 3.8. П'ята форма коливань - коливання кручення



Відповідно до норм визначені частоти перших п'яти форм власних коливань. Аналіз отриманих результатів показав, що рівень динамічних переміщень конструкцій перекриття будівлі близький до критичних значень динамічного комфорту. Рекомендується обмежити застосування технологічного обладнання з частотами близькими до 1,93; 3,3,36; 3,884; 4,113; 4,694 Гц (115,8; 201,6; 201,6; 233,04; 246,78; 281,64 об/мин).

За результатами розрахунків нижчим, домінуючим, формам коливань відповідають коливання в горизонтальній площині і кручення. В цілях зниження вібропереміщень і віброприскорень горизонтальних коливань доцільно збільшити жорсткість будівлі в повздовжньому напрямі або шляхом установки додаткових зв'язків, або шляхом збільшення жорсткості колон.

## РОЗДІЛ 4

### ВИЗНАЧЕННЯ ВПЛИВУ РІЗНИХ ФАКТОРІВ НА РОЗРАХУНКОВУ ЧАСТОТУ ВЛАСНИХ КОЛИВАНЬ БУДІВЕЛЬ

В розділі приведені результати чисельних досліджень динамічних характеристик будівель із залізобетонним каркасом. Проведено дослідження впливу на частотні параметри будівлі податливості ґрунтової основи, роботи зовнішніх стін і перегородок, впливу тимчасових навантажень, що діють на перекриття, пошкоджень і залишкових деформацій.

4.1. Чисельні дослідження частот і форм власних коливань будівлі із застосуванням методу кінцевих елементів

Для визначення впливу різних факторів на розрахункову частоту власних коливань будівлі  $f_p$ , проведений багатофакторний чисельний експеримент (рис. 4.1), в якому варіювалися наступні фактори: податливість ґрунтової основи, вплив тимчасових навантажень, дефекти і пошкодження, податливість стиків, залишкові деформації [33].

Для реалізації даного експерименту виконано комп'ютерне моделювання напружено-деформованого стану (НДС) несучих конструкцій будівель, на прикладі будівлі із залізобетонним каркасом при дії статичних і динамічних навантажень, що дозволило встановити найбільш значущі фактори, що впливають на розрахункову частоту власних коливань, і встановити величину відхилень розрахункових величин.

Розрахунки проводилися за допомогою програмного комплексу SCAD (Київ). Даний розрахунковий комплекс реалізує метод кінцевих елементів у формі методу переміщень і дозволяє розв'язати достатньо широкий ряд задач.



Рис 4.1. Програма проведення чисельного експерименту

Для оцінки впливу різних факторів на динамічні характеристики будівлі, було виконане чисельне моделювання каркасу багатоповерхової будівлі.

Необхідно відзначити, що на першому етапі досліджень розрахунок був проведений з використанням традиційного підходу, прийнятого в практиці проектування багатоповерхових будівель, коли використовуються передумови:

- ґрунтова основа будівлі вважається абсолютно жорсткою і не деформується. У розрахунковій моделі в основі накладені жорсткі зв'язки;

- динамічна жорсткість будівлі визначається тільки жорсткістю основних несучих елементів каркасу. Вплив другорядних елементів, таких як внутрішні перегородки і зовнішні стіни з штучних матеріалів враховуються тільки шляхом завантаження каркасу відповідно до їх лінійних навантажень.

#### 4.2. Дослідження впливу на динамічні характеристики будівлі податливості ґрунтової основи

Розглядаємо монолітну конструкцію 6-ти поверхової будівлі. Будівля має фундаменти мілкого закладення. У основі будівлі залягають ґрунти (рис.4.2):

1 - суглинок просадочний твердий ( $c = 5$  кПа,  $\varphi = 17^\circ$ ,  $E = 8$  Мпа);

2 - суглинок твердий, напівтвердий ( $c = 9$  кПа,  $\varphi = 19^\circ$ ,  $E = 12$  Мпа);

3 - суглинок тугопластичний ( $c = 8$  кПа,  $\varphi = 15^\circ$ ,  $E = 9$  Мпа);

4 - суглинок тугопластичний ( $c = 22$  кПа,  $\varphi = 17^\circ$ ,  $E = 7$  Мпа);

5 - супісок твердий ( $c = 4$  кПа,  $\varphi = 22^\circ$ ,  $E = 11$  Мпа);

6 – пісок мілкий маловологий, вологий ( $c = 2$  кПа,  $\varphi = 32^\circ$ ,  $E = 33$  Мпа).

У якості несучого виступає другий шар.

За умови проведення розрахунку в лінійній постановці, жорсткість основи може бути визначена за формулою:

$$k = N/s, \quad (4.1)$$

де  $N$  - навантаження, що діє на фундамент, яке визначається за даними статичних розрахунків;  $s$  - просідання фундаменту від заданого навантаження.

Величина просідання може бути обчислена по формулі:

$$s = \frac{N I_s}{E_{sl} d}, \quad (4.2)$$

де  $I_s$  - коефіцієнт впливу просадки;  $E_{sl}$  - модуль пружності ґрунту в рівні подошви фундаменту;  $d$  - ширина подошви фундаменту.

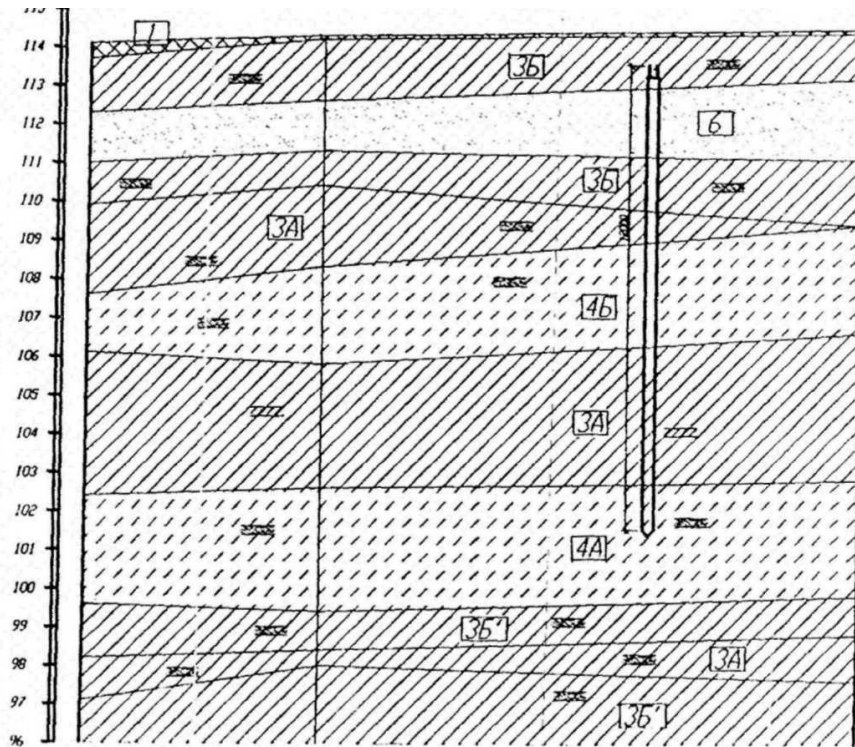


Рис. 4.2. Інженерно-геологічний розріз

### Розрахункова схема каркасу

У розрахунковій схемі палі були змодельовані шляхом введення вертикальних піддатливих зв'язків кінцевий елемент №51 у структурі програми SCAD [42, 43]. Враховуючи, що розрахунок каркасу проводиться в лінійній постановці, жорсткість цих елементів може бути визначена по формулі (4.1).

З таблиці власних значень видно, що частота 1-ої поступальної форми коливань вздовж осі  $X$  відрізняється від експериментального значення не більше ніж на 2,5%. По напрямку осі  $Y$  на - на 3,85%.

Для оцінки впливу податливості основи фундаментів на динамічні параметри будівлі були додатково проведені дослідження і при інших заданих параметрах жорсткості палей. Результати розрахунків наведені на рис. 4.3.

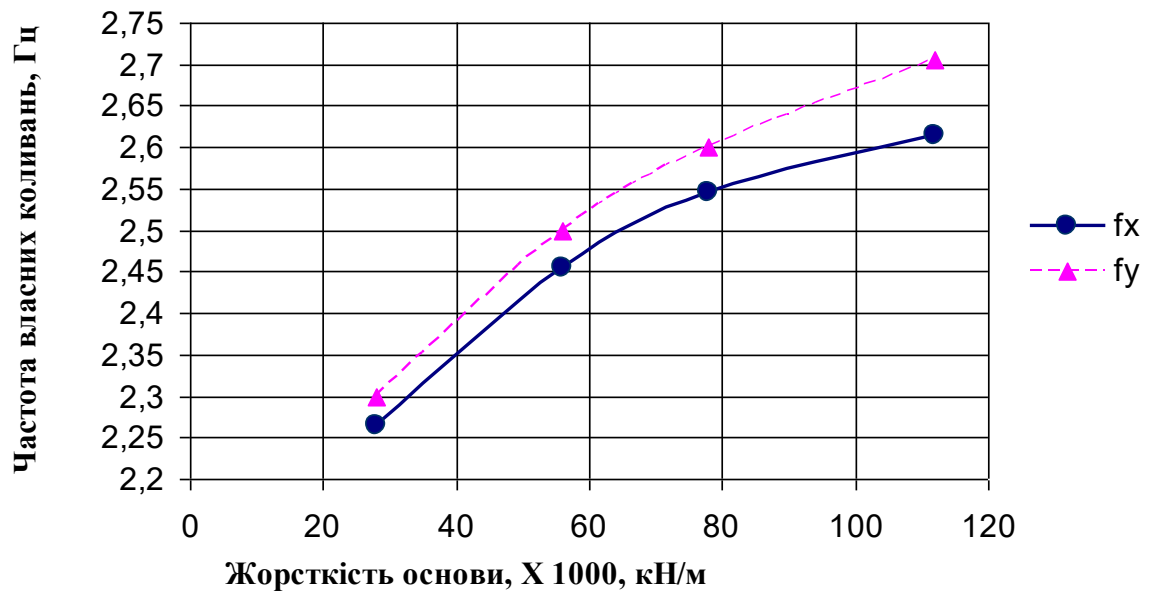


Рис. 4.3. Вплив податливості основи на зміну частот коливань будівлі

Результати дослідження (рис. 4.3.) показали, що розрахункові частоти власних коливань  $f_p$  залежать не тільки від жорсткості самої будівлі, але і від податливості ґрунтової основи. При цьому чим вище податливість основи, тим нижче будуть частоти.

Залежність частоти власних коливань  $f$  по осях  $X$  і  $Y$  будівлі від податливості основи,  $k$  виражається формулами (4.3, 4.4):

$$f_x = 0,25 \ln(k) + 1,436 \quad (4.3)$$

$$f_y = 0,29 \ln(k) + 1,326 \quad (4.4)$$

4.3. Вплив на частотні параметри будівлі роботи тимчасових навантажень, що діють на перекриття

Розглядається стадія експлуатації будівлі. Таким чином, оцінювався вплив на частотні характеристики будівлі тільки тимчасових рівномірно

розподілених навантажень на перекриття. При цьому було проведено три розрахунки при різних рівнях цього навантаження:

- 1)  $v = 0,3 \text{ кН/м}^2$  (враховується лише тривала частка цього навантаження)
- 2)  $v = 1,50 \text{ кг/м}^2$  (враховується повне понижене значення навантаження, вона має статус короткочасного);
- 3)  $v = 2,00 \text{ кг/м}^2$  (враховується повне значення навантаження, воно має статус короткочасного);
- 4)  $v = 3,00 \text{ кг/м}^2$  (розглядається підвищений рівень навантаження).

Таблиця 4.1

## Результати розрахунку

Тимчасове навантаження, $\text{кН/м}^2$	Форма коливань	Власне значення	Частота		Період
			4	5	
1	2	3	1/С	Гц	6
0	1	0,072	13,947	2,221	0,45
	2	0,041	24,258	3,863	0,259
	3	0,036	27,737	4,417	0,226
	4	0,034	29,22	4,653	0,215
	5	0,03	33,077	5,267	0,19
	6	0,021	47,441	7,554	0,132
	7	0,02	50,569	8,052	0,124
	8	0,019	52,562	8,37	0,119
	9	0,017	57,227	9,113	0,11
	10	0,015	65,755	10,471	0,096
0,3	1	0,075	13,248	2,11	0,474
	2	0,042	23,684	3,771	0,265
	3	0,038	26,525	4,224	0,237
	4	0,035	28,592	4,553	0,22
	5	0,031	31,864	5,074	0,197
	6	0,022	45,621	7,264	0,138
	7	0,021	48,087	7,657	0,131
	8	0,02	49,831	7,935	0,126
	9	0,018	55,309	8,807	0,114
	10	0,017	58,962	9,389	0,107

Продовження таблиці 4.1

1	2	3	4	5	6
1,5	1	0,094	10,652	1,696	0,59
	2	0,05	20,184	3,214	0,311
	3	0,047	21,369	3,403	0,294
	4	0,039	25,819	4,111	0,243
	5	0,037	27,142	4,322	0,231
	6	0,028	36,217	5,767	0,173
	7	0,026	38,718	6,165	0,162
	8	0,024	40,854	6,505	0,154
	9	0,024	41,714	6,642	0,151
	10	0,021	48,717	7,757	0,129
2	1	0,101	9,941	1,583	0,632
	2	0,053	18,995	3,025	0,331
	3	0,05	19,931	3,174	0,315
	4	0,042	24,05	3,83	0,261
	5	0,037	26,774	4,263	0,235
	6	0,03	33,659	5,36	0,187
	7	0,027	36,511	5,814	0,172
	8	0,026	37,946	6,042	0,165
	9	0,026	38,724	6,166	0,162
	10	0,023	44,334	7,06	0,142
3	1	0,113	8,861	1,411	0,709
	2	0,059	17,077	2,719	0,368
	3	0,056	17,748	2,826	0,354
	4	0,047	21,264	3,386	0,295
	5	0,038	26,205	4,173	0,24
	6	0,033	29,947	4,769	0,21
	7	0,031	32,723	5,211	0,192
	8	0,03	33,127	5,275	0,19
	9	0,028	35,456	5,646	0,177
	10	0,026	38,234	6,088	0,164



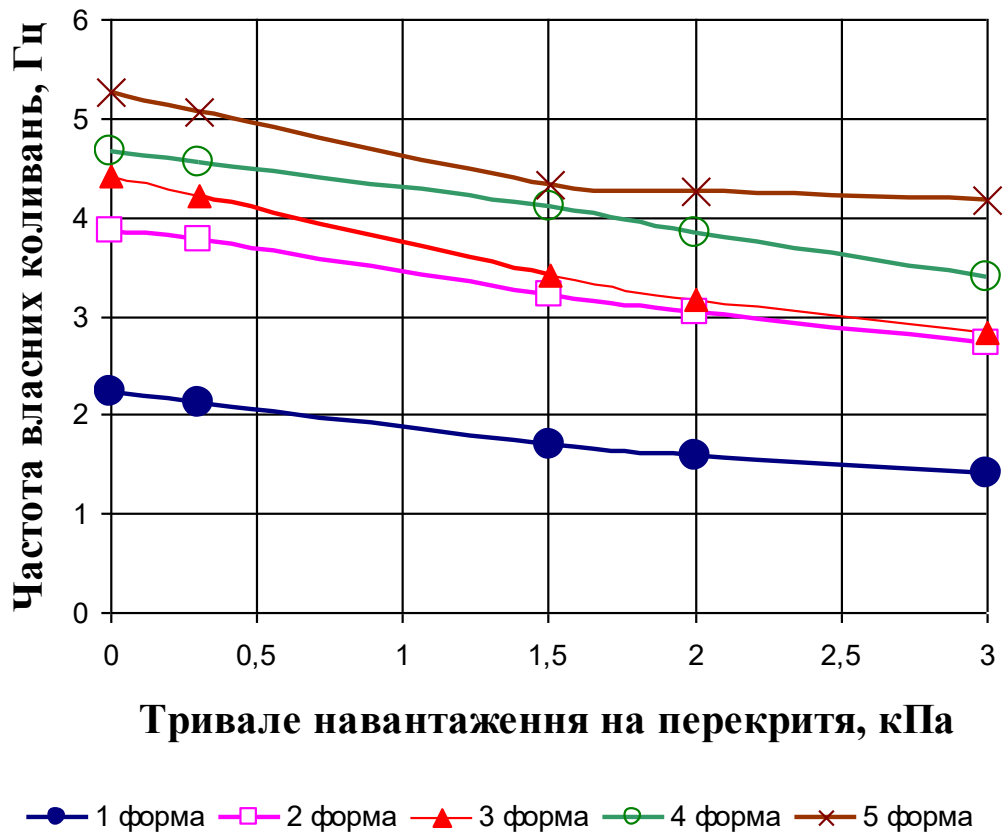


Рис. 4.4. Залежність частоти коливань будівлі від величини тимчасового навантаження

Аналіз отриманих результатів показав (рис. 4.4, табл. 4.1), що чим вище інтенсивність діючого навантаження, тим нижче виявляються розрахункові частоти.

Залежність частоти власних коливань будівлі по осях  $X$  і  $Y$  від величини тимчасового навантаження виражається формулами (4.5 і 4.6):

$$f_x = 0,0516v^2 - 0,4267v + 2,2259 \quad (4.5)$$

$$f_y = 0,0364v^2 - 0,4998v + 3,8864 \quad (4.6)$$

#### 4.4. Вплив пошкоджень і залишкових деформацій в несучих елементах каркасу будівлі, на його динамічні параметри

Практика динамічних розрахунків будівель споруд базується на лінійній постановці задач. При розрахунку залізобетонних конструкцій, як правило, враховують всю площу перерізу бетону як стиснуту, так і розтягнуту, а значення модуля деформацій  $E_b$  надають відповідне його початковій величині при стиску - розтягу. У реальності ж в процесі життєвого циклу будівлі, воно багато раз зазнає змін режимів завантаження, і зміну напружено-деформованого стану несучих конструктивних елементів. Особливо це виявляється під час переходу напружень в матеріалі за межі пружності. Нелінійна робота матеріалу, відмінність в механічних властивостях бетону і арматурної сталі, тріщиноутворення, а також постійна зміна зовнішніх навантажень призводить до перерозподілу зусиль в статично невизначених залізобетонних конструкціях, перерозподілу напруженні між бетоном і арматурою. При цьому більш навантажені компоненти перерізів і самі перерізи розвантажуються, а менш навантажені завантажуються. Це виражається відповідними трансформаціями епюр зусиль, епюр напружень і являється одним з проявів пристосованості конструкцій. Співвідношення, що змінилося, між жорсткостями окремих перетинів і компонентів перерізів зумовлює не тільки подальший перерозподіл зусиль і напружень, але і утворення пластичних шарнірів. Все це в сукупності, безсумнівно, веде до зміни частотних характеристик будівлі.

Для оцінки впливу на будівлі дефектів, що виникли і пошкоджень на періоди і форми його власних коливань було проведено декілька тестових розрахунків.

У першому випадку в моделі будівлі (рис. 4.5) було виконане зниження жорсткості локальних зон плити перекриття в рівні тільки першого поверху на

70% за рахунок штучного зниження модуля деформацій  $E_{\sigma}$ , було прийнято  $E_{\sigma} = 0,9e7$  кН/м<sup>2</sup>).

У другому випадку (рис. 4.6) на рівні першого поверху з розрахункової моделі будівлі було виключено декілька колон.

У третьому випадку була знижена в цілому жорсткість всього каркасу, шляхом введення до початкового модуля пружності бетону  $E_{\sigma}$  понижуючих коефіцієнтів 0,6 і 0,3 для вертикальних і горизонтальних несучих елементів. Так для плит перекриття і покриття було прийнято  $E_{\sigma} = 0,9e7$  кН/м<sup>2</sup>; для стін ядра жорсткості і колон  $E_{\sigma} = 1,8e7$  кН/м<sup>2</sup>.

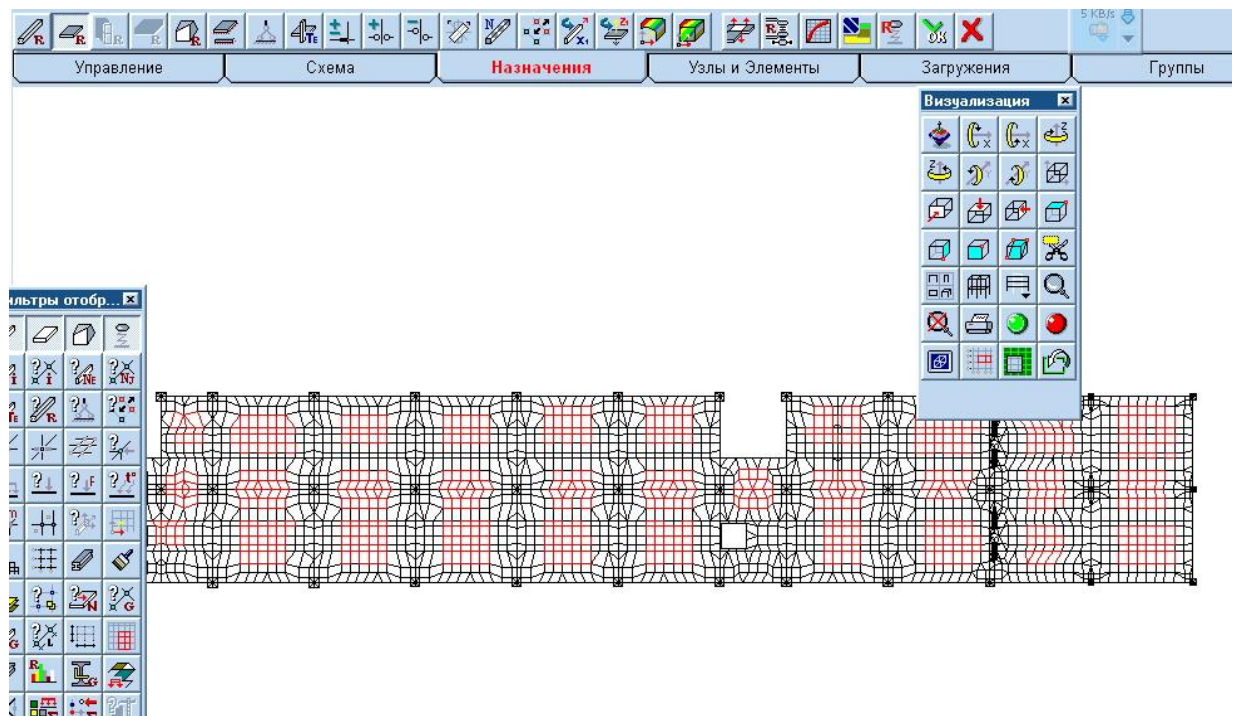


Рис 4.5 Випадок 1. Зони локального зниження жорсткості плити перекриття в рівні тільки першого поверху

Таблиця 4.2

Власні значення, частоти, періоди коливань. Випадок 1

Форма коливань	Власн. значення	Частота		Період
		рад/с	Гц	с
1	0.157111	6.6	1.01	0.9867
2	0.136803	7.31	1.16	0.8591
3	0.081809	12.22	1.95	0.5138
4	0.036862	27.13	4.32	0.2315
5	0.033862	29.44	4.69	0.2133
6	0.033347	29.99	4.78	0.2094
7	0.026612	37.58	5.98	0.1671
8	0.023825	41.97	6.68	0.1496
9	0.020782	48.12	7.66	0.1305
10	0.020142	49.65	7.91	0.1265

При введенні в перекритті 1-го поверху зон із зниженою жорсткістю, пов'язаних з наявністю локальних дефектів і пошкоджень, спостерігається перерозподіл зусиль на сусідні опорні ділянки плити. Збільшення моментів в цих зонах складає від 1 до 25%. Не дивлячись на це, зміни частотних параметрів будівлі не спостерігається.

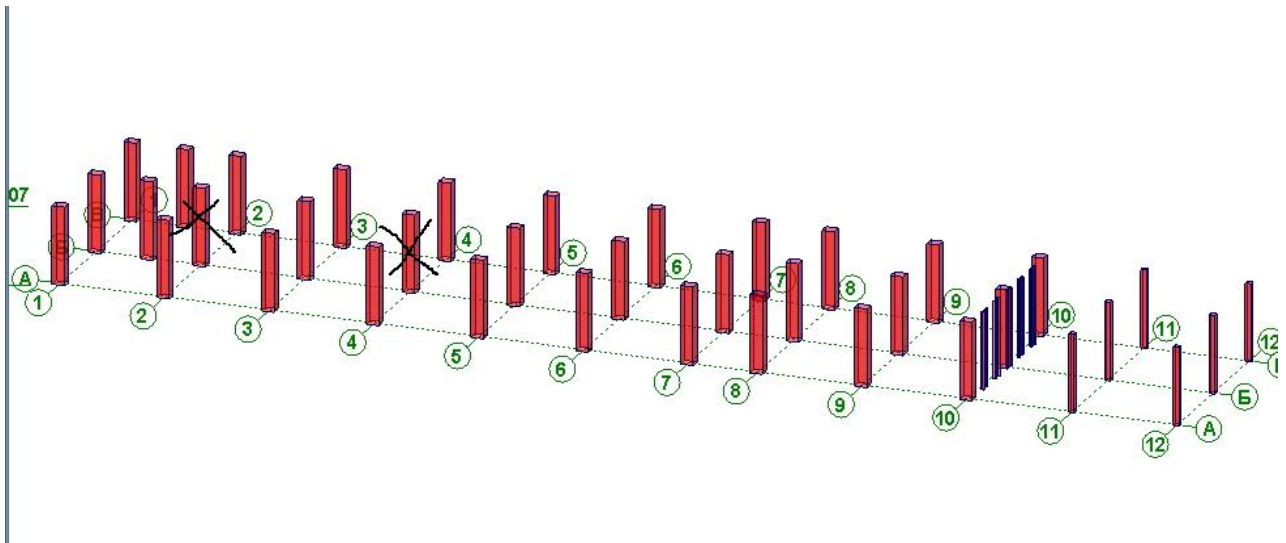


Рисунок. 4.6 Випадок 2. Колони, що були виключені під час розрахунку

Таблиця 4.3

Власні значення, частоти, періоди та частоти коливань. Випадок 2

Форма коливань	Власн. значення	Частота		Період с
		рад/с	Гц	
1	0.209381	4.78	0.76	1.3
2	0.192674	5.19	0.33	1.2
3	0.050302	19.68	3.13	0.3
4	0.047409	21.08	3.36	0.2
5	0.0383	26.10	4.16	0.2
6	0.026890	37.19	5.92	0.1
7	0.025873	33.64	6.15	0.1
8	0.023509	39.20	6.24	0.1
9	0.024770	40.37	6.43	0.1
10	0.209381	4.78	0.76	1.3

При виключенні з роботи каркаса 4-х колон 1-го поверху спостерігається значне зниження жорсткості будівлі з відповідним зменшенням його власних

частот коливань. Так 1-а частота, що відповідає осі  $X$ , знизилася на 32,9% (0,76 Гц), відповідна осі  $Y$  - на 39,75% (0,83 Гц).

У всіх плитах перекриття над областю виключення колон спостерігається розвиток і збільшення прогинів, ізополі вертикальних переміщень і деформований стан каркасу показані нижче. Через просторову роботу монолітного каркасу, і здатності його адаптуватися до нестационарних навантажень, це збільшення не настільки критичне. Максимальний прогин плити перекриття, отриманий в лінійній постановці, складає 34 мм. Однак в результаті перерозподілу зусиль з ослабленої ділянки спостерігається суттєве довантаження колон 1-го і 2-го поверху. Зокрема, в колонах 1-го поверху, максимально близько розташованих до виключених, вертикальні напруження стиску збільшилися на 11...52%. А в колонах 2-го поверху, розташованих безпосередньо над виключеними, напроти зафіксовані значні напруження розтягу, що для залізобетонної конструкції надто несприятливо. Так в опорному перерізі колони, що знаходиться на пересіченні осей 3 і В напруження в вузлах сполучення з ригелем настільки суттєві (до +225,83 т/м<sup>2</sup>), що створюють ймовірність відриву перекриття в даному місці.

У перекритті 1-го поверху також відбувається перерозподіл зусиль. У прольоті ослабленої зони моменти збільшилися максимум в 3,18 раз, з'являється стримуюча дія колон верхнього поверху і інших розташованих вище монолітних конструкцій. А ось на суміжні опорні ділянки прийшли додаткові зусилля, що викликали збільшення опорних моментів в 3 - 12 разів.

Аналіз результатів розрахунку показує, що виникнення пошкоджень і дефектів конструкцій будівель в локальних зонах, величина яких неістотно знижує загальну жорсткість всього каркасу (випадок 1), практично не впливає на динамічні параметри будівлі. Навпаки, суттєве зниження жорсткості каркасу, пов'язане з пошкодженням несучих елементів, у відповідальних місцях (випадок 2) або поява дефектів, в результаті яких виникає повсюдне зниження жорсткості по всій висоті будівлі (випадок 3), може викликати зменшення

власних частот на 53%. Таке зниження, як правило, не призводить до раптового обвалення конструкцій. Про можливість такого обвалення може свідчити подальше зменшення частот власних коливань будівлі.

Визначення розрахункової величини власних коливань несучих систем будівель, з урахуванням найбільш значущих факторів служить теоретичною основою для розробки методики оцінки їх технічного стану. Проведений багатофакторний чисельний експеримент на прикладі будівель із залізобетонним каркасом, в якому варіювалися різні фактори (податливості ґрунтової основи, роботи тимчасових навантажень, дефектів і пошкоджень, податливості стиків, залишкових деформацій) дозволив з числа перерахованих виділити найбільш значущі.

#### Висновки до розділу 4

На розрахункові частоти і форми власних коливань будівлі значний вплив робить:

1. Податливість ґрунтової основи. Із збільшенням податливості основи власні частоти будівлі знижуються, і чим жорсткіше сама будівля, тим більше цей вплив. Залежність частоти власних коливань  $f_p$  по осях  $X$  і  $Y$  будівлі від податливості основи  $k$  виражається формулами:

$$f_x = 0,25 \ln(k) + 1,436 \quad (4.3)$$

$$f_y = 0,29 \ln(k) + 1,326 \quad (4.4)$$

2. Інтенсивність прикладеного на перекриття тимчасового навантаження. Чим вище інтенсивність навантаження, тим нижче виявляються розрахункові частоти. Залежність частоти власних коливань будівлі по осях  $X$  і  $Y$  від величини тимчасового  $v$  навантаження виражається формулами :

$$f_x = 0,0516v^2 - 0,4267v + 2,2259 \quad (4.5)$$

$$f_y = 0,0364v^2 - 0,4998v + 3,8864 \quad (4.6)$$

3. Суттєве зниження жорсткості каркасу, пов'язане з пошкодженням несучих елементів, у відповідальних місцях, або появою дефектів, в результаті яких виникає зниження жорсткості по всій висоті будівлі, може викликати зменшення власних частот 53%.



## ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. На основі аналізу вітчизняної і зарубіжної літератури розроблені теоретичні підходи для визначення кількісної оцінки технічного стану будівель на основі динамічних критеріїв. Визначена основна діагностична ознака, представлена у вигляді різниці фактичної і розрахункової величин частоти власних коливань і визначена умова, що дозволяє зробити висновок про зниження несучої здатності, як ґрунтових основ, так і несучих конструкцій.

2. Проведений чисельний експеримент, з використанням моделювання напружено-деформованого стану несучих конструкцій будівель, який дозволив встановити найбільш значущі фактори, податливість ґрунтової основи, інтенсивність прикладеного тимчасового навантаження, дефекти і пошкодження, жорсткість другорядних конструктивних елементів, що впливають на частоти і форми власних коливань будівель із залізобетонним каркасом.

3. Чисельним експериментом встановлена залежність частоти власних коливань будівлі від величини тимчасового навантаження, з метою уточнення її розрахункової величини.

## ДЖЕРЕЛА ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Альбрехт, Р. Дефекты и повреждения строительных конструкций/ Р.Альбрехт// Стройиздат.-1979.- 208 С.
2. Аугусти, Д. Вероятностные методы в строительном проектировании/ Д. Аугусти, Баратга, Ф.Кашиати// Стройиздат.-1988.- 584 С.
3. Айзенберг, Я.М. Формы частоты свободных колебаний зданий жесткого типа/Я.М.Айзенберг//Строительное проектирование промышленных предприятий.- 1965,- № 2.
4. Баженов В.А., Перельмутер А.В., Шишов О.В. Будівельна механіка. Комп'ютерні технології: Підручник / В.А. Баженов – К.: Каравела, 2009. – 696 с.
5. Болотин, В.В. Методы теории вероятностей и теории надежности в расчетах сооружений/В.В. Болотин// Стройиздат.-1981.- 351 С.
6. Болотин, В.В. Применение методов теории вероятностей и теории надежности в расчетах сооружений/В .В. Болотин// Стройиздат.-1971.- 255 С.
7. Боровиков, В. STATISTCA: искусство анализа данных на компьютере /В.Боровиков/ /Питер. -2001.- 656 С.
8. Боровков, А.Л. Математическая статистика/А.Л.Боровков// Наука. Главная редакция физико-математической литературы.- 1984.- 472 С.
9. Брайт, П.И. Геодезические методы измерения деформаций оснований сооружений/П.И. Брайт// Наука.-1965.- 464 С.
10. Бурчу, В.И. Ползучесть бетона в раннем возрасте при ступенчато-возрастающих напряжениях сжатия и предложения по ее учету при расчете несущих конструкций монолитных и сборно-монолитных многоэтажных зданий/В.И. Бурчу//Дисс.канд. техн. Наук.- 1985.- 261 С.
11. Dynamic behaviors of concrete structures. Proceedings of the International conference. Bratislava. Expertcentrum.-1995.- 350 С.

12. Ганичев, И.А. Контроль качества строительной продукции за рубежом/И.А. Ганичев//Экономика строительства.- 1988.- №5.- С.43-44.
13. Гныря, А.И. Технология бетонных работ в зимних условиях/А.И. Гныря// Изд-во Томск.- 1984.- 280 С.
14. Головнев, С.Г. Оптимизация методов зимнего бетопирования/С.Г. Головнев// Стройиздат.- 1983.- 235 С.
15. ГОСТ 17624 - 87 .Бетоны. Ультразвуковой метод определения прочности.
16. ГОСТ 20911-89 Техническая диагностика. Термины и определения.
17. ГОСТ 22690 - 88. Бетоны. Определение прочности механическими методами неразрушающего контроля.
18. ГОСТ 27751 - 88. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения по расчету.
19. ГОСТ 27751-88 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения по расчету.
20. Гранау, Э.Б. Повышение качества строительного-монтажных работ/ Э.Б.Гранау//Стройиздат.- 1985.- 255 С.
21. Гранау, Э.Б. Предупреждение дефектов в строительных конструкциях/ Э.Б.Гранау// Стройиздату- 1980.- 215 С.
22. Грановский В.А., Синая Т.Н. Методы обработки экспериментальных данных при измерениях/В.А.Грановский, Т.Н.Синая//Энергоатомиздат. Ленингр. отд-ие.-1990.- 288 С.
23. Десов, А.Е. Ранняя распалубка конструкций/А.Е.Десов, Н.А.Мошанский// Строительная промышленность.- 1941.- № 2. - С. 11-13.
24. ДБН В.1.1-12-2014 Будівництво у сейсмічних районах України/ Київ: Мінрегіонбуд, 2014
25. 5. ДБН В.2.6-163:2010 Сталеві конструкції/ Київ: Мінрегіонбуд, 2010
26. Design loads for building, imposed loads. Wind loads on structures unsusceptible to vibration// DIN 1055, part 4.- 1986.- 30 p.

27. Жарников, В.Б. Проектирование технологий геодезического контроля осадок и деформаций инженерных комплексов / В.Б. Жарников, Б.Н. Жуков // Учеб. пособие. НИИГАиК.- 1989.- 74 С.
28. International Building Code 2003, ISBN # 1-892395-97-7 (e-document).
29. Клаф, Р., Динамика сооружений / Р. Клаф, Дж. Пепзиен // Стройиздат.-1979.- 320 С.
30. Кожин, В.А. Аттестация качества строительных конструкций и жилых зданий / В.А. Кожин, В.Л. Заверняев // Стройиздат.- 1985.- 152 С.
31. Коротеев, Д.В. Предупреждение характерных аварий и несчастных случаев в строительстве / Д.В. Коротеев, Л.П. Новок // Стройиздат.- 1974.- 263 С.
32. Красновский, Б.М. Динамика термонапряженного состояния конструкций при зимнем бетонировании / Б.М. Красновский // Бетон и железобетон.-1986.- № 12.- С. 18-20.
33. Красовский Г.И., Филаретов Г.Ф. Планирование эксперимента / Г.И. Красовский, Г.Ф. Филаретов // Изд-во БГУ.-1982.-302 С.
34. Крылов, Б.А. Вопросы теории и производственного применения электрической энергии для тепловой обработки бетона в различных температурных условиях / Б.А. Крылов // Автореферат дис. д-ра технических наук. Стройиздат,- 1970,-55С.
35. Кудзис А.П. Оценка надежности ЖБК. Мокслас, Вильнус, 1985. 156с.
36. Ключев, В.В. Технические средства диагностики / В.В. Ключев // Справочник Машиностроение.- 1989.-672 С.
37. Ключев, В.В. Технические средства диагностирования / В.В. Ключев, П.П. Пархоменко, В.С. Абрамчук // Справочник Машиностроение.-1989,- 672 С.
38. Лагойда, А.В. О механизме формирования структуры бетона при замораживании / А.В. Лагойда // Бетон и железобетон.- 1981.- №7.- С. 16 -17.
39. Лужин О.В. Вероятностные методы расчета сооружений / О.В. Лужин // МИСИ.- 1983.- 122 С.

40. Мазур, В.Ф. Длительное сопротивление сжатых коротких бетонных и железобетонных стержней с малым коэффициентами армирования. В.Ф. Мазур, В.А. Зедгендзе//Мат-лы к X Всесоюз. конф. по бетону и железобетону.-1988- С. 152-157.
41. Макаричев, В.В. Распалубливание железобетонных конструкций в раннем возрасте. Вопросы современного железобетонного строительства/В. В. Макаричев//Стройиздат.- 1952.- С. 54-61.
42. Перельмутер А.В. Беседы о строительной механике [Текст]: Научное издание / А.В. Перельмутер, - М.: SCAD Soft, 2014 - с.214
43. Перельмутер, А.В., Сливкер. В.И. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа [Текст]: Научное издание / А.В. Перельмутер, В.И. Сливкер – Киев, Сталь, 2002. – с.465
44. Руководство по наблюдениям за деформациями оснований и фундаментов зданий и сооружений. Стройиздат.- 1981.- 60 С.
45. СНиП 2.01.07 - 85. Нагрузки и воздействия. – М., 2004, 44с.
46. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. – М.: Стройиздат, 1985. – 79 с.
47. СНиП 2.04.21 - 86. Расчет на прочность стальных конструкций. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 18 с.
48. СНиП 2.06.15-85. Инженерная защита территории от затопления и подтопления. - М.: Госстрой СССР, 1986. - 25 с.
49. ДБН В.1.1 -25-2009. Інженерний захист територій та споруд від підтоплення та затоплення. – К.: Мінрегіонбуд України,. 2010. – 52 с.
50. СНиП 2-02.01 - 83. Основания зданий и сооружений. Нормы проектирования. –М.: ФГУП ЦПП, 2005.– 48 с.
51. Сорокин Е.С. Динамический расчет несущих конструкций зданий / Е.С. Сорокин – М.: Госстройиздат, 1956. – 337 с.
52. Челомей В.Н. Вибрации в технике. Том 1. Колебания линейных систем / В.Н Челомей – М.: Машиностроение, 1978. – 352 с.