

Вінницький національний технічний університет

(повне найменування вищого навчального закладу)

Факультет будівництва, цивільної та екологічної інженерії

(повне найменування інституту, назва факультету (відділення))

Кафедра будівництва, міського господарства та архітектури

(повна назва кафедри (предметної, циклової комісії))

МАГІСТЕРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на тему

«МЕТОДИ ОЦІНКИ СЕЙСМОСТІЙКОСТІ БУДІВЕЛЬ ПРИ ВПЛИВІ ПОВТОРНИХ СЕЙСМІЧНИХ ПОДІЙ»

Виконав: студент II курсу, групи 2Б-22 м
спеціальності 192 «Будівництво
та цивільна інженерія»

(шифр і назва напрямку підготовки, спеціальності)

Килимнюк Андрій Олександрович

(прізвище та ініціали)

Керівник: к.т.н. доцент

(науковий ступінь, посада)

Андрухов В.М.

(прізвище та ініціали)

« 09 » 12 2023 р.

Опонент: к.т.н. доцент кафедри ІСБ

(науковий ступінь, посада)

Слободян Н. М.

(прізвище та ініціали)

« 10 » 12 2023 р.

(дата, місяць рік)

Допущено до захисту
Завідувач кафедри БМГА

В. В. Швець

(підпис) (прізвище та ініціали)

« 10 » грудня 2023 року

Факультет: будівництва, цивільної та екологічної інженерії
Кафедра: будівництва міського господарства та архітектури
Рівень вищої освіти: II-й (магістерський)
Галузь знань: 19 - Архітектура та будівництво
(шифр і назва)
Спеціальність: 192 - Будівництво та цивільна інженерія
(шифр і назва)
Освітньо- професійна програма: «Професійна програма: «Помислове та цивільне будівництво»



ЗАВДАННЯ

НА МАГІСТЕРСЬКУ КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ МАГІСТРАНТА

Андрію Олександровичу Килимнюку

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема проекту (роботи) «Методи оцінки сейсмостійкості будівель при впливі повторних сейсмічних подій»

керівник роботи Андрухов В. М., к.т.н., доцент

(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

затверджені наказом вищого навчального закладу від «18» серпня 2023 року №247.

2. Строк подання магістрантом роботи 01.12.2023 р.

3. Вихідні дані до роботи Ескізний варіант архітектурно-будівельних рішень технічного об'єкту проектування, топографічний план ділянки, звіт з інженерно-геологічних вишукувань. Передбачається проектування 16-ти поверхової каркасно-монолітної житлової будівлі в місті Одеса. Стіни з газоблоків, теплотехнічний розрахунок. Покрівля плоска, суміщена.

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки: Вступ (актуальність та новизна наукових досліджень, об'єкт, предмет, мета і задачі, практична значимість, методи досліджень, апробація)

1. Науково-дослідна частина (огляд та аналіз літературних джерел, на основі аналізу результатів тестових розрахунків тривимірної комп'ютерної моделі безригельного каркасу багатоповерхової залізобетонної будівлі виконати аналіз параметрів НДС конструкцій та сейсмічних реакцій 14-ти поверхової будівлі; аналіз особливостей проектування висотних житлових і громадських будівель у сейсмічних районах України, зокрема врахування в розрахунках повторних (афтершків) сейсмічних впливів; розробка просторових розрахункових моделей безригельних каркасів будівель та виконати аналіз результатів; виконати техніко-економічне порівняння розглянутих варіантів конструктивного рішення та вплив на нього досліджуваного фактору. 2. 2.1-Архітектурно-будівельні рішення технічного об'єкту (розрахунок планувальних відміток генплану, віконні та дверні заповнення, експлікація підлоги, теплотехнічний розрахунок). 2.2-Конструктивний розділ (розрахунок та проектування несучих елементів каркасу). 2.4. Розробка заходів з охорони праці та цивільного захисту. 3. Економічна частина (визначення економічного ефекту від впровадження результатів наукової розробки на прикладі технічного об'єкту).
Висновки.

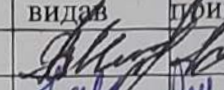
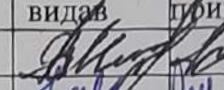
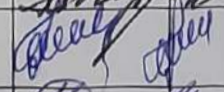
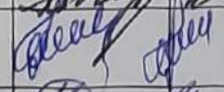
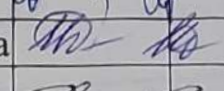
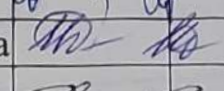
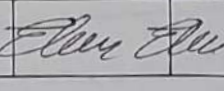
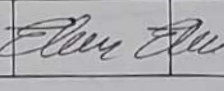
5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень)

1. Науково-дослідний розділ – 6-10 арк. (плакати, що ілюструють результати науково-дослідної роботи)

2. Архітектурно-будівельні рішення – арк. (візуалізація будівлі, фасад, генеральний план, плани, план покрівлі, розріз, вузли)

3. Конструктивний розділ – арк. (ескізні креслення армування конструктивних елементів каркасу будівлі)


6. Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		Завдання видав	Завдання прийняв
1-3, 4.2	К.т.н., доц., каф. БМГА В. М. Андрухов		
4.1 (архітектурні ріш.)	К.т.н., доц., каф. БМГА В. В. Смоляк		
5. Охорона праці	К.пед.н., доц. каф. БЖДПБ І. М. Кобилянська		
6. Економічна частина с. 86.	К.т.н., доц., каф. БМГА О. Г. Лялюк		

7. Дата видачі завдання 12.10.2023 р.

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

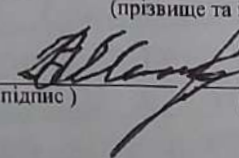
№ з/п	Назва етапів магістерської кваліфікаційної роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітки
1	Складання технічного завдання та вступу до МКР	11.10-16.10.23	
2	Науково-дослідна частина	02.09-13.10.23	
3	Архітектурно-будівельні рішення	16.10-31.10.23	
4	Другий підрозділ технічної частини	01.11-10.11.23	
5	Охорона праці та цивільний захист	11.11-17.11.23	
6	Економічна частина	18.11-24.11.23	
7	Оформлення МКР	25.11-28.11.23	
8	Подання МКР на кафедру для перевірки	29.11-30.11.23	
9	Попередній захист	01.12-03.12.23	
10	Рецензування	04.12-09.12.23	
11			

Магістрант 

(підпис)

Килимнюк А. О.

(прізвище та ініціали)

Керівник роботи 

(підпис)

Андрухов В.

(прізвище та ініціали)

АНОТАЦІЯ

УДК 699.841

Килимнюк А. О. Методи оцінки сейсмостійкості будівель при впливі повторних сейсмічних подій (афтершоків). Магістерська кваліфікаційна робота зі спеціальності 192 – «Будівництво та цивільна інженерія», освітня програма – «Промислове та цивільне будівництво». Вінниця: ВНТУ, 2023. 117 с. Укр. мовою. Бібліогр.: 63 назв; рис. 65; табл. 38.

В магістерській кваліфікаційній роботі досліджено методи оцінки сейсмостійкості будівель і споруд на вплив повторних сейсмічних подій, зокрема щодо завдання рівня сейсмічного впливу для афтершоку, врахування пошкоджень конструкцій, зменшення жорсткості окремих елементів та інтегральної жорсткості будівлі в цілому. Виконано розрахунки тривимірної комп'ютерної моделі багатоповерхової залізобетонної каркасної будівлі з використанням програмного комплексу «ЛПРА-САПР». Виконано порівняння параметрів сейсмічної реакції та НДС конструкцій, отриманих за результатами розрахунків при впливі основної та повторної сейсмічної події.

В технічній частині роботи розроблена конструкторська документація на багатоповерховий залізобетонний каркасний житловий будинок, запроектований для будівництва у сейсмічному районі України. Розглянуті питання архітектурно-планувальних рішень, виконано проектування основних несучих елементів залізобетонного каркасу та розроблено розділ з охорони праці.

Магістерська кваліфікаційна робота містить 13 аркушів графічної частини.

Ключові слова: *сейсмічний вплив, афтершок, напружено-деформований стан, багатоповерхова будівля*

ABSTRACT

Kylymniuk A. O. Assessment methods of the buildings seismic resistance under the repeated seismic events (aftershocks). Master's thesis in specialty 192 - construction and civil engineering. Vinnitsa: VNTU, 2023. 117 p. In Ukrainian language. Bibliographer: 63 titles; fig.: 65; tabl. 38.

In the master's qualification work, assessment methods of the buildings seismic resistance under the repeated seismic events are considered, in particular, regarding the assignment of the level of seismic impact for the aftershock, taking into account the damage to structures, reducing the stiffness of individual elements and the integral stiffness of the building as a whole. Calculations of a three-dimensional computer model of a multi-story reinforced concrete frame building were performed using the LIRA-SAPR software complex. The parameters of seismic response and stress-strain state of structures obtained from the results of calculations under the main and repeated seismic events are compared.

In the technical part of the work, designed documentation was developed for a multi-story concrete frame residential building, designed for construction in the seismic region of Ukraine. The issues of architectural and planning solutions were considered, the design of the main supporting elements of the reinforced concrete frame was carried out, and the section on labor protection was developed.

Master's thesis contains 13 sheets of graphics

Keywords: *stress-strain state, load combination, seismic impact, multi-story building*

ЗМІСТ

ПЕРЕЛІК СКОРОЧЕНЬ.....	6
ВСТУП.....	7
1. АНАЛІЗ СУЧАСНОГО СТАНУ ТЕОРІЇ ТА ПРАКТИКИ.....	11
1.1 Загальні положення.....	11
1.2 Аналіз наслідків руйнівних землетрусів.....	11
1.3 Аналіз параметрів афтершоків.....	18
1.4 Розрахункові положення.....	24
1.5 Нормативні положення.....	30
1.6 Висновки за розділом.....	31
2. МОДЕЛЮВАННЯ ТА ЧИСЕЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ.....	33
2.1 Загальні положення.....	33
2.2 Визначення мети та задач дослідження.....	34
2.3 Опис програмного комплексу розрахунку.....	35
2.4 Характеристика комп'ютерної моделі будівлі.....	45
2.5 Висновки за розділом.....	57
3. АНАЛІЗ ТА УЗАГАЛЬНЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕНЬ.....	58
3.1 Результати модального аналізу.....	58
3.2 Результати розрахунку сейсмічних навантажень.....	59
3.3 Деформований стан будівлі.....	60
3.4 Формування навантажень для нелінійного розрахунку.....	61
3.5 Результати розрахунків.....	65
3.5.1 Модальний аналіз.....	66
3.5.2 Деформований стан будівлі.....	66
3.5.3 Розрахунок зусиль в конструкціях.....	69
3.5.4 Результати розрахунку армування конструкцій.....	71
3.6 Порівняння результатів розрахунку.....	77
3.7 Порівняння витрат армування для забезпечення сейсмостійкості будівлі.....	79
ВИСНОВКИ ЗА РЕЗУЛЬТАТАМИ ДОСЛІДЖЕНЬ.....	84
4. АРХІТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ.....	87

	5
4.1 Генеральний план та благоустрій території забудови	87
4.2 Архітектурно-планувальні рішення	91
4.3 Конструктивні рішення	93
4.4 Безпека життєдіяльності та охорона навколишнього середовища.....	95
4.5 Техніко-економічні показники.....	96
4.6 Висновки до розділу 4	97
5. ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ	98
5.1 Технічні рішення з безпечної експлуатації об'єкта	98
5.1.1 Технічні рішення з безпечної організації робочих місць	98
5.1.2 Електробезпека	102
5.2 Технічні рішення з гігієни праці і виробничої санітарії.....	103
5.2.1. Мікроклімат	103
5.2.2. Склад повітря робочої зони	104
5.2.3. Виробниче освітлення.....	104
5.2.4. Виробничий шум	105
5.2.5 Психофізіологічні фактори.....	106
5.2.6 Класи умов праці за показниками напруженості праці:	106
5.3 Висновки до розділу 5.	107
ВИСНОВКИ ЗА РЕЗУЛЬТАТАМИ ВИКОНАННЯ МКР.....	108
Д О Д А Т К И.....	117
Додаток А ПРОТОКОЛ перевірки кваліфікаційної роботи на наявність текстових запозичень.....	118
Додаток Б Результати розрахунку конструкцій будівлі.....	119
Додаток В Відомість графічної частини	129

ПЕРЕЛІК СКОРОЧЕНЬ

ДБН	-	Державні будівельні норми України
ДСТУ	-	Державний стандарт України
МКР	-	Магістерська кваліфікаційна робота
МРЗ	-	Максимальний розрахунковий землетрус
МСЕ	-	Метод скінченних елементів
НДС	-	Напружено-деформований стан
ПЗ	-	Проектний землетрус
ПК	-	Програмний комплекс
РСН	-	Розрахункові сполучення навантажень
СЕ	-	Скінченний елемент
СЗ	-	Слабкий землетрус
СНЗ	-	Спектр несучої здатності

ВСТУП

Актуальність теми.

Територія України знаходиться в зоні можливого впливу руйнівних землетрусів, інтенсивність яких на окремих територіях Одеської області та Криму може сягати 9 балів. Сейсмічну небезпеку необхідно враховувати при проектуванні та експлуатації об'єктів громадського та виробничого призначення різного ступеню відповідальності [1].

Сейсмостійкість будівель і споруд оцінюється переважно на вплив основного землетрусу розрахункової інтенсивності. Завдяки розвитку норм проектування нові будівлі і споруди, в переважаючій кількості, здатні витримувати вплив сильних землетрусів без загального руйнування, втрати стійкості. В той же час конструкції отримують суттєві пошкодження, що зменшують жорсткість окремих елементів та споруди в цілому. Для таких об'єктів важливим є перевірка (оцінка) «залишкової» сейсмостійкості при повторних сейсмічних подіях (афтершоках).

Поглиблене вивчення методів розрахунку на сейсмічні впливи, набуття практичних навиків їх використання при проектуванні будівель і споруд в сейсмічних районах України є актуальним питанням для інженерів-будівельників.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами.

Робота виконана відповідно до теми:

- № 60К1 «Подальший розвиток математичного моделювання НДСБК. Аналіз методів та устаткування.».

Метою досліджень є вивчення та порівняльний аналіз сучасних методів розрахунку будівельних конструкцій з урахуванням сейсмічного впливу різної інтенсивності у складі сейсмічних розрахункових ситуацій.

Задачі досліджень:

- аналіз вимог нормативних документів та літературних джерел щодо особливостей розрахунку будівель і споруд на сейсмічні впливи, зокрема щодо врахування повторних сейсмічних подій (афтершоків);
- розробка просторової розрахункової моделі багатоповерхової каркасної залізобетонної будівлі з використанням ПК «ЛІРА САПР»;
- збір навантажень для розрахунку моделі з урахуванням сейсмічного впливу інтенсивності 6-7 балів;
- моделювання сейсмічної дії за спектральним методом ДБН В.1.1-12 [2];
- формування сейсмічної розрахункової ситуації з урахуванням впливу основного землетрусу та афтершоку;
- виконання розрахунку моделі в умовах сейсмічної розрахункової ситуації;
- аналіз результатів розрахунку моделі за наступними параметрами:
 - динамічними характеристиками (періодами та формами коливань);
 - сейсмічних (інерційних) навантажень;
 - параметрів НДС елементів несучих конструкцій;;
 - витрат армування конструкцій.
- підготовка висновків за результатами досліджень.

Об'єктом досліджень є розподіл параметрів НДС 16-ти поверхової житлової будівлі, запроектованої для будівництва у сейсмічному районі України з інтенсивністю сейсмічних впливів 7 балів з використанням конструктивної схеми монолітного залізобетонного безригельного каркасу.

Предметом дослідження є параметри напружено-деформованого стану (НДС) конструкцій багатоповерхової житлової будівлі, визначені за результатами розрахунку в умовах сейсмічної розрахункової ситуації при впливі основної та повторної сейсмічної події.

Методи дослідження.

Для вирішення поставлених завдань будуть використані наступні методи досліджень:

- аналіз сучасного стану теорії та практики розрахунків конструкцій з урахуванням сейсмічної дії на основі огляду літературних джерел та вимог нормативних документів (розділ 1);
- розрахункові дослідження параметрів НДС будівельних конструкцій з урахуванням сейсмічного впливу на основі просторової комп'ютерної моделі багатоповерхового залізобетонного каркасного будинку (розділ 2);
- аналіз результатів розрахунку за параметрами динамічної реакції та НДС конструкцій, витрат матеріалів несучих конструкцій, порівняння із граничними значеннями відповідно до вимог нормативних документів (розділ 3);
- розробка конструкторсько-технологічної документації на багатоповерховий залізобетонний каркасний житловий будинок, запроектований для будівництва у сейсмічному районі України (розділ 4).

Наукова новизна роботи.

Наукову новизну роботи складають:

- визначення підходів до формування розрахункових послідовностей та інтенсивностей сейсмічних навантажень від основної та повторної сейсмічної події;
- результати порівняльного аналізу НДС залізобетонних конструкцій при впливі сейсмічних навантажень від основної та повторної сейсмічної події.

Практична цінність роботи.

В результаті виконання МКР отримано інженерний досвід з виконання чисельних досліджень будівельних конструкцій з урахуванням сейсмічних впливів, а саме: володіння основними методами розрахунків та умовами їх застосування, вибору параметрів сейсмічного впливу в залежності від типу та відповідальності конструкцій, формування вихідних даних для розрахунків,

зокрема з використанням сучасних програмних комплексів, аналіз отриманих результатів за параметрами НДС та витратами матеріалів конструкцій.

Особистий внесок магістранта полягає у вивченні та узагальненні наявного світового досвіду з проектування сейсмостійких будівель, застосування сучасних методів розрахунку конструкцій на сейсмічні дії, чисельне моделювання та аналіз поведінки конструкцій при сейсмічних діях.

Результати роботи апробовано на: *Міжнародній науково-технічній конференції «Енергоефективність в галузях економіки України-2023»; 21.11.2023 – 23.11.2023. м. Вінниця, ВНТУ.*

За темою МКР підготовлено наступні публікації:

Килимнюк А. О. *Методи оцінки сейсмостійкості будівель при впливі повторних сейсмічних подій (афтершоків).*

[<https://conferences.vntu.edu.ua/index.php/egeu/egeu2023/paper/viewFile/19361/16049>] / А. О. Килимнюк // Матеріали Міжнародної науково-технічної конференції «Енергоефективність в галузях економіки України-2023»; 21.11.2023 – 23.11.2023. м. Вінниця, ВНТУ.

1. АНАЛІЗ СУЧАСНОГО СТАНУ ТЕОРІЇ ТА ПРАКТИКИ

1.1 Загальні положення

Завдяки розвитку сейсмостійкого будівництва та постійному удосконаленню норм проектування нові будівлі і споруди, в переважаючій кількості, здатні витримувати вплив сильних землетрусів без загального руйнування, втрати стійкості [1, 2]. В той же час конструкції отримують суттєві пошкодження, що зменшують жорсткість окремих елементів та споруди в цілому. Для таких об'єктів важливим є оцінка «залишкової» сейсмостійкості при можливих повторних сейсмічних подіях, які називають афтершоками.

Афтершоки – це підземні поштовхи, які відбуваються після основного землетрусу. Кількість афтершоків може досягати декількох тисяч, але їх інтенсивність переважно менша від інтенсивності основного землетрусу.

Судячи з історичних звітів про землетруси, майже 90% сильних поштовхів супроводжуються сильними афтершоками [3]. Відомо багато випадків, коли будівлі, пошкоджені головним ударом, руйнувалися саме при повторних, менш сильних поштовхах. Протягом року після землетрусу Чі-Чі на Тайвані 1999 року сталося 87 афтершоків магнітудою 5,0 і вище. Фактично, сильний афтершок магнітудою 6,8 стався за півгодини після головного поштовху землетрусу Чі-Чі і став основною причиною людських жертв і руйнувань будівель [3]. Серед останніх – землетрус, що стався у лютому 2023 року в Туреччині [4].

Однак сейсмічні норми більшості країн світу здебільшого враховують вплив одиночного землетрусу, не беручи до уваги потенційних збитків від афтершоків. Тому в останні роки приділяється особлива увага дослідженню як самих повторних землетрусів, так і сейсмічної реакції конструкцій, що зазнають їх впливу.

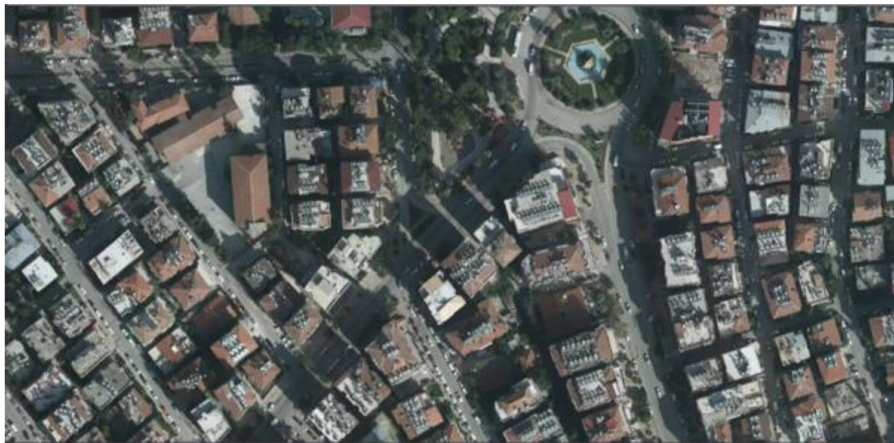
1.2 Аналіз наслідків руйнівних землетрусів

Найбільш корисну інформацію для розуміння природи виникнення та

особливостей впливу на будівельні конструкції отримують за результатами аналізу наслідків руйнівних землетрусів. Наведемо деякі приклади.

Землетрус магнітудою 7,7 стався в Туреччині о 04:17 6 лютого 2023 року, після чого було зафіксовано 312 афтершоків, магнітуда деяких із них сягала 6,8. Ще один окремих землетрус магнітудою 7,65 стався о 13:24 того ж дня. Землетруси визнані найбільшими в регіоні за 100 років – поштовхи відчувалися навіть в Ізраїлі та Єгипті [5].

За даними [6] землетруси 6 лютого 2023 року та повторні поштовхи у наступні дні, забрали життя 50 700 осіб, пошкодили понад 313 000 будівель та залишили без даху над головою 3,3 мільйона осіб на території площею 110 000 кв. км, що охоплює 11 провінцій із загальною чисельністю населення 15,6 мільйонів осіб (рис. 1.1, 1.2).



а)



б)

Рисунок 1.1 – Панорама міста Газіантеп (Туреччина) до (а) та після (б) руйнівних землетрусів 6 лютого 2023 року [6]



Рисунок 1.2 – Вплив поштовхів землетрусів 6 лютого 2023 року на транспортну інфраструктуру [6]

На рисунку 1.3 наведено порівняння спектральних прискорень, зафіксованих при землетрусах 6 лютого 2023 року на сейсмічній станції Антак'є із нормативними спектрами норм із сейсмостійкого будівництва Туреччини TBDY-2019. Як видно із цього порівняння прискорення ґрунту при сейсмічних поштовхах перевищили нормативні значення майже у 2 рази.

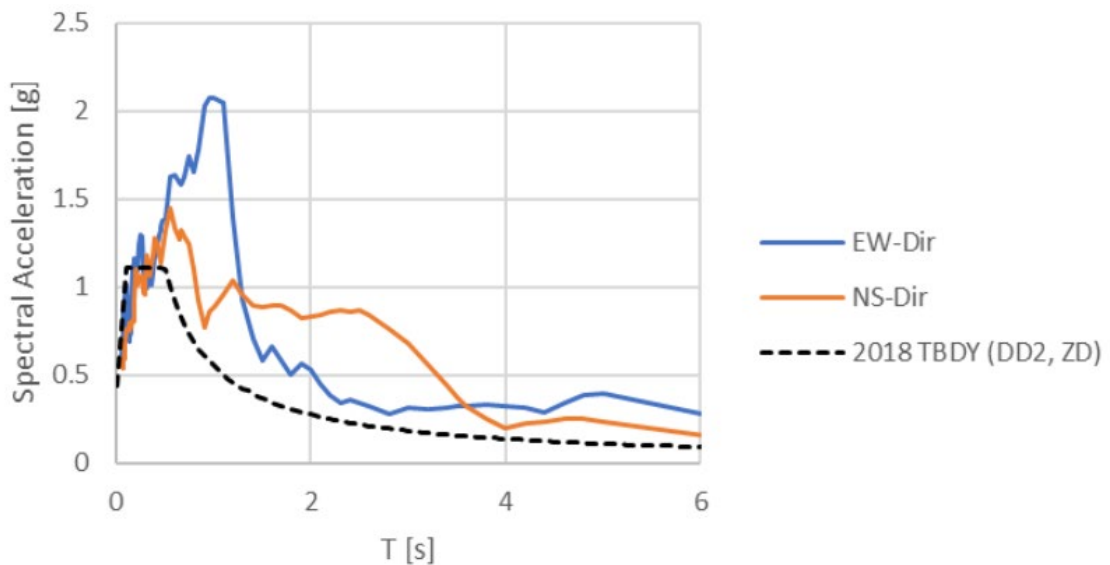


Рисунок 1.3 - Графіки, що порівнюють компоненти спектрального прискорення EW та NS на станції в Антак'ї зі спектром горизонтальної пружної реакції відповідно до норм сейсмічного проектування Туреччини [6]

Обидва великі землетруси викликали власну послідовність афтершоків. Понад 20 афтершоків мали магнітуди понад 5 балів, що робило їх серйозною загрозою, особливо для будь-яких раніше пошкоджених будівель. Найсильніший афтершок стався через 10 хвилин після першого землетрусу Mw7,8 і мав власну магнітуду Mw6,7. В результаті багато будівель, які встояли після основного поштовху, були зруйновані (рис.1.4).

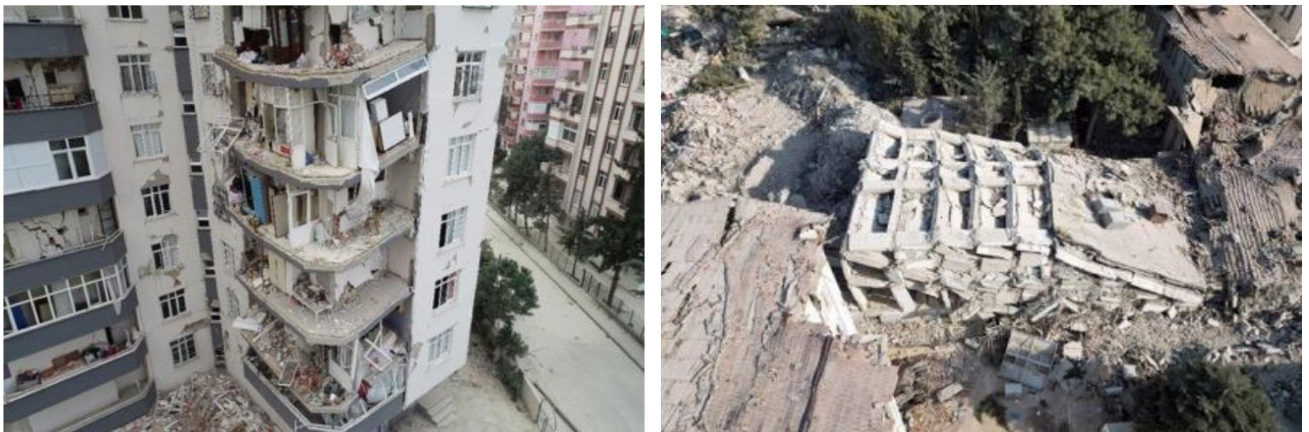


Рисунок 1.4 – Руйнування багатоповерхової залізобетонної каркасної будівлі внаслідок а) основго землетерсу (а) повторних поштовхів (б) при землетрусах 6 лютого 2023 року [6]

Станом на 6 березня 2023 року оцінку збитків було завершено для 1 712 182 будівель в 11 провінціях, які постраждали від землетрусу.

Встановлено, що 35 355 будівель обрушилися, 17 491 будівлі підлягають терміновому знесенню, 179 786 будівель отримали серйозні пошкодження, 40 228 будівель отримали середні пошкодження та 431 421 будівлі отримали легкі пошкодження [7].

На сьогоднішній день досліджено вплив афтершоків на різні типи будівель. На рисунку 1.5 наведені результати оцінки пошкоджень будівель трьох типів при землетрусах, що сталися в період 2011 – 2016 років в США [8]. Відповідно до наведених даних 30% залізобетонних каркасних будівель та 50% будівель з армованими кам'яними стінами були зруйновані після повторних поштовхів.

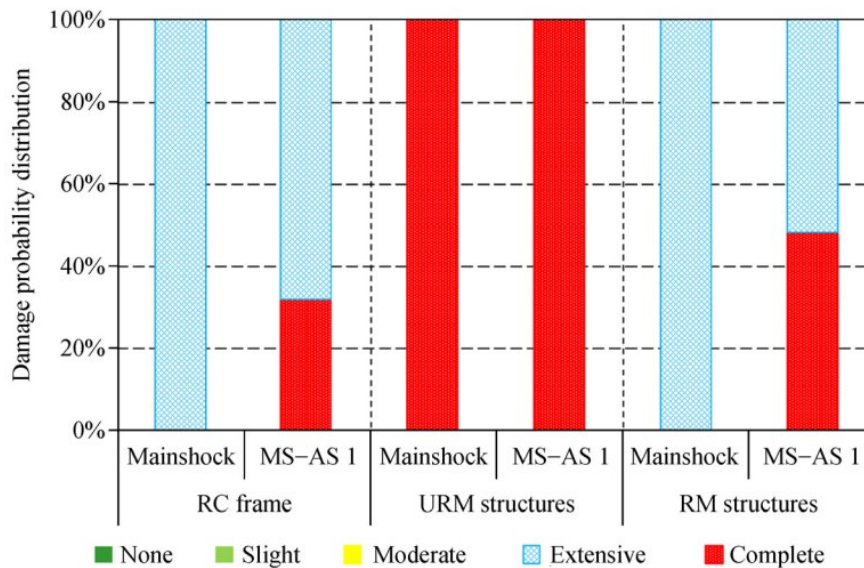


Рисунок 1.5 - Результати аналізу сейсмічного ушкодження будівель різних конструктивних типів після основного та повторного поштовхів за даними [8]:

RC frame – залізобетонні каркаси; URM structures – неармовані кам'яні конструкції; RM structures - армовані кам'яні конструкції;
 рівні пошкоджень: None – відсутні; Slight – незначні; Moderate – помірні;
 Extensive – значні; Complete – повне руйнування

Автори дослідження [9] оцінили ймовірність збільшення пошкоджень будівель після повторних поштовхів для Нової Зеландії (рис. 1.6). Як видно з рисунку, будівлі, що після основного землетрусу не отримали значних пошкоджень, можуть отримати різні рівні пошкоджень після афтершоків - аж до повного руйнування.

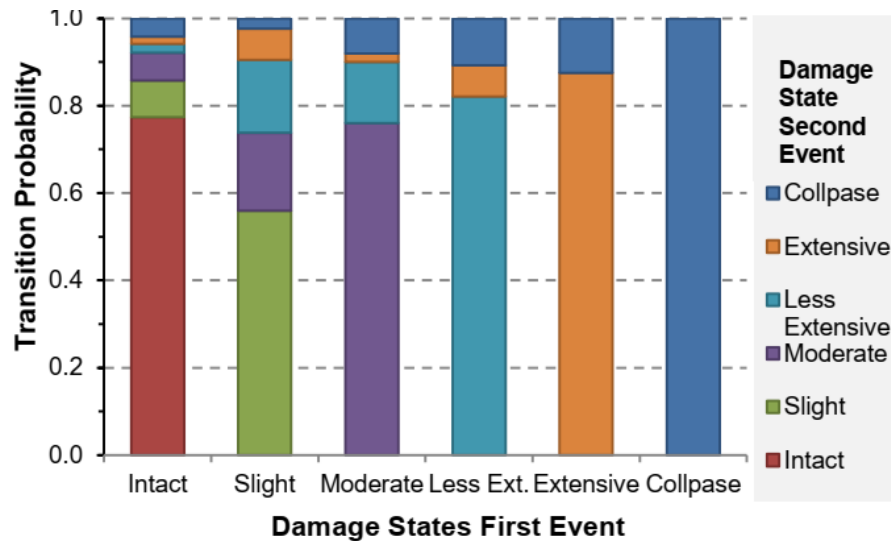
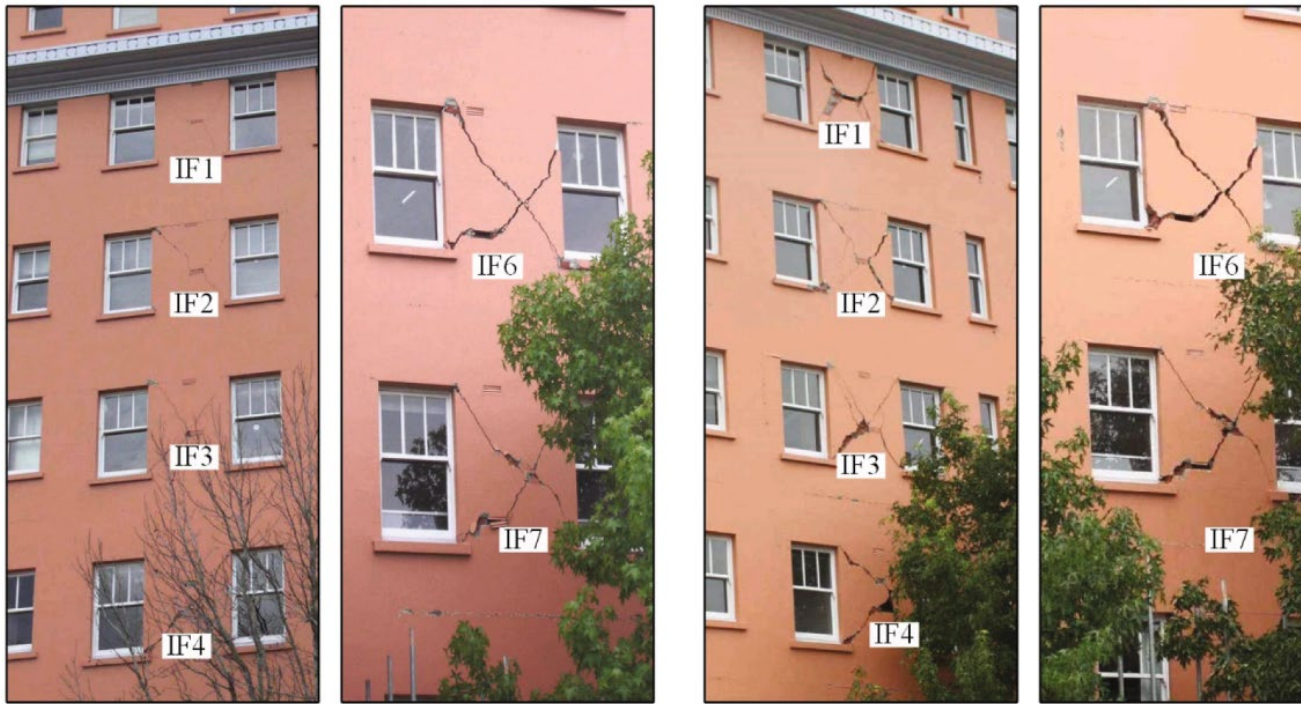


Рисунок 1.5 - Ймовірність переходу будівлі із рівня пошкодження після основного землетрусу в рівень пошкодження після повторного землетрусу [9]: рівні пошкоджень: Intact – відсутні; Slight – незначні; Moderate – помірні; Extensive – значні; Collapse – повне руйнування

Наразі в різних джерелах доступні результати аналізу впливу повторних поштовхів, що виникли при землетрусах по всьому світу, зокрема в горах Таншань у 1976 році, у Веньчуані (Китай) в 2008 році, Крайстчерче (Нова Зеландія) 2011 року; Горкхе (Непал) у 2015 році, Центральній Італії 2016 року. Дослідники відзначають конструкції ведуть себе абсолютно по-різному під час одиничних та повторних землетрусів.

Наприклад, в роботі [10] наведено порівняння пошкоджень стін з цегляної кладки, зафіксовані після основного та повторного Кентерберийських землетрусів 2011 року у Новій Зеландії (рис.1.6). Порівняння свідчить про те, що пошкодження цегляних простінків суттєво збільшилися; втім це не привело до повного руйнування будівлі.

Цікаві результати засвідчили автори дослідження [11], якими були докладно описані та класифіковані пошкодження конструкцій внаслідок землетрусу у Горкху (Непал) з магнітудою M_w 7,8 стався 25.04.2015 р. із серією потужних афтершоків (рис. 1.7, 1.8). Як впливає з рисунку 1.7 прискорення при афтершоках були у двічі меншими за прискорення основного землетрусу.

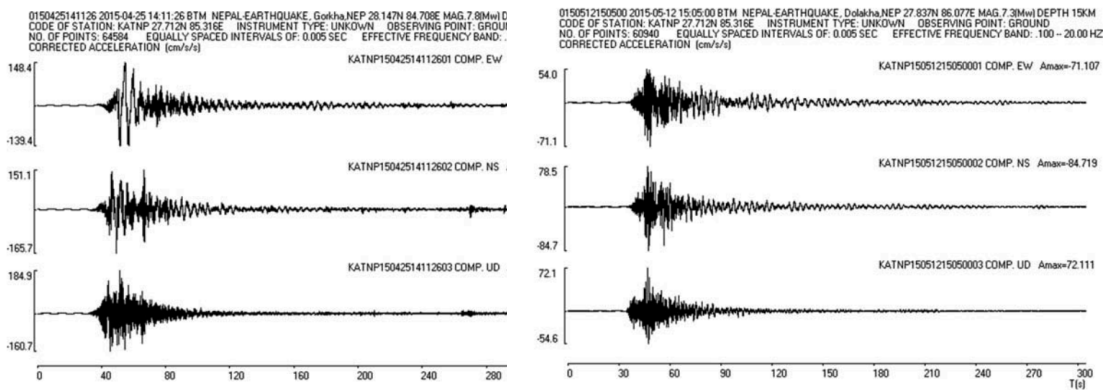


а)

б)

Рисунок 1.6 - Пошкодження цегляних стін східного фасаду внаслідок Кентерберийських землетрусів 2011 року [10]:

а - головний поштовх; б - афтершок



а)

б)

Рисунок 1.7 – Записи основного (а) та найбільшого повторного (б) землетрусів в Непалі, зафіксовані станцією КАТНР [11]

За словами місцевих жителів, одна залізобетонна каркасна конструкція в муніципалітеті Джанакпур отримала помірні Х-подібні тріщини на першому поверсі після основного поштовху та афтершоку Mw 6,7 26.04.2015 р., але вона повністю зруйнувалася після наступного афтершоку Mw 7,3 12.05.2015 р. (рис. 1.8, а). Навпаки, тріщини біля колони іншої стіни заповнення залізобетонного каркасу у Катманду після афтершоку знову закрилися (рис. 1.8, б). На думку авторів однією з основних причин цієї різниці можуть бути різні ґрунтові

умови та різні відстані від епіцентру сейсмічних подій. Отже, важливим моментом є вивчення природи виникнення та закономірностей прояву повторних сейсмічних подій.



а)



б)

Рисунок 1.8 – Приклади різного впливу на стан конструкцій залізобетонних будівель афтершоків землетрусу в Непалі за даними [11]

1.3 Аналіз параметрів афтершоків

Вивчення афтершоків відіграє важливу роль у сейсмології та завдання оцінки сейсмічної небезпеки. У сейсмології існує лише небагато загальних законів, відомі ще з середини 20-го століття, зокрема закон Гутенберга-Ріхтера, закон Оморі та закон Бота [13].

Відповідно до закону Гутенберга-Ріхтера логарифм частоти землетрусів даної магнітуди лінійно залежить від магнітуди з коефіцієнтом нахилу. Відповідно до закону Оморі частота афтершоків зменшується з часом від моменту основної події за ступеневим законом. Відповідно до закону Бота магнітуда найсильнішого афтершоку в середньому приблизно на одиницю менше магнітуди основної події. Всі три закони стосуються афтершоків (тільки перший із них стосується сейсмічності взагалі), і всі три закони мають статистичний характер. Відповідно до цього всі підходи до аналізу та прогнозу афтершоків засновані на статистичних методах точкових процесів. Розглянемо найбільш показові публікації, присвячені цьому питанню.

В роботі [14] досліджено афтершокову послідовність Суусамирського землетрусу на північному Тянь-Шані 19.08.1992 р., $M = 7.3$.

На рис. 1.9 наведено розподіл афтершоків Суусамирського землетрусу у часі: у верхній частині – розподіл протягом перших 24 годин, у нижній – протягом кількох років (з 1992 по 1998 р.). На осі ординат наведено клас події. Видно, що у першу добу відбулася серія повторних поштовхів 12–16 класу, із зменшенням класу подальших подій до 8-12 (рис. 1.9, а). Інтенсивність афтершовкових подій була високою протягом тривалого часу; після періоду, вказаного на графіку рис. 1.9, б, афтершочкова діяльність ще тривала.

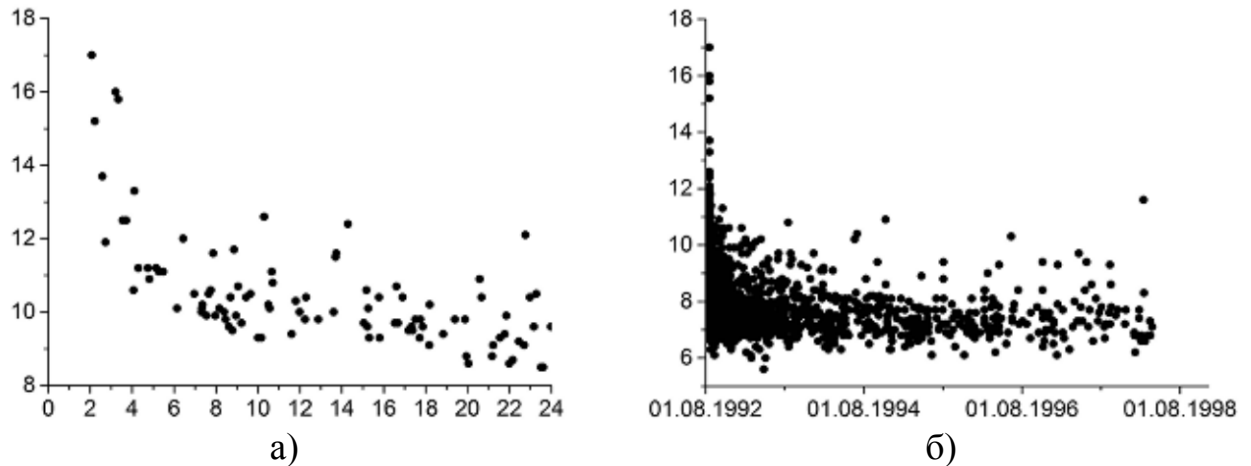


Рисунок 1.9 - Розподіл у часі афтершовкової послідовності Суусамирського землетрусу: а – у перші 24 години; б – у період 1992 – 1998 рр.

За допомогою аналізу каталогу землетрусів показано якісний та кількісний зв'язок між основним землетрусом та наступними подіями. Зокрема, встановлено, що параметри досліджуваної афтершовкової послідовності дійсно добре описуються ступеневими залежностями закону Оморі.

Автори [15] виконали аналіз кількох послідовностей афтершоків по всьому світі і розрахували сукупної магнітуди з часом. На рисунку 1.10 наведено залежності магнітуди (M) та сукупної магнітуди (Q) від часу появи повторних поштовхів, що відбулися після основного великого землетрусу. Розглянуто наступні відомі землетруси:

- 1989 Loma Prieta (США, магнітуда $M_w = 7.1$);
- 1995 Kobe (Японія, магнітуда $M_w = 7.2$, період прояву досліджених 17.01.1995 – 31.12.1995);
- 2004 Parkfield (США, магнітуда $M_w = 5.96$, період досліджених афтершоків 28.09.2004 - 28.02.2008);

- 2004 Sumatra (Індонезія, магнітуда $M_w = 9.0$, період досліджених афтершоків 26.12.2004 - 28.02.2008);
- 2005 Muzaffarabad (Індія, магнітуда $M_w = 7.7$, період досліджених афтершоків 08.10.2005 – 28.02.2008);
- 2007 Sumatra (Індонезія, магнітуда $M_w = 8.5$, період досліджених афтершоків 12.09.2007 - 28.02.2008).

Встановлено, що величина сукупної магнітуди $Q(t)$ має лінійну залежність від часу t , а функція, якою вона визначається має нахил S , характерний для конкретної зони основного розлому. Отримані дані підтверджують прийнятність закону Гутенберга-Ріхтера та можуть бути основою для прогнозування параметрів наступних землетрусів.

Аналізуючи різні сейсмічні послідовності, авторам публікації [16] вдалося зрозуміти, що основна подія може викликати два типи афтершоків (рисунок 1.11):

1. прямі афтершоки, які викликаються лише основним землетрусом і можуть бути адекватно описані законом Оморі;
2. вторинні поштовхи, які відбуваються у будь-яких розломах, які були настільки сильно активовані попереднім поштовхом, що закон Оморі починає діяти при виникненні поштовху, а не при виникненні основного землетрусу. Тобто вторинні афтершоки можуть бути спричинені одним із прямих афтершоків або іншими вторинними афтершоками і можуть значною мірою складатися із землетрусів, які не спричинені змінами напруження при основному землетрусі.

Знання магнітуди найпотужнішого афтершоку, що слідує за основним землетрусом, має вирішальне значення для вивчення послідовності та отримання інформації про можливі великі землетруси в майбутньому. В той же час враховуючи те, що вторинні афтершоки настільки непередбачувані та їхні магнітуди суттєво менші за магнітуди прямих афтершоків, в практичних цілях їх впливом можна знехтувати.

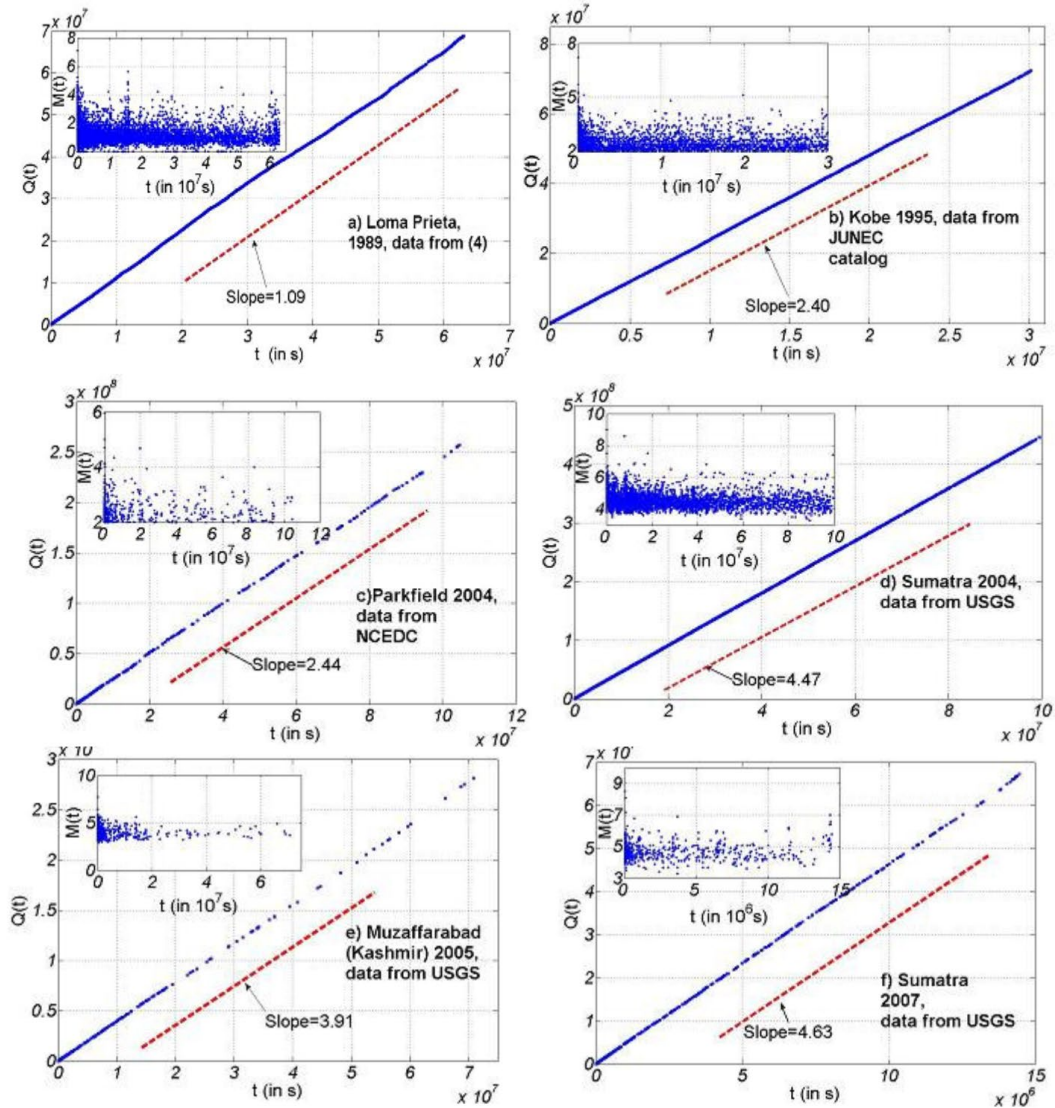


Рисунок 1.10 – Залежності значень магнітуд $M(t)$ та сукупної магнітуди $Q(t)$ від часу t відповідно до даних [15]

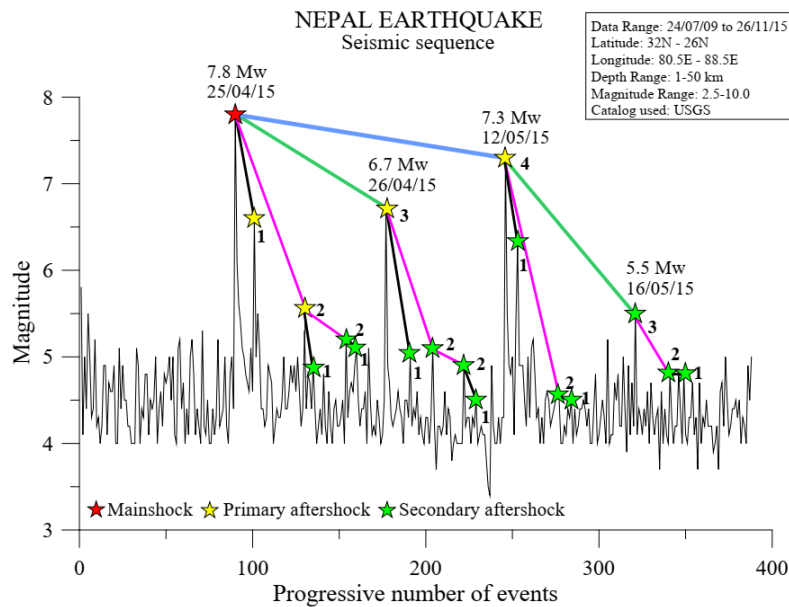


Рисунок 1.11 - Схематичне зображення фази землетрусів у Непалі та класифікація афтершоків відповідно до даних [16].

Цикли афтершоків позначені лініями різних кольорів

Суттєвим результатом роботи [16] є залежність для середнього значення магнітуди афтершоків (M_A), що отримана на основі аналізу даних 128 сильних землетрусів, що сталися у різних регіонах світу:

$$M_A = 0.771M_M + 0.0661 \quad (1.1)$$

Середня різниця магнітуд між головним поштовхом та найбільш значним афтершоком становить 1,575 (Δm), тобто дещо більше ніж отримують за емпіричним законом Бота.

В якості узагальнення викладеного вище на рисунку 1.12 наведено схематичне представлення послідовності подій, які супроводжують основний землетрус, прийняте в Геологічній службі США (U.S. Geological Survey - USGS) [17]. У наведеній послідовності землетрус з найбільшою магнітудою називається основним; все, що йому передує - форшоком; все, що відбувається після нього - афтершоком [17].

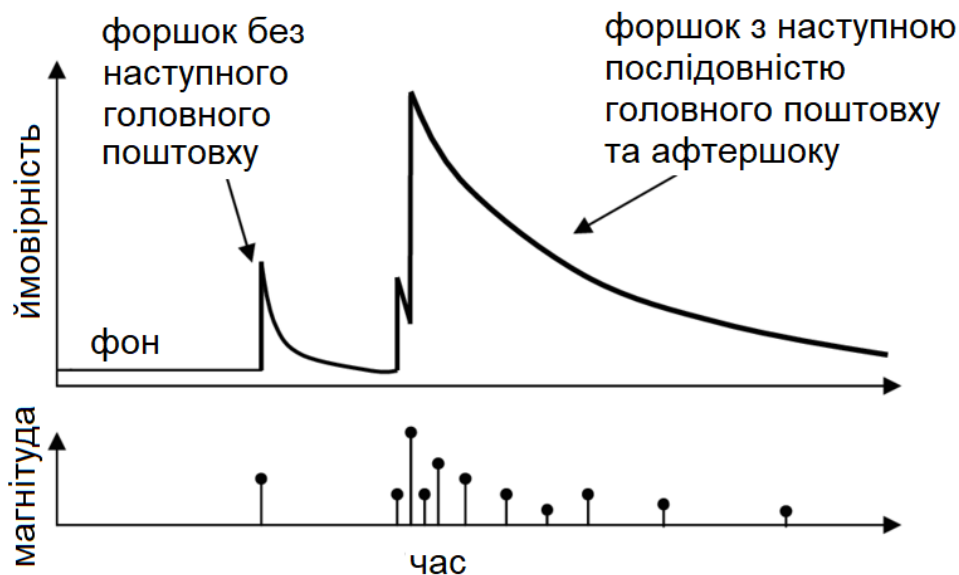


Рисунок 1.12 - Схематичне зображення афтершоків і потенційних передніх форшоків і їх вплив ймовірності майбутніх землетрусів поштовхів землі [17]: нижня вісь: землетруси різної магнітуди, включаючи послідовність афтершоків; верхня вісь: ймовірнісний прогноз небезпеки кожного землетрусу

Відповідно до зазначеного підходу прийнято наступне:

- якщо наступна подія має більшу магнітуду, то саме вона стане основною;

- швидкість поштовхів при основних землетрусів після форшоків має ті самі закономірності, що й афтершоки після основних землетрусів;
- послідовності афтершоків мають відповідати одній загальній моделі, хоча кожний окремий землетрус є випадковим та непередбачуваним;
- афтершоки затухають із збільшенням часу, збільшенням відстані та збільшенням магнітуди;

Вплив відстані

Афтершоки зазвичай відбуваються поблизу основного землетрусу. Напруження в розломі основного землетрусу різко змінюється, і цей розлом викликає більшість афтершоків. Іноді зміна напруження основного землетрусу є настільки великою, що може спровокувати повторні поштовхи на інших, найближчих розломах. Як правило, USGS називає землетруси афтершоками, якщо вони відбуваються на відстані, що не перевищує довжини розлому основного землетрусу.

Вплив часу

Достатньо потужний землетрус, що спричинив пошкодження, з великою ймовірністю супроводжуватиметься кількома відчутними афтершоками протягом першої години. Частота повторних поштовхів швидко зменшується обернено пропорційно часу, що сплинув після основного землетрусу. Це означає, що в другий день відбувається приблизно половина від кількості афтершоків, ніж у перший день, а в 10-й день - приблизно одна десята від їх кількості в перший день. Ці моделі описують лише загальну поведінку афтершоків; фактичний час, кількість і місце підземних поштовхів є випадковими. Афтершок може статися через кілька тижнів або навіть десятиліть після основного землетрусу.

Магнітуда

Зазвичай більші землетруси мають більші афтершоки, тобто чим більший основний землетрус, тим сильнішим в середньому буде найбільший афтершок. Різниця в магнітуді між основним землетрусом і найбільшим афтершоком коливається від 0,1 до 3, але в середньому становить 1,2 (наприклад, афтершок

магнітудою 5,5 при магнітуді основного землетрусу 6,7). В балах шкали сейсмічної інтенсивності [18] ця різниця в середньому складає 1 бал.

Саме цей усереднений шаблон є найпоширенішим в світі для формування послідовностей основного та повторних землетрусів та їх використання в чисельних та експериментальних дослідженнях.

1.4 Розрахункові положення

Основною задачею чисельних досліджень є отримання параметрів НДС будівельних конструкцій різних типів при впливі основного землетрусу та пов'язаного із ним афтершоку.

Особливу увагу при цьому приділяють зниженню (деградації) жорсткості та відповідному збільшенню періоду власних коливань конструкцій, що відбуваються внаслідок появи пошкоджень після основного землетрусу. Саме ці параметри надають кількісне вираження результату впливу основного землетрусу та водночас є початковими показниками для виконання оцінки вплив повторних поштовхів.

У літературі в більшості досліджень, що розглядають нелінійну поведінку конструкцій при сейсмічних впливах, використовуються гістерезисні моделі без деградації або моделі, в яких поперечна жорсткість залишається постійною протягом усього часу навантаження [19]. Ці моделі не враховують зниження жорсткості або міцності при циклічних змінах сейсмічного навантаження. Найпростіша і найчастіше використовувана модель без деградації - це пружнопластична модель, в якій поведінка системи є лінійно-пружною доти, доки не буде досягнуто межі текучості матеріалу (рисунок 1.13, а). При досягненні текучості жорсткість приймається нульовою. У циклах розвантаження жорсткість дорівнює навантажувальній (пружній) жорсткості.

Іншою широко використовуваною гістерезисною моделлю без деградації є модель, яка подібна до пружно-пластичної, за винятком того, що жорсткість після досягнення текучості більше нуля (рисунок 1.13, б). Позитивну жорсткість після текучості також називають «деформаційним зміцненням», оскільки багато матеріалів демонструють ефект твердіння при значних рівнях

деформацій після текучості. Такі ефекти спостерігаються зокрема на графіку роботи сталі.

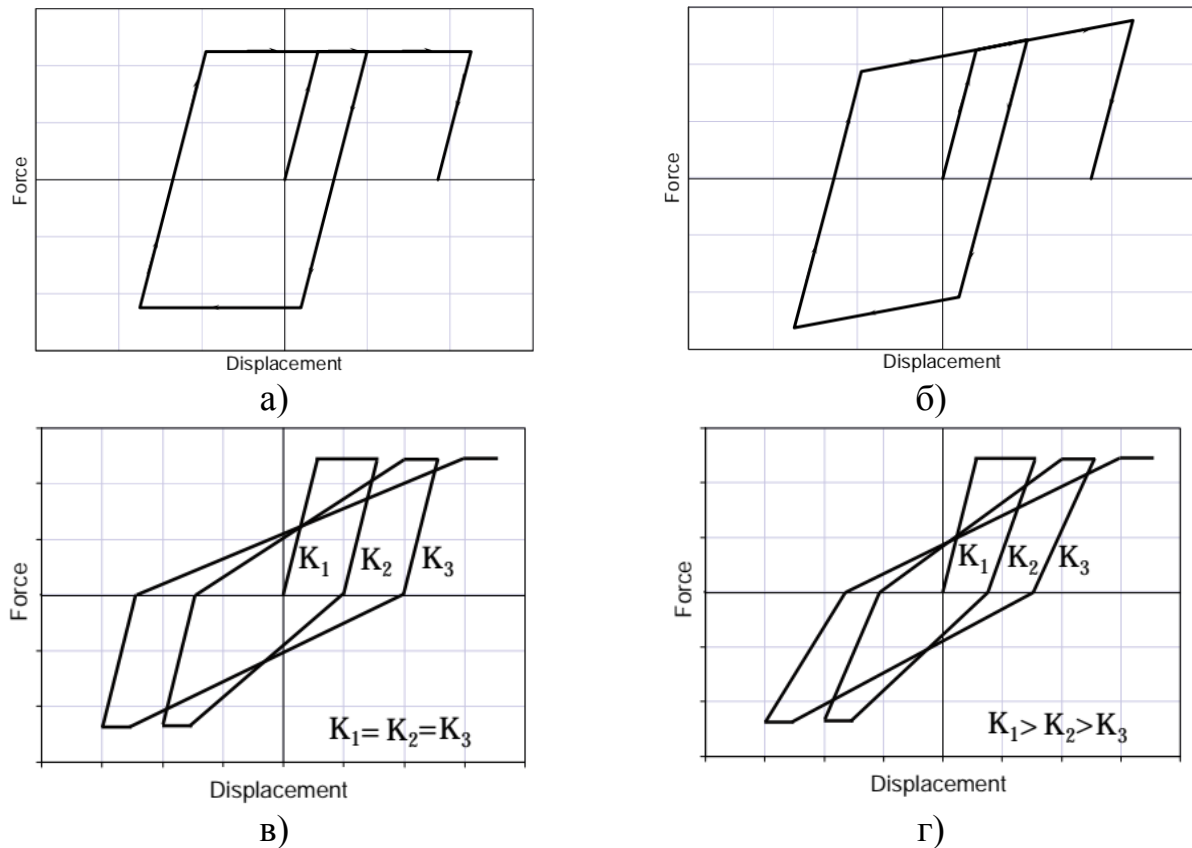


Рисунок 1.13 – Моделі поведінки конструкцій при знакозмінних циклових навантаженнях [19]:

а - пружнопластична кусково-лінійна гістерезисна модель без деградації;

б - кусково-лінійна гістерезисна модель із зміцненням;

в, г - кусково-лінійних гістерезисних моделей зі зниженням жорсткості

Багато елементів конструкцій демонструють певний рівень зниження жорсткості при впливі циклічних навантажень, до яких відноситься і сейсмічне. Це особливо стосується залізобетонних конструкцій, деградація жорсткості яких зазвичай є результатом появи тріщин, втрати зчеплення або наявності значних зсувних або осьових напружень. Рівень деградації жорсткості залежить від характеристик конструкції (властивостей матеріалу, геометрії, типу з'єднання), а також історії навантаження (наприклад, інтенсивності в кожному циклі, кількості та послідовності циклів завантаження).

На рисунку 1.13, в, г наведено приклади двох гістерезисних моделей із зниженням жорсткості:

- у першій моделі (рис. 1.13, в) жорсткість зменшується як функція пікового переміщення, при цьому жорсткість розвантаження залишається постійною і дорівнює початковій жорсткості;

- у другій моделі (рис. 1.13, г) жорсткість як при навантаженні, так і при розвантаженні зменшується в залежності від пікового переміщення і вони не є однаковими.

Ідеалізована схема нелінійної поведінки конструкцій при сейсмічному навантаженні наведена на рисунку 1.14 у вигляді так званого спектра несучої здатності (СНЗ). Відповідно до цієї схеми при незначних рівнях навантажень (від 0 до умовної межі пружності F_y) конструкція працює в пружній стадії, її початкова жорсткість складає K_e ; динамічна реакція характеризується основним періодом коливань $T_{упр}$.

На наступному етапі навантаження конструкція досягає умовної межі міцності F_c ; жорсткість на ділянці $F_y - F_c$ складає αK_e (де α – коефіцієнт зниження жорсткості); динамічна реакція характеризується періодом коливань T_i , значення якого збільшується відповідно до кута нахилу цієї ділянки.

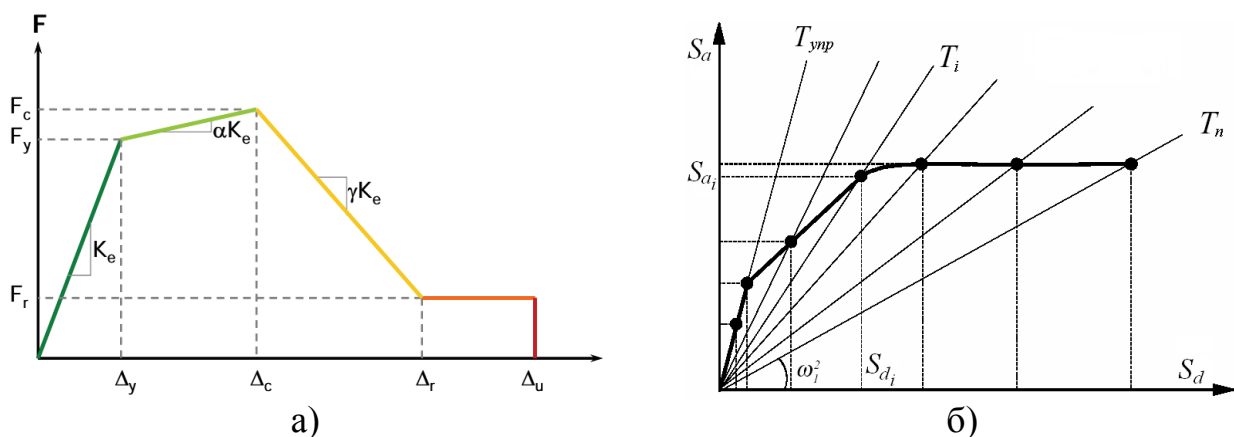


Рисунок 1.14 - Загальний вигляд спектра несучої здатності (СНЗ):

- а) в координатах «зсувна сила F - переміщення Δ » відповідно до [19];
 б) в координатах «прискорення S_a - переміщення S_d » відповідно до [2]

Наступні ділянки відповідають залишковій жорсткості $F_c - F_r$ (від'ємної або нульової в залежності від прийнятої моделі та значення коефіцієнту γ) та граничній деформації $\Delta_r - \Delta_u$, яка відповідає повному руйнуванню конструкції. Протягом цього процесу періоди власних коливань зростають від T_i до T_n в

залежності від зростання деформацій та кута нахилу січної прямої, що з'єднує початок координат та певну точку стану на СНЗ.

На цьому принципі ґрунтуються так звані нелінійні статичні методи розрахунку конструкцій з урахуванням сейсмічного впливу, які активно розвиваються останні 30 років та застосовуються у нормах із сейсмостійкого будівництва переважної більшості країн світу. Зокрема, у вітчизняних ДБН В.1.1-12 [2] нелінійний статичний розрахунок (НСР) рекомендується застосовувати в наступних випадках:

- як альтернативу прямому динамічному методу з використанням акселерограм, зважаючи на можливі складність і громіздкість таких розрахунків, а також через значну невизначеність вихідних даних;

- при проектуванні будівель і споруд з використанням методології, заснованої на вивченні стану конструкцій при різних рівнях сейсмічного впливу (т.з. Performance-Based Seismic Design);

- при оцінці та відновленні сейсмостійкості будівель, що експлуатуються, з урахуванням їх фактичного технічного стану (дефектів, пошкоджень тощо).

Ключовим фактором оцінки впливу землетрусів на технічний стан будівельних конструкцій є динамічні характеристики будівель до та після перенесених сейсмічних подій. В дослідженні [12] узагальнені дані визначення періодів власних коливань конструкцій, отримані різними авторами. Підтверджено, що отримані пошкодження суттєво впливають на період власних коливань – при зменшенні жорсткості конструкцій період власних коливань збільшуються. В середньому збільшення періоду коливань після землетрусів складає:

- менше 30% - для будівель, що отримали незначні пошкодження;
- від 20 до 60% - для будівель із середніми пошкодженнями;
- від 50 до 70% - для будівель із значними пошкодженнями.

В якості чисельного вираження пошкоджень конструкцій будівель і споруд найчастіше використовуються перекоси поверхів, що виникають внаслідок сейсмічних впливів.

Перекоси поверхів визначаються як відношення різниці горизонтальних переміщень верху і низу k -го поверху до його висоти:

$$\theta_k = \frac{U_k - U_{k-1}}{H_L} \quad (1.2)$$

Допустимі значення перекосів поверхів відповідно до ДБН В.1.1-12 [2] наведені в таблиці 1.1.

Таблиця 1.1 – Допустимі значення перекосів поверхів для трьох експлуатаційних рівнів [2]

Конструктивні схеми будівель	Міжповерховий переко́с для експлуатаційного рівня		
	СЗ	ПЗ	МРЗ
Сталевий каркас	0,0067	0,012	0,02
Залізобетонний каркас без вертикальних діафрагм або ядер жорсткості	0,0067	0,012	0,03
Залізобетонний каркас з вертикальними діафрагмами або ядрами жорсткості	0,004	0,017	0,025
Безкаркасні монолітні залізобетонні, великопанельні і великоблочні	0,0028	0,01	0,02
Безкаркасні з кам'яними стінами або армокам'яні	0,0025	0,004	0,008
Каркасно-кам'яні будівлі	0,0025	0,004	0,008

Автори [12] встановили залежність між значеннями перекосів поверхів θ_k та збільшенням значень основного періоду коливань залізобетонних каркасних будівель малої (С1L) та середньої (С1М) поверховості при впливі послідовності основного землетрусу та афтершоку (рисунок 1.15).

Як впливає із аналізу рисунку 1.15 для будівель середньої поверховості основний період починає зростати при значеннях перекоосу $\sim 6 \cdot 10^{-4}$; для будівель малої поверховості – $\sim 2 \cdot 10^{-3}$.

Порівнюючи із значеннями допустимих перекосів, наведених в ДБН В.1.1-12 [2], отримаємо, наприклад, що для залізобетонного каркасу середньої поверховості з вертикальними діафрагмами або ядрами жорсткості досягнення граничного перекоосу в 0,004 призведе до збільшення основного періоду коливань до 20%.

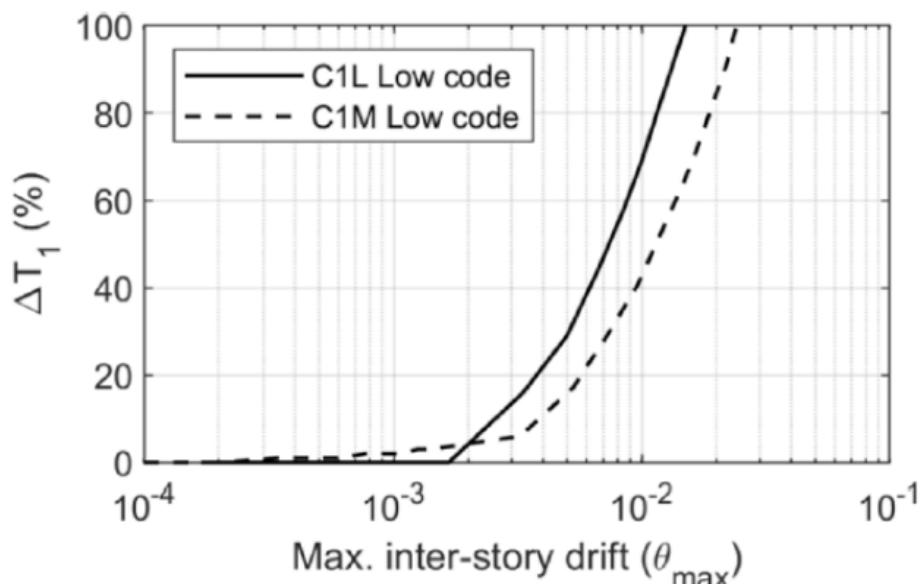


Рисунок 1.15 – Збільшення основного періоду (ΔT_1) в залежності від максимального перекосу поверхів θ_{max} відповідно до [12]

Тими ж авторами побудовано залежність деградації жорсткості від максимального перекосу будівлі θ_{tot} при сейсмічному впливі (рисунок 1.16). Відповідно до отриманої залежності деградація жорсткості проявляється при значеннях $\theta_{tot} > 1,5 \cdot 10^{-3}$. Слід відзначити, що це приблизно відповідає граничному значенню $2 \cdot 10^{-3}$ (1/500), встановленому у вітчизняних нормах [20].

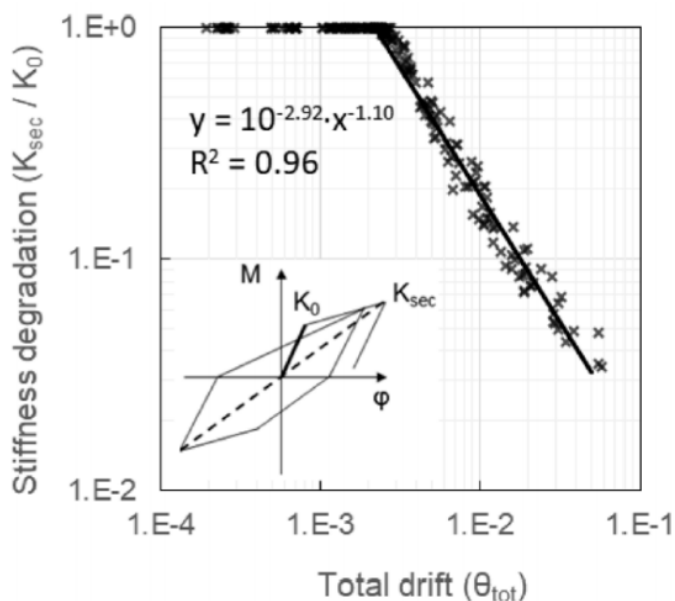


Рисунок 1.16 - Приклад деградації жорсткості з використанням гістерезисної моделі «момент-кривизна» у поперечному перерізі колон нижнього поверху будівель середньої поверховості

В роботі [21] в якості чисельного вираження пошкодження конструкцій після послідовності землетрусів використано так звані «індекси пошкодження» (*damage index - DI*). Значення *DI* можуть бути встановлені в залежності загального перекосу будівлі, відношення «момент – кривизна» для перерізу конструкції; зміни жорсткості та зміни періодів власних коливань будівлі.

У вигляді залежності від зміни жорсткостей значення *DI* може бути записано у наступному вигляді:

$$DI_c = 1 - \frac{K_c}{K_o}, \quad (1.3)$$

де DI_c - індекс пошкодження в момент руйнування конструкції;

K_c, K_o – жорсткості конструкції, отримані з кривої несучої здатності, в момент руйнування та початкова.

У вигляді залежності від зміни основного періоду коливань *DI* визначається наступним чином:

$$DI = 1 - \frac{T_o}{T_i}, \quad (1.4)$$

де T_i и T_o - основний період коливань конструкції після отриманого пошкодження та без пошкодження відповідно.

1.5 Нормативні положення

В попередніх розділах обґрунтовано важливість врахування можливого впливу повторних сейсмічних подій (афтершоків) при оцінці сейсмостійкості будівель і споруд, що проектуються чи експлуатуються.

Оперативна оцінка рівня пошкодження будівель внаслідок основного землетрусу є важливою для прийняття рішень щодо евакуації мешканців для збереження життів або забезпеченню стійкості конструкцій при повторних впливах. Проте положення переважної кількості нормативних документів різних країн розглядають вплив лише основного землетрусу.

Вітчизняні норми ДБН В.1.1-12 [2] містять вимогу щодо врахування повторних сейсмічних впливів при розрахунку гідротехнічних споруд (плотин,

ГЕС тощо). При цьому розрахунок має відбуватися за вторинними схемами, тобто з урахуванням пошкоджень, змін жорсткості, отриманих при основному землетрусі.

Не маючи результатів спеціальних сейсмологічних досліджень допускається виконувати перевірку сейсмостійкості у разі повторних землетрусів з інтенсивністю, зменшеною в порівнянні з інтенсивністю розрахункового землетрусу на 1 бал.

Опосередковано зміни жорсткості конструкцій можливо оцінити за значенням коефіцієнту k_I , що використовується в [2] для врахування непружних деформацій та локальні пошкодження елементів будівель (споруд) при сейсмічному впливі. Значення k_I для різних конструктивних систем та сейсмічних впливів 7-9 балів знаходяться в діапазоні 0,25 – 0,45 (таблиця 6.3 [2]). Таким чином, жорсткості конструкцій після сейсмічного впливу основного землетрусу можуть змінюватись до 2,0 - 4 рази відносно початкового значення.

В нормах Європейського союзу [22, 23] прямі вказівки щодо врахування повторних сейсмічних впливів відсутні. Значення коефіцієнту пластичності, який, є оберненим аналогом коефіцієнту k_I , складають від 2 до 6 для різних конструктивних систем.

В проєкті Модельного коду 2010, підготовлених Міжнародною федерацією бетону (*fib*) [24], зазначається необхідність розгляду послідовностей основного землетрусу та афтершоку при проєктуванні сховищ зрідженого газу. Проте, яким чином формуються ця послідовність та особливості розрахунку не вказані.

1.6 Висновки за розділом

1. Розглянуто основні особливості виникнення повторних поштовхів (афтершоків), засобів оцінки їх величини, кількості та способу при оцінці НДС конструкції будівель і споруд в умовах розрахункової сейсмічної ситуації.

2. На основі аналізу наслідків руйнівних землетрусів та пов'язаних з ними афтершоків обґрунтовано необхідність врахування повторних впливів для оцінки загальної сейсмостійкості будівель і споруд.

3. Встановлено, що положення переважної кількості нормативних документів різних країн при оцінці будівель і споруд розглядають вплив лише основного землетрусу.

4. На основі аналізу нормативних документів України, закордонних та вітчизняних публікацій визначені основні принципи врахування впливу повторних сейсмічних подій (афтершоків) при оцінці сейсмостійкості будівель і споруд, що проектуються. Пропонується використати підхід USGS [17], як найбільш обґрунтований та поширений в світовій практиці, зокрема:

- основні параметри афтершоків (магнітуда, час поштовхів, частотний склад) має ті самі закономірності, що й основний землетрус;
- перевірку сейсмостійкості конструкцій при дії повторних землетрусів слід виконувати з інтенсивністю, меншою на 1 бал у порівнянні з інтенсивністю розрахункового землетрусу;
- оцінку впливу повторних землетрусів слід виконувати з використанням нелінійних методів розрахунку або підходів, що дають змогу оцінити зміни в НДС конструкцій з використанням кількісних параметрів, наприклад, за зміною жорсткості та періоду власних коливань.

5. Сучасні методи розрахунку з урахуванням сейсмічного впливу, зокрема ті, що передбачені ДБН В.1.1-12 [2] та Єврокоду-8 [22], передбачають використання програмних засобів розрахунку. Можливості сучасних програмних комплексів, таких як ПК «ЛІРА САПР», дозволяють виконати розрахунки конструкцій з урахуванням нелінійної роботи матеріалів та оцінити сейсмостійкість будівель і споруд при впливі повторних сейсмічних подій.

2. МОДЕЛЮВАННЯ ТА ЧИСЕЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ

2.1 Загальні положення

На основі зібраного та систематизованого матеріалу виконано аналіз сучасного стану інженерного досвіду з теорії та практики розрахунків та проектування конструкцій на сейсмічні впливи, наведеного в розділі 1, запропоновано напрямок виконання подальших досліджень, визначено основні етапи та послідовність теоретичних досліджень, план та послідовність реалізації яких наведено на рисунку 2.1 у вигляді блок-схеми.



Рисунок 2.1 – Блок-схема основних етапів дослідження

В наступних підрозділах приведено обґрунтування напрямку, мети та задач дослідження, а також приведена траєкторія виконання дослідних робіт у відповідності до передбачуваних методів та засобів вирішення задач дослідження; представлено отримувані результати, їх аналіз та узагальнення з відповідними висновками.

2.2 Визначення мети та задач дослідження

Метою досліджень є збір, вивчення, систематизація та аналіз існуючого інженерного досвіду з врахування стінового заповнення каркасно-монолітних багатоповерхових житлових будівель, опанування сучасними методами врахування сейсмічних впливів та порівняльний аналіз результатів розрахунку будівельних конструкцій з урахуванням сейсмічної.

Задачами дослідження є наступні:

- на основі проектної архітектурної моделі багатоповерхової каркасної залізобетонної будівлі розробити просторові розрахункові моделі в середовищі ПК «ЛІРА САПР»;
- визначити величини навантажень для виконання числових досліджень на основі просторові розрахункові моделі з урахуванням сейсмічного впливу основного землетрусу 7 балів та афтершоку 6 балів;
- при дослідженнях сформувати сейсмічну розрахункову ситуацію відповідно до ДБН В.1.1-12 [19];
- виконати числові дослідження розроблених моделей: лінійної за спектральними методом [2] та нелінійної для розрахунку спектру несучої здатності [2];
- виконати системний аналіз результатів розрахунку моделей за наступними параметрами:
 - періоди власних коливань;
 - інтегральні жорсткості числових моделей;
 - параметри НДС конструкцій (динамічні);
 - витрати на армування конструкцій (фізичні та цінові).

- складання висновків за результатами досліджень.

Об'єктом досліджень є 16-ти поверхова житлова будівля, запроектована для будівництва в м. Одеса, яке є сейсмічним районом України. Передбачувана інтенсивність сейсмічних впливів до 7 балів включно; багатоповерхова житлова будівля за конструктивною схемою є каркасно-монолітною залізобетонною безригельною.

Предметом дослідження є параметри динамічних характеристик та напружено-деформованого стану (НДС) конструкцій багатоповерхової житлової будівлі, визначені за результатами числових моделювань в умовах сейсмічної розрахункової ситуації без та з урахуванням стінового заповнення.

Методи дослідження.

Для реалізації мети та вирішення поставлених завдань було використано наступні методи досліджень:

- на основі числових моделювань просторової комп'ютерної моделі багатоповерхової залізобетонної каркасної будівлі в лінійній та нелінійній постановці дослідити параметри НДС та динамічні характеристики будівельних конструкцій з урахуванням сейсмічного впливу;
- за результатами розрахунків виконати аналіз динамічної реакції та НДС, витрат на армування несучих конструкцій та порівняти із граничними значеннями, відповідно до нормативних вимог (розділ 3).

2.3 Опис програмного комплексу розрахунку

З урахуванням можливостей сучасних ПК, наявного інженерного досвіду при реалізації практичних питань проектування вважається за необхідне виконання розрахунків будівель з урахуванням їх просторової роботи.

Найбільшу популярність інженерно-будівельного корпусу України набули наступні програмні комплекси (ПК) розрахунку, зокрема «ЛІРА САПР» [25], «СКАД Софт» [26], SeismoStruct [27], OpenSees [28] та інших.

Дослідження в рамках виконання даної магістерської кваліфікаційної роботи розрахунків виконано в середовищі ПК «ЛІРА САПР», який є багатофункціональним комплексом для розрахунку і проектування не лише

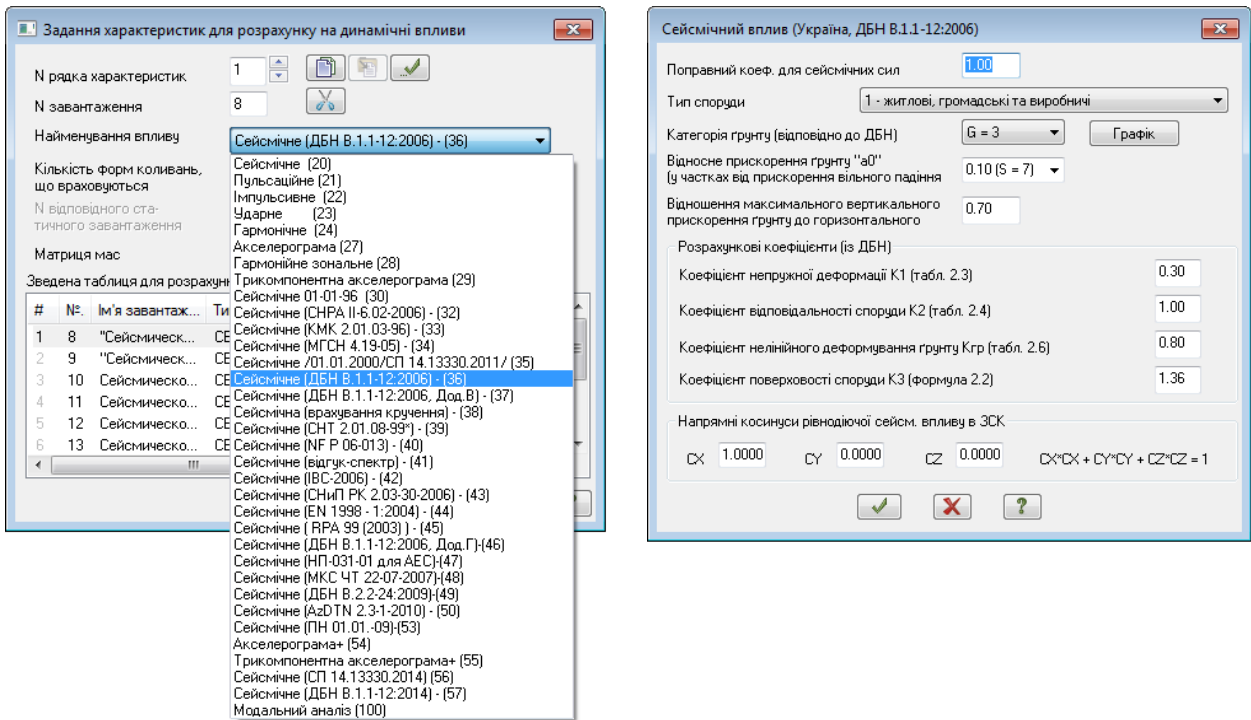
будівельних конструкцій. В ПК «ЛІРА САПР» реалізований метод скінченних елементів (МСЕ) у формі переміщень.

Сутність розрахунку будівельних конструкцій з використанням МСЕ полягає у моделюванні конструкцій у вигляді набору апроксимуючих елементів з скінченним числом ступенів свободи, які з'єднуються між собою у вузлових точках. В ПК «ЛІРА САПР» передбачено 24 розрахункові модулі для можливості моделювання сейсмічних впливів на будівельні конструкції. В ПК «ЛІРА САПР» реалізовані всі методи розрахунку передбачені положеннями ДБН В.1.1-12 [2], спектральний метод розрахунку відповідно до нормативних документів інших країн, крім того можливе виконання розрахунків у нелінійній постановці з урахуванням особливостей реальної роботи матеріалів конструкцій.

Для виконання розрахунків в рамках цього дослідження використано Модуль 36 – спектральний метод відповідно до ДБН В.1.1-12 [2] та нелінійний процесор «*Моделювання нелінійних завантажень*». Нижче наведено стислий опис використаних модулів.

2.3.1 Модуль 36 - спектральний метод відповідно до ДБН В.1.1-12 [2]

Загальний вигляд меню введення динамічних впливів в модулі 36 ПК «ЛІРА САПР» представлено на рис. 2.2, а; меню введення вихідних даних для розрахунку – на рис. 2.2, б.



а)

б)

Рисунок 2.2 – Меню модуля 36 «ПК «ЛІРА САПР»» для завдання сейсмічного навантаження за спектральним методом ДБН В.1.1-12 [2]

У відповідних полях вводиться чисельне значення поправочного коефіцієнта для сейсмічних сил (за замовчуванням дорівнює одиниці).

Зі вбудованого списку обирається тип споруди – в нашому випадку 1 – житлова.

З передбачуваних варіантів обирається категорія ґрунту за сейсмічними властивостями (G) - III.

З передбачуваних приймається чисельне значення відносного прискорення ґрунту a_0 (безрозмірна величина в частках від прискорення вільного падіння g): для 7 балів – 0,1, для 6 – 0,05.

У відповідних полях введення обираються та фіксуються значення коефіцієнтів k_1 (відповідно до таблиці 6.3 [2]), k_2 (відповідно до таблиці 6.4 [2]), k_3 (формула 6.2 [19]) і k_{cp} (відповідно до таблиці 6.6 [2]), а також величину відношення максимального вертикального прискорення ґрунту до горизонтального (як правило дорівнює 0,7).

Напрямок сейсмічної дії задається задано направляючими косинусами CX, CY і CZ. Зважаючи на те, що умова $CX^2 + CY^2 + CZ^2 = 1$ завжди має

дотримуватися, достатньо задати два косинуса з трьох. Третій встановлюється автоматично.

2.3.2 Формування динамічних завантажень із статичних

Діалогове вікно призначене для можливості врахування інформації про статичні навантаження (маси), які слід врахувати при формуванні сейсмічного навантаження. Загальний вигляд вікна наведено на рис. 2.3.

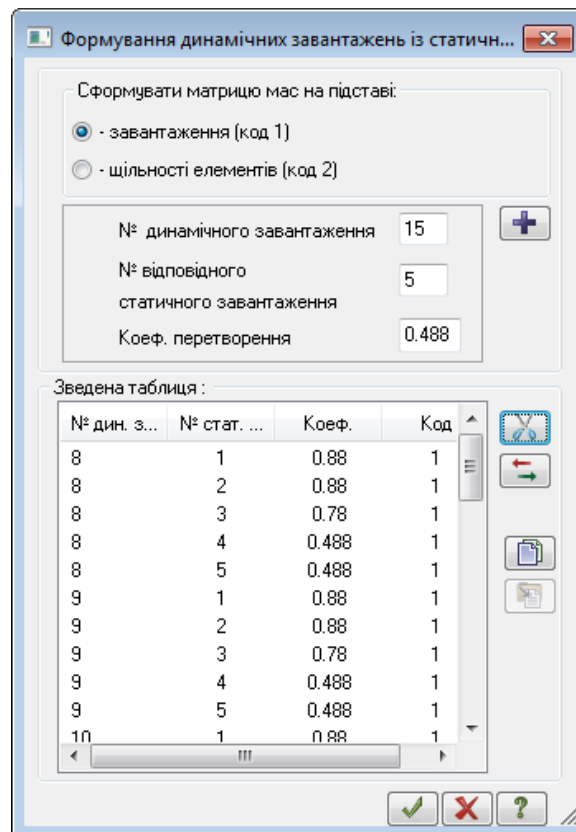


Рисунок 2.3 – Загальний вигляд меню ПК «ЛІРА САПР» для формування динамічних завантажень з статичних

При цьому, маса може бути накопичена або зі щільності матеріалу, заданої при описі параметрів жорсткості, - код 2, або з статичних завантажень (одного або декількох) - код 1. Обраний код вказується за допомогою відповідної радіо-кнопки.

У відповідних полях введення задається номер динамічного завантаження, номер існуючого статичного завантаження і коефіцієнт перетворення.

2.3.3 Завдання нелінійних навантажень

Можливості МСЕ-розрахунку в ПК «ЛІРА САПР» дозволяють проводити нелінійні розрахунки, що враховують зміни геометрії конструкції під

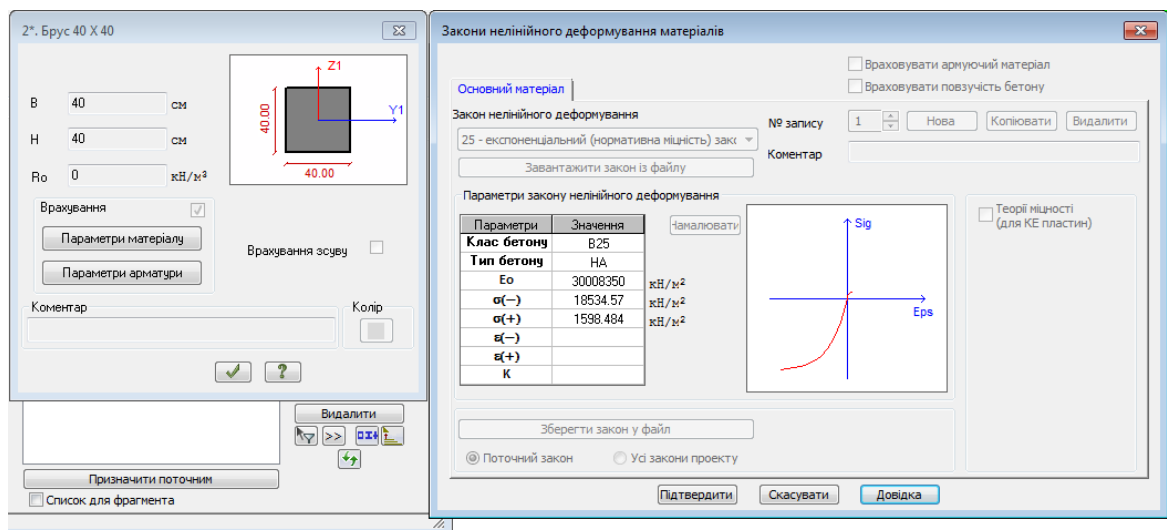
навантаженням та пластичні властивості матеріалів, з яких виготовлена конструкція [25].

Нелінійний процесор дозволяє вирішувати завдання, пов'язані з фізичною нелінійністю матеріалу в рамках нелінійної теорії пружності та в пружно-пластичній постановці (бетон, залізобетон, сталобетон, метал, ґрунт). Розв'язання таких завдань проводиться кроковим та кроковоітераційним методом.

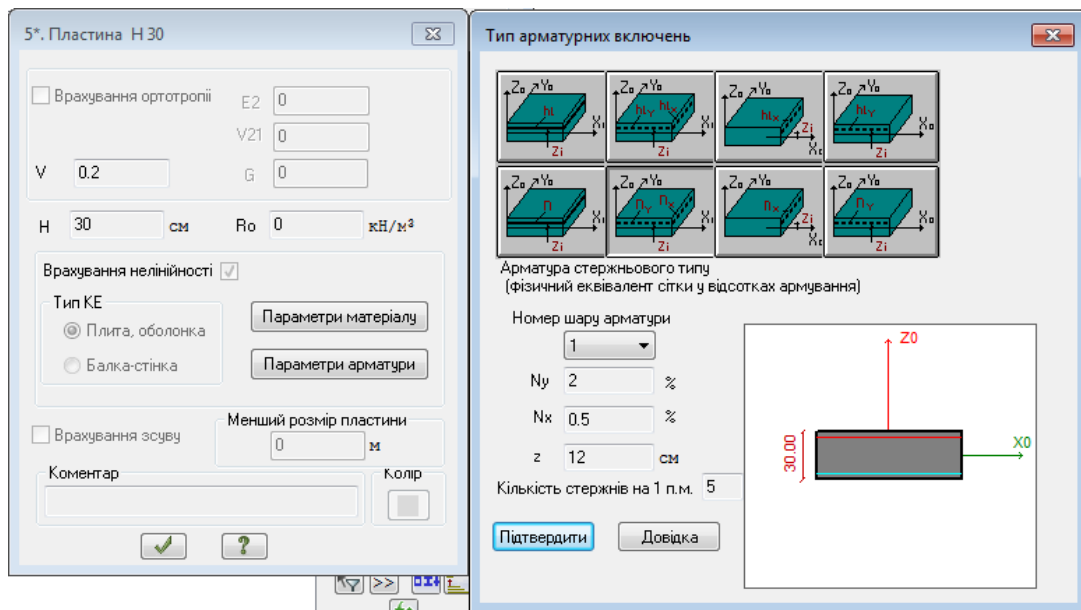
До складу бібліотеки нелінійних СЕ входять також елементи, що дозволяють проводити одночасне врахування фізичної та геометричної нелінійності. При розрахунках нелінійних завдань кроковим способом здійснюється автоматичний вибір кроку навантаження з урахуванням його історії.

Розрахункові процесори містять велику бібліотеку СЕ, які дозволяють створювати адекватні розрахункові моделі практично без обмежень для опису реальних властивостей об'єктів, що розраховуються. При цьому можливі завдання лінійних та нелінійних законів деформування матеріалів, а також врахування конструктивної нелінійності. Реалізовано закони деформування різних класів залізобетону.

На рисунку 2.4 наведено приклади завдання нелінійних законів деформування елементів ЗБК.



a)



б)

Рисунок 2.4 – Завдання нелінійних законів деформування елементів ЗБК:
а – бетону; б - арматури

Панель «*Моделювання нелінійних завантажень*» наведена на рисунку 2.5.

Моделювання нелінійних завантажень

У діалоговому вікні задаються параметри, що визначають специфіку та організацію крокового процесу для рішення нелінійних задач і задач монтажу-демонтажу споруди.

У лівій частині вікна розташовується поле з деревоподібним дворівневим списком, в якому відображаються номери історій (послідовностей) навантажень - список першого рівня, і номери завантажень, що безпосередньо формують кожну історію - списки другого рівня. Цифра в подвійних дужках << >>, розташована в кореневому рівні, означає номер історії. Номери історій формуються по зростаючій, автоматично. До складу історії може входити одне та більше завантажень, які при розрахунку будуть послідовно прикладені до розрахункової схеми. Їх номери поміщені в одинарні дужки < >. Подвійний клік по номеру історії розкриває або закриває список другого рівня.

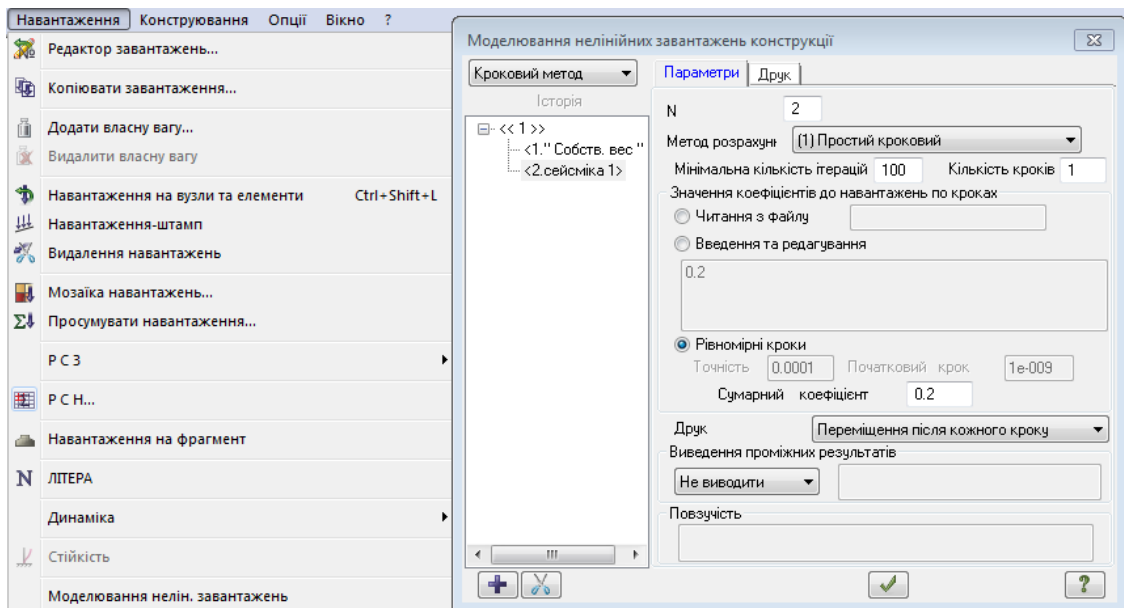


Рисунок 2.5 – Загальний вигляд меню «*Моделювання нелінійних навантажень*» ПК «ЛІРА САПР» [25]

Завдання інформації для розрахунку нелінійних задач

У цьому випадку вікно містить 2 закладки:

1) Параметри

У відповідному полі введення задається номер навантаження.

Зі списку обирається метод розрахунку:

- метод 1 – простий кроковий,
- метод 2 – автоматичний вибір кроку для геометрично нелінійних задач;
- метод 4 – автоматичний вибір кроку для фізично і геометрично нелінійних задач.

У відповідних вікнах вводяться наступні параметри: кількість кроків і мінімальне число ітерацій. Мінімальне число ітерацій враховується при розрахунку кроково-ітераційним методом задач. Кількість ітерацій при розрахунку буде визначено автоматично, але не буде менше заданого числа.

Значення покрокових коефіцієнтів до навантаження можуть бути задані нижченаведеними трьома способами:

1. За допомогою радіо-кнопки Читання з файлу. У цьому випадку в поле введення що відкрилося вноситься ім'я текстового файлу (наприклад, MODEL.TXT), що містить покрокові коефіцієнти. Файл коефіцієнтів повинен знаходитися в каталозі текстових файлів ПК «ЛІРА-САПР».

2. За допомогою радіо-кнопки - Введення та редагування. У цьому випадку відкривається доступ до поля введення покрокових коефіцієнтів.

3. За допомогою радіо-кнопки - Рівномірні кроки. У цьому випадку відкривається доступ до поля введення сумарного покрокового коефіцієнта, величина якого буде розділена на вже задану кількість рівномірних кроків.

При виконанні розрахунку навантаження на кожному кроці буде дорівнювати сумі навантажень на попередніх кроках. Знак «-» при коефіцієнті до кроку означає відмову від друку результатів для даного кроку. Коефіцієнти розділяються пробілами.

З відповідного списку вибирається варіант управління друком результатів. Передбачені наступні варіанти:

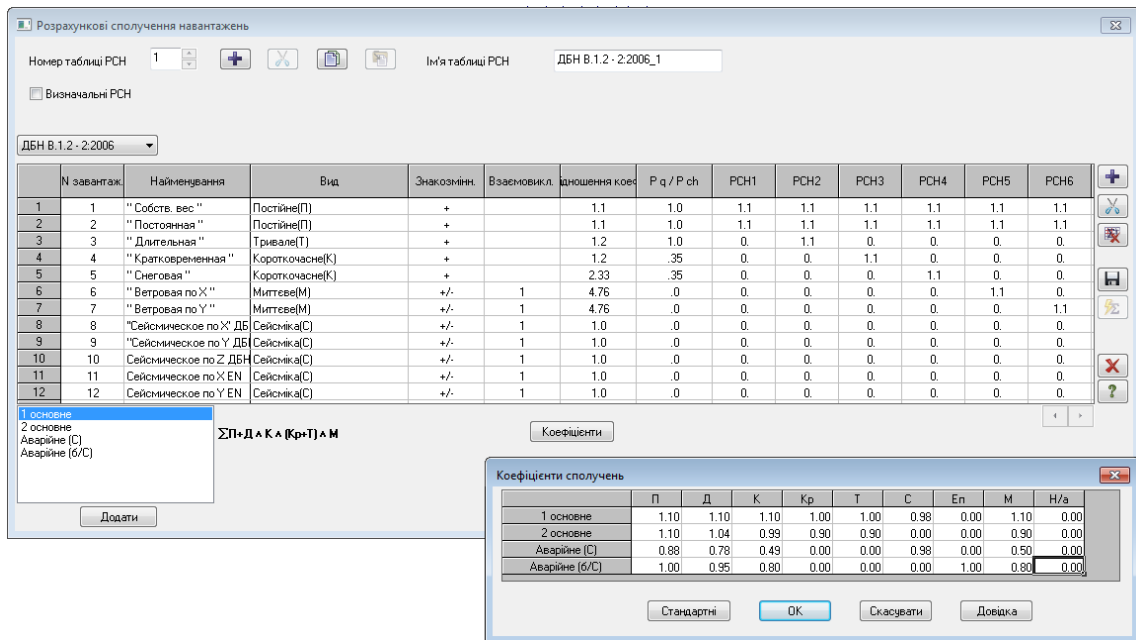
- остаточний результат;
- переміщення після кожного кроку;
- зусилля після кожного кроку;
- переміщення та зусилля після кожного кроку.

Візуалізація нелінійного розрахунку

При обробці результатів нелінійного розрахунку виводяться інформація про нелінійні переміщення та зусилля (визначаються користувачем); значення ширини та глибини розкриття тріщин у стрижневих та пластинчастих елементах у вигляді кольорових мозаїк та ізополів безпосередньо на розрахунковій схемі.

2.3.4 Розрахункові сполучення навантажень

За допомогою Системи РСН яка є процесором, призначеним для обчислення переміщень у вузлах і зусиль (напружень) в елементах від стандартних і довільних лінійних комбінацій завантажень. Під стандартними лінійними комбінаціями слід розуміти сполучення, які встановлені нормативними документами (рис. 2.6).



а)

Рисунок 2.6 - Загальний вигляд меню процесору ПК «ЛІРА САПР» для формування розрахункових сполучень навантажень

Кількість комбінацій РСН не обмежується.

При встановленні прапорця в віконці «Визначальні РСН» з'являється можливість при розрахунку розглядати отримані РСН, як взаємовиключні і обирати найбільш небезпечні з них, на підставі критеріїв вибору РСЗ.

У діалоговому вікні необхідно зафіксувати зі списку назву прийнятого в якості керівного нормативу. Цей крок призводить до зміни набору відповідних залежностей для обчислення комбінацій, а також і перелік функціональних кнопок.

Під кнопкою «Коефіцієнти» знаходиться меню, яке регламентує можливість активації відповідних значень поєднання для окремих видів навантажень та типів РСН.

2.3.5 Результати розрахунку

Крім стандартних параметрів НДС СЕ розрахункової схеми (переміщень, внутрішніх зусиль, напружень тощо) результатами розрахунку на сейсмічні навантаження в ПК «ЛІРА САПР» є:

- форми (координати) власних коливань;
- частоти власних коливань;
- інерційні навантаження, зосереджені в узлах розрахункової схеми;
- маси, зосереджені в узлах розрахункової схеми.

Таблиці результатів користувач ПК формує у вигляді інтерактивних таблиць, або за власним проектом, або стандартних, які формуються автоматично за допомогою редактора ПК «ЛІРА САПР» (рис. 2.7), для кожної з складових сейсмічного впливу.

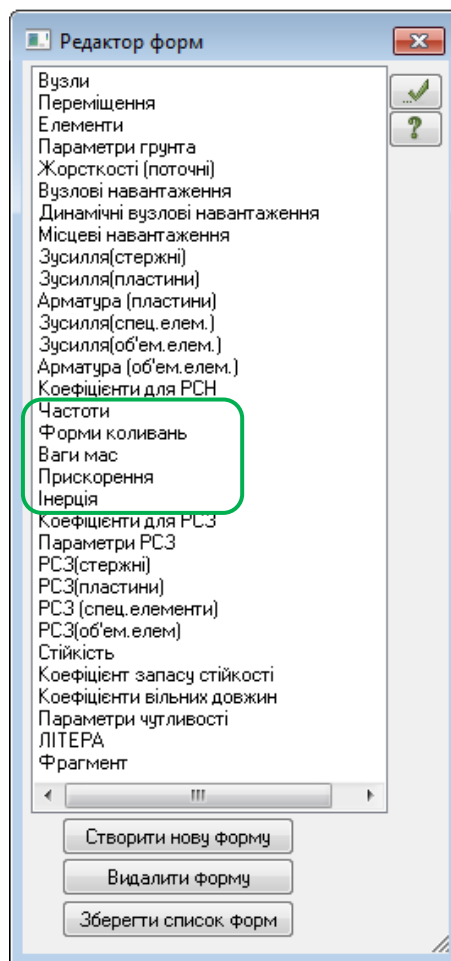


Рисунок 2.7 – Меню «Редактор форм» ПК «ЛІРА САПР» для формування результатів розрахунку на сейсмічний вплив

2.4 Характеристика комп'ютерної моделі будівлі

2.4.1 Опис комп'ютерної моделі будівлі

Загальний вигляд тривимірної комп'ютерної моделі будівлі приведено на рис. 2.8.

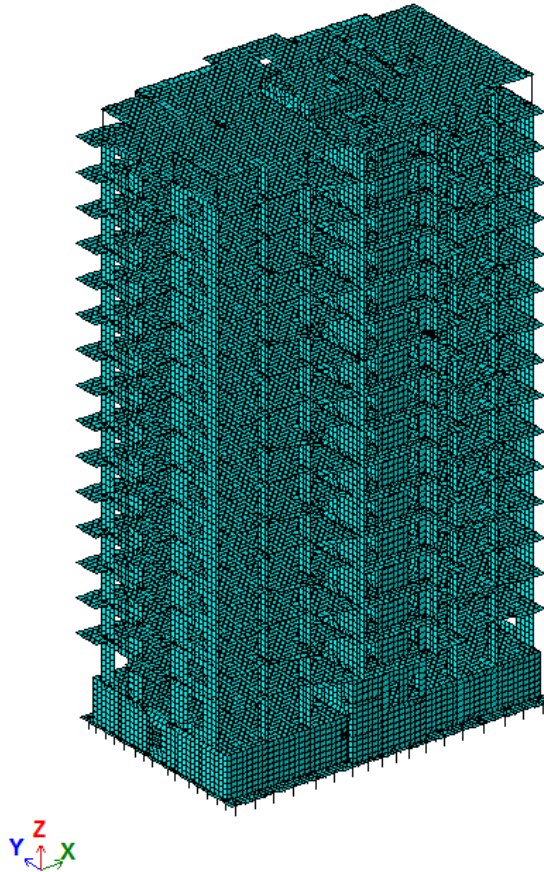


Рисунок 2.8 - Загальний вигляд тривимірної комп'ютерної моделі будівлі

Розрахункова модель секцій будівлі включає підвальний, перший поверх, 14 житлових поверхи і технічний поверх. Графічне представлення елементів розрахункової схеми будівлі на характерних відмітках наведено на рисунках 2.9 – 2.15.

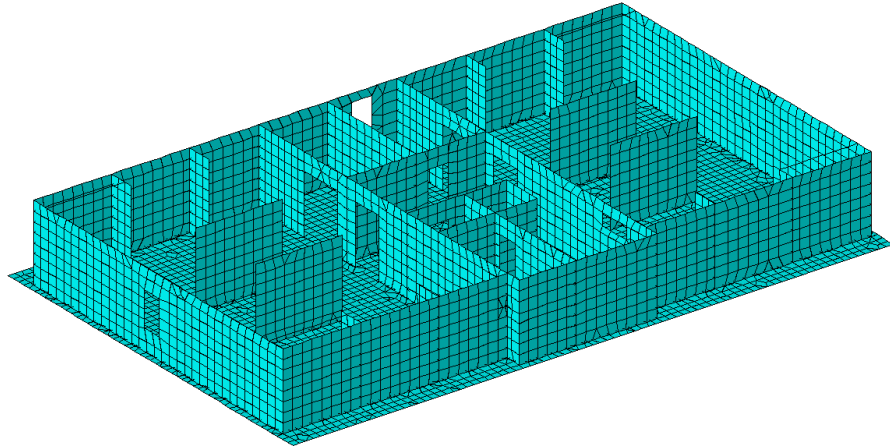


Рисунок 2.9 – Підвальний поверх розрахункової моделі об'єкту дослідження

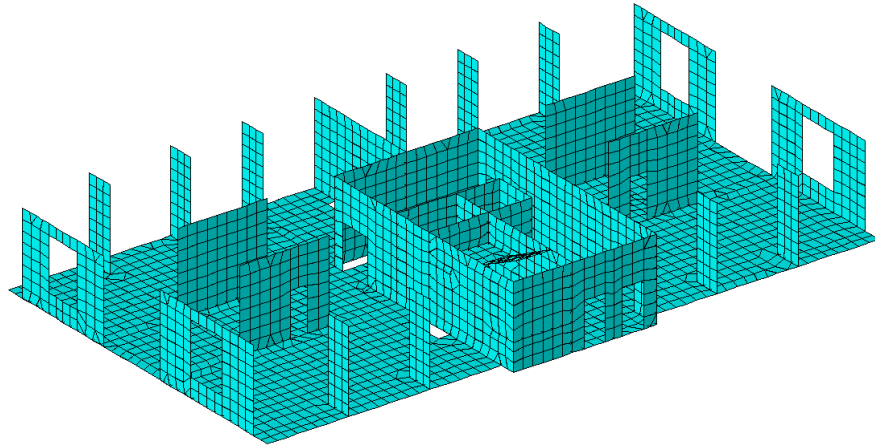


Рисунок 2.10 – Розрахункова модель об'єкту дослідження - перший поверх

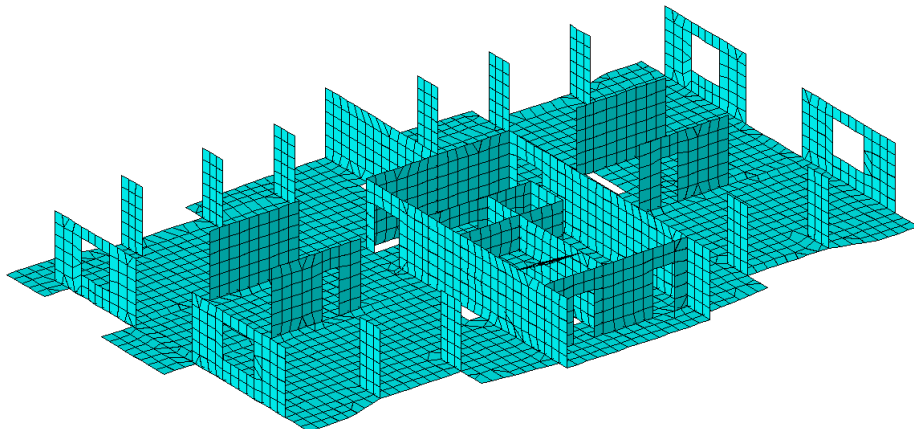


Рисунок 2.11 – Типовий парний поверх розрахункової моделі об'єкту дослідження

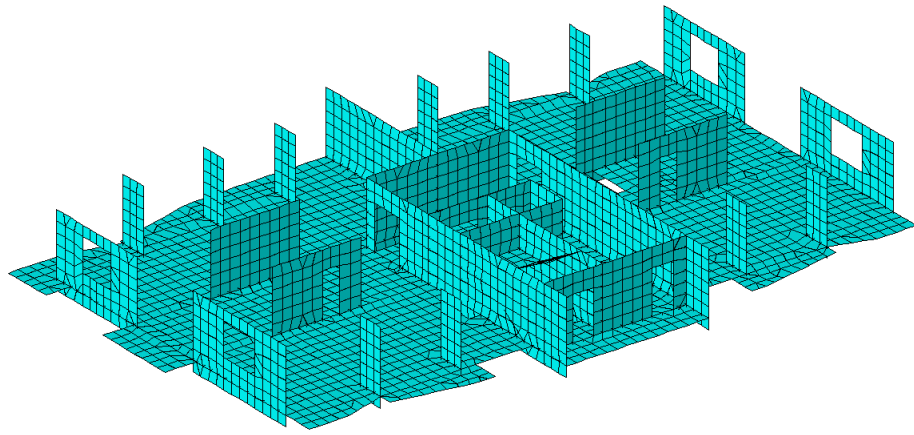


Рисунок 2.12 – Типовий непарний поверх розрахункової моделі об'єкту дослідження

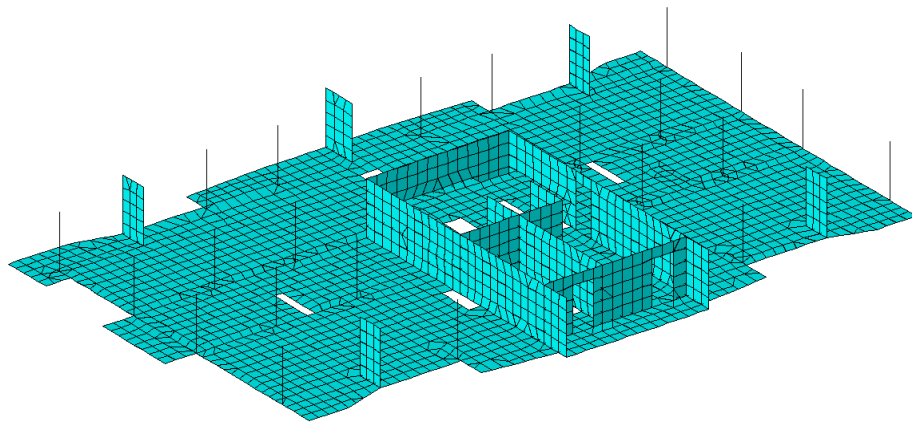


Рисунок 2.13 – Технічний поверх розрахункової моделі об'єкту дослідження

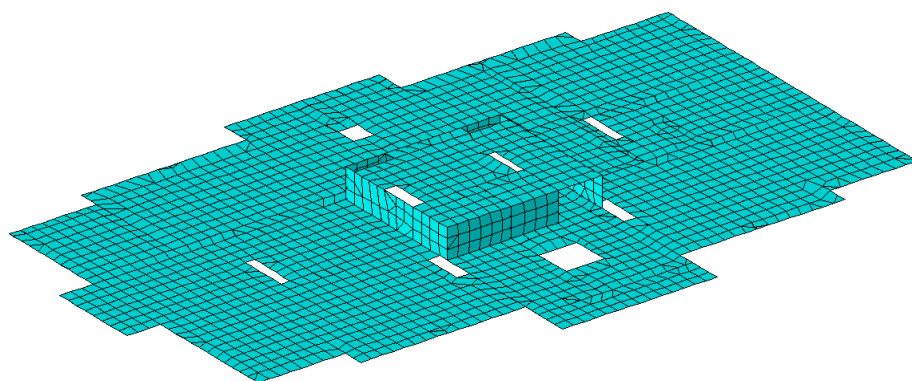


Рисунок 2.14 – Покрівля

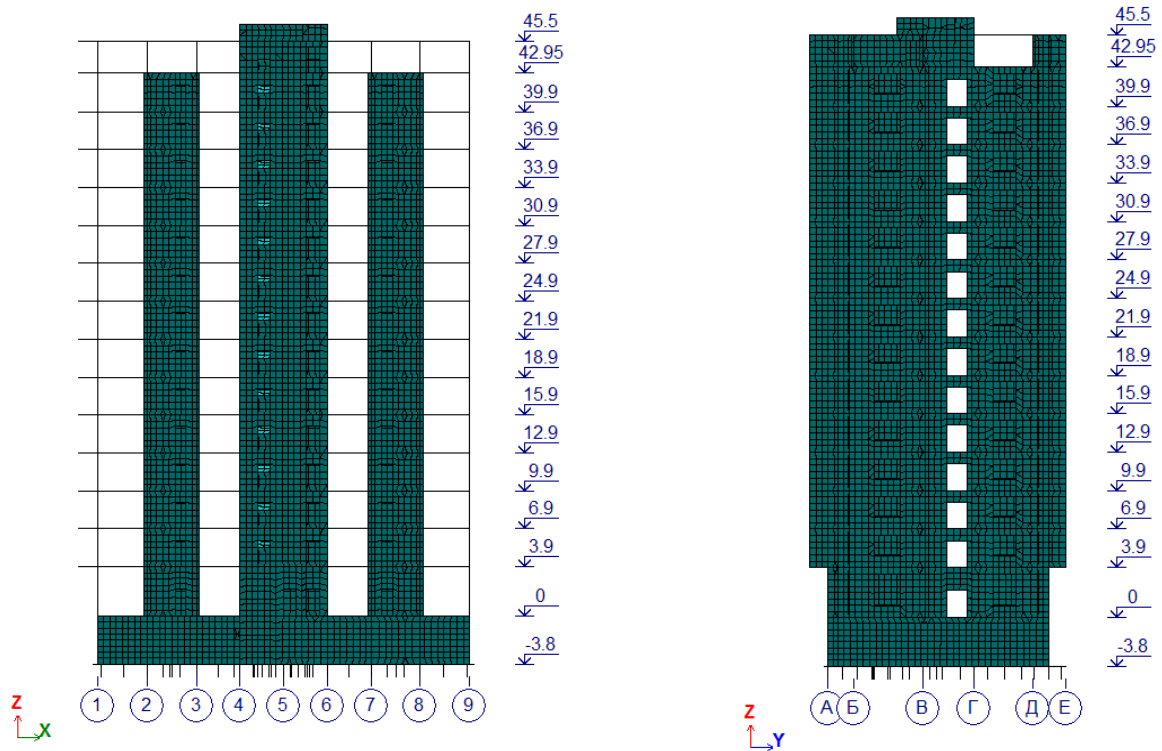
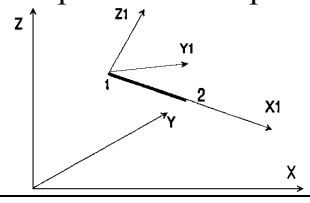
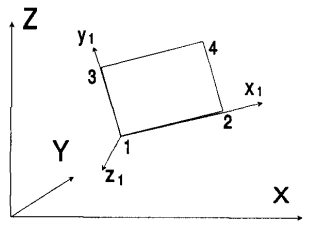
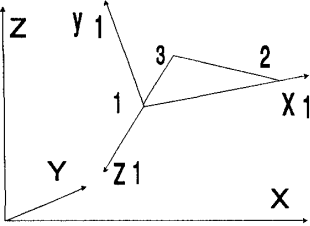
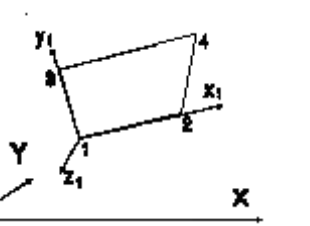


Рисунок 2.15 – Фрагменти розрахункової моделі будівлі

Розрахункову схему розроблено у вигляді просторової системи, яка відображає конструктивне рішення будівлі і містить стрижневі скінчені елементи, що моделюють роботу колон і паль, і оболонкові скінчені елементи, що моделюють роботу перекриттів, діафрагм жорсткості і плитного розтертку (таблиця 2.1). Жорсткісні характеристики елементів наведені в таблиці 2.2.

Сполучення несучих елементів між собою - жорстке. Вплив ґрунтової основи в розрахунках не враховано.

Таблиця 2.1 - Опис типів скінчених елементів, використаних у комп'ютерних моделях будівлі

№ СЕ	Найменування СЕ	Площина розташуван ня	Ступені свободи	Коментарі
1	2	3	4	5
10 (210)	Універсальний стержень 	довільно	X,Y,Z, UX,UY,UZ	1. Використовується для одно-, двух- і тривимірних завдань.
41 (241)	Універсальний прямокутний елемент оболонки 	довільно	X,Y,Z UX,UY,UZ	1. Допускається наявність пружної основи. 2. Враховуються властивості матеріалу : - ізотропія; - трансверсальна ізотропія; - ортотропія; - анізотропія
42 (242)	Універсальний трикутний елемент оболонки 	довільно	X,Y,Z, UX,UY,UZ	1. Допускається наявність пружної основи. 2. Враховуються властивості матеріалу : - ізотропія; - трансверсальна ізотропія; - ортотропія; - анізотропія
44 (244)	Універсальний чотирикутний елемент оболонки 	довільно	X,Y,Z UX,UY,UZ	1. Допускається наявність пружної основи. 2. Враховуються властивості матеріалу : - ізотропія; - трансверсальна ізотропія; - ортотропія; - анізотропія
Примітка. В дужках (...) наведено типи СЕ для нелінійних розрахунків.				

Таблиця 2.2 - Параметри скінчених елементів комп'ютерної моделі будівлі

№ т.ж.	Геометричні параметри	Фізико-механічні параметри	Положення в конструктивній схемі будинку
1	Пластина Н120	$E=2,75e+006$, $\nu=0.2$, $R_o=2.5$	Плита ростверку
2	Брус 40x40	$E=3,06e+006$, $\nu=0.2$, $R_o=2,5$	Колони
3*	Брус 30x40	$E=3,06e+006$, $\nu=0.2$, $R_o=2,5$	Колони
4*	Пластина Н40	$E=3,06e+006$, $\nu=0.2$, $R_o=2.5$	Діафрагми жорсткості
5*	Пластина Н30	$E=3,06e+006$, $\nu=0.2$, $R_o=2.5$	Діафрагми жорсткості, стіни шахт ліфтів, стіни сходової клітини
6*	Пластина Н25	$E=3,06e+006$, $\nu=0.2$, $R_o=2.5$	Стіни шахт ліфтів
7*	Пластина Н20	$E=3,06e+006$, $\nu=0.2$, $R_o=2.5$	Перекриття на всіх поверхах
8*	Пластина Н40	$E=2.75e+006$, $\nu=0.2$, $R_o=2.5$	Стіни підвалу
9	Брус 1x1	$E=3,06e+006$, $\nu=0.2$, $R_o=0,1$	Фіктивні стрижні для реалізації лінійних навантажень від ваги зовнішніх стін і огорож
<p>Позначення: R_o - щільність матеріалу елементів розрахункової схеми, тс/м³; E - модуль пружності, тс/м²; ν – коефіцієнт Пуасона</p> <p>Примітка. В таблиці наведені параметри СЕ для лінійних розрахунків. Типи жорсткості СЕ, позначені * будуть для нелінійних розрахунків будуть замінені на відповідні СЕ із завданням нелінійних характеристик матеріалів.</p>			

2.4.2 Навантаження і впливи

При розрахунку враховані наступні типи навантажень і впливів:

1. Постійні і довготривалі розрахункові навантаження - прийняті відповідно до проектних даних (розділ АР).

2. Короткочасні:

- навантаження від снігу;
- навантаження від вітру.

3. Сейсмічний вплив

2.4.2.1 Постійне навантаження від власної ваги несучих конструкцій

При числовому моделюванні враховано розрахункове постійне навантаження від власної ваги несучих конструкцій. Величина цього навантаження визначалася програмно зі значень щільності прийнятих матеріалів і геометричних параметрів СЕ

2.4.2.2 Навантаження від снігу

Визначення величини навантаження від снігу виконано відповідно розділу 8 ДБН В.1.2-2 [29].

Снігове навантаження для м. Одеса - характеристичне значення згідно з таблицею Додатку Е становить – 100 кг/м².

Коефіцієнт $\mu=1$ (для горизонтальних поверхонь, додаток Ж).

Коефіцієнт $C=\mu C_e C_{alt}=1$.

Граничне розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття:

$$S_m = \gamma_{fm} S_0 C = 1,14 \cdot 100 \cdot 1 = 114 \text{ кг/м}^2,$$

де $\gamma_{fm}=1,14$ при $T=100$ років (таблиця 8.1).

Експлуатаційне розрахункове значення снігового навантаження:

$$S_e = \gamma_{fe} S_0 C = 0,49 \cdot 100 \cdot 1 = 49 \text{ кг/м}^2,$$

де $\gamma_{fe}=0,49$ при $\eta=0,02$ (таблиця 8.2).

2.4.2.3 Вітрове навантаження

Розрахунок вітрового навантаження виконано відповідно розділу 9 ДБН В.1.2-2 [29].

Таблиця 2.3 – Вихідні дані для розрахунку вітрового навантаження [29]

Вихідні дані	
Вітровий район	3
Характеристичне значення вітрового тиску W_0	46 кг/м ²
Тип місцевості	IV – міські території, на яких принаймні 15% поверхні зайнято будівлями, що мають висоту понад 15 м
Тип споруди	Вертикальні поверхні і поверхні, що відхиляються від вертикальних не більше ніж на 15°

Експлуатаційне розрахункове значення вітрового навантаження визначається як:

$$W_e = \gamma_{fe} W_0 C,$$

де $\gamma_{fe} = 0,21$ при $\eta = 0,02$ (п. 9.15, таблиця 9.3);

$$C = C_{aer} C_h C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d ;$$

$$C_{aer} = 0,8 + 0,6 = 1,4 \text{ (додаток II);}$$

C_h - залежить від висоти споруди і типу місцевості (таблиця 9.02);

$$C_{alt} = 1 \text{ при } H < 0,5 \text{ км (п. 9.10);}$$

$$C_{rel} = 1,1 \text{ при } \varphi < 0,05 \text{ (п. 9.11);}$$

$$C_{dir} = 1 \text{ (п. 9.12);}$$

$$C_d = 0,95 \text{ (п. 9.13, рис. 9.5).}$$

$$C = 1,4 \times 0,95 \times C_h = 1,33 C_h;$$

Експлуатаційне розрахункове значення вітрового навантаження складає:

$$W_e = 0,21 \times 46 \times 1,33 C_h = 12,85 C_h$$

Граничне розрахункове значення вітрового навантаження складає:

$$W_m = \gamma_{fm} W_0 C,$$

де $\gamma_{fm} = 1,14$ при $T = 100$ років (п. 9.14, таблиця 9.1).

$$W_m = 1,14 \times 46 \times 1,33 C_h = 69,75 C_h.$$

Погонне вітрове навантаження, прикладене до перекриттів поверхів, наведене в таблиці 2.4.

Таблиця 2.4 – Визначення величин погонного вітрового навантаження

№ поверху	Відмітка поверху	C_h	W_m (кгс/м ²)	W_m (кгс/м)	W_e (кгс/м)
1	0.00	0.600	42	82	15
2	3.90	0.600	42	152	28
3	6.90	0.752	52	162	30
4	9.90	0.992	69	202	37
5	12.90	1.116	78	233	43
6	15.90	1.236	86	259	48
7	18.90	1.356	95	283	52
8	21.90	1.452	101	303	56
9	24.90	1.535	107	321	59
10	27.90	1.617	113	338	62
11	30.90	1.700	119	356	66
12	33.90	1.782	124	373	69
13	36.90	1.865	130	390	72
14	39.90	1.947	136	405	75
15	42.90	1.979	138	414	76

2.4.2.4 Сейсмічний вплив

Згідно з вимогами [2] за спектральним методом, у відповідності до якого розрахункові сейсмічні навантаження S_{ik} в k -ій точці будівлі за прийнятим напрямом сейсмічного впливу i -го тону власних коливань визначалися за формулою:

$$S_{ki} = k_1 k_2 k_3 S_{0ki}, \quad S_{0ki} = Q_k a_0 k_{gp} \beta_i \eta_{ki}, \quad (2.1)$$

де k_1 – коефіцієнт, що враховує непружні деформації і локальні пошкодження елементів будівлі (споруди), значення якого приймається за таблицею

6.3 [2]: 0,3 – для лінійного розрахунку;

k_2 – коефіцієнт, відповідальності будівлі, який приймається рівним 1;

k_3 – коефіцієнт, що враховує поверховість будівлі заввишки понад 5 поверхів дорівнює $k_3 = 1 + 0.04 \cdot (n - 5) = 1 + 0.04 \cdot (14 - 5) = 1,36$;

a_0 – розрахункова амплітуда прискорення основи, яка складає 0,1 від прискорення вільного падіння g для 7 балів (основний землетрус) та 0,05 для 6 балів (повторний землетрус);

k_{gp} – коефіцієнт, що враховує нелінійне деформування ґрунтів, відповідно до таблиці 6.6 прийнято рівним 1;

β_i – спектральний коефіцієнт динамічності, що відповідає i -ій формі власних коливань будівлі або споруди, приймається за рисунком 6.2 [2];

η_{ki} – коефіцієнт, що залежить від форми власних коливань будівлі або споруди і від місця розташування навантаження.

При виконанні розрахунку маси формуються автоматично з вертикальних навантажень з урахуванням коефіцієнтів:

0,9 – для постійних навантажень;

0,8 – для тимчасових тривалих;

0,5 – для короткочасних.

2.4.2.5 Загальні відомості про навантаження

Відомості про навантаження, використані в розрахунках, наведені в таблиці 2.5.

Таблица 2.5 - Таблица завантажень

Ч.ч.	Вид навантаження	Характеристичне значення, кгс/м ²	Коефіцієнт надійності за навантаженням	Розрахункове значення, кгс/м ²
1	Постійне			
	власна вага несучих конструкцій	Визначається автоматично	1,1	Визначається автоматично
2	Постійне			
	на плиту покриття - власна вага над технічним поверхом - власна вага над котельнею - вага парапету	134кг/м ² 168кг/м ² 240 кг/м		172,4 кг/м ² 215,1кг/м ² 288 кг/м
	на перекриття котельної - вага підлоги та інженерного обладнання - вага зовнішніх стін	440,8кг/м ² 812 кг/м		526,5кг/м ² 974 кг/м
	на перекриття технічного поверху - вага підлоги - вага зовнішніх стін - вага ліфтового обладнання	161,1 кг/м ² 522 кг/м 884 кг/м ²		193,3 кг/м ² 626 кг/м 928 кг/м ²
	на перекриття типового поверху - вага підлоги - вага зовнішніх стін	162,3кг/м ² 650кг/м	1,2 1,2	199,5 кг/м ² 780 кг/м

Ч.ч.	Вид навантаження	Характеристичне значення, кгс/м ²	Коефіцієнт надійності за навантаженням	Розрахункове значення, кгс/м ²
	на перекриття офісного поверху - вага підлоги - вага зовнішніх стін	187,3кг/м ² 858кг/м	1,2 1,2	231,05 кг/м ² 1030 кг/м
	на плиту ростверка - вага підлоги - боковий тиск ґрунту на стіни підвалу	114 кг/м ² 2223 кг/м ²	1,2 1,15	147,8 кг/м ² 2556кг/м ²
3	Тривале			
	вага тимчасових перегородок - на підлогу технічного поверху - на перекриття типового поверху - на підлогу офісного поверху - на ростверк	27,5 кг/м ² 90кг/м ² 90 кг/м ² 90 кг/м ²	1,2 1,2 1,2 1,2	33 кг/м ² 108 кг/м ² 108 кг/м ² 108 кг/м ²
4	Короткочасне			
	корисне - на підлогу котельні - на підлогу технічного поверху - на перекриття типового поверху: - жилі приміщення - коридори, сходи - балкони - на підлогу офісного поверху: - офісні приміщення - коридори, сходи - на фундаментну плиту	200 кг/м ² 200 кг/м ² 150 кг/м ² 300 кг/м ² 200 кг/м ² 200 кг/м ² 300 кг/м ² 200кг/м ²	1,2 1,2 1,3 1,2 1,2 1,2 1,2 1,2	240 кг/м ² 240 кг/м ² 195 кг/м ² 360 кг/м ² 240 кг/м ² 240 кг/м ² 360 кг/м ² 240 кг/м ²
5	Снігове	52 кг/м ²		120 кг/м ²
6	Сейсмічне вздовж осі X	Основний землетрус		7 балів
7	Сейсмічне вздовж осі Y			
8	Сейсмічне вздовж осі Z			
9	Сейсмічне вздовж осі X	афтершок		6 балів
10	Сейсмічне вздовж осі Y			
11	Сейсмічне вздовж осі Z			

2.4.3 Сполучення навантажень

В таблиці 2.6 наведені розрахункові сполучення зусиль, складені з урахуванням діючих ДБН [2, 29, 30].

Для визначення навантажень на конструктивні елементи складені розрахункові сполучення навантажень (табл. 2.7, 2.8). Коефіцієнти в таблиці прийняті у відповідності з вимогами [2, 29, 30].

Таблиця 2.6 - Коефіцієнти сполучень зусиль для статичного і динамічного розрахунку

№ навантаження	Найменування навантажень	k_f	k_{dl}	ψ для		
				PC3 1	PC3 2	PC3 3
1	Власна вага конструкцій	1,10	1,00	1,1	1,1	0,88
2	Постійне	1,10	1,00	1,1	1,1	0,88
3	Тимчасове тривале	1,20	1,00	1,1	1,045	0,78
4	Короткочасне (корисне)	1,20	0,35	1,1	0,99	0,488
5	Короткочасне (сніг)	2,33	0,35	1,1	0,99	0,488
6	Сейсмічне (спектр ДБН) вздовж осі X (\pm)	1,00	0,00	0,00	0,00	0,975
7	Сейсмічне (спектр ДБН) вздовж осі Y (\pm)	1,00	0,00	0,00	0,00	0,975
8	Сейсмічне (спектр ДБН) вздовж осі Z (\pm)	1,00	0,00	0,00	0,00	0,975

Примітки:

1. Для основних сполучень (PCY 1 і PCY 2) коефіцієнти ψ сформовані з навантажень №№ 1-5 з коефіцієнтами відповідно 1.0 і 1.0; 0,95; 0,9, помноженим на коефіцієнти відповідальності $\gamma_n = 1.1$ (табл. 5 [30]).

2. Для аварійних сполучень (PCY 3) маси були сформовані з навантажень №№ 1-5 з коефіцієнтами 0,9; 0,8; 0,5, помноженим на відповідні коефіцієнти відповідальності $\gamma_n = 0,975$ (табл. 5 [30]).

3. Сейсмічні навантаження визначені як знаковмінні і взаємовиключні.

Позначення:

$k_f = \gamma_{fm} / \gamma_{fe}$ - коефіцієнт надійності за навантаженням; k_{dl} - частка тривалості навантаження;

ψ - коефіцієнти сполучень навантажень.

Таблиця 2.7 - Комбінації завантажень для розрахунку зусиль у конструктивних елементах для усталених розрахункових ситуацій

Ч.ч.	Завантаження	I								II			
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	Власна вага конструкцій	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1
2	Постійне	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1
3	Тимчасове тривале	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,045	1,045	1,045	1,045
4	Корисне	-	1,1	-	-	-	-	-	-	0,99	0,99	0,99	0,99
5	Снігове	-	-	1,1	-	-	-	-	-	0,99	0,99	0,99	0,99

Таблиця 2.8 - Комбінації завантажень для розрахунку зусиль у конструктивних елементах для сейсмічної розрахункової ситуації

Ч.ч.	Завантаження	Сейсмічна розрахункова ситуація					
		13	14	15	21	22	23
1	Власна вага конструкцій	0,88	0,88	0,88	0,88	0,88	0,88
2	Постійне	0,88	0,88	0,88	0,88	0,88	0,88
3	Тимчасове тривале	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78
4	Короткочасне (корисне)	0,488	0,488	0,488	0,488	0,488	0,488
5	Короткочасне (сніг)	0,488	0,488	0,488	0,488	0,488	0,488
6	Сейсмічне вздовж осі X	0,975	-	-	-0,975	-	-
7	Сейсмічне вздовж осі Y	-	0,975	-	-	-0,975	-
8	Сейсмічне вздовж осі Z	-	-	0,975	-	-	-0,975

2.5 Висновки за розділом

1. Запропоновано напрямок, основні етапи та послідовність теоретичних досліджень, які наведені на рисунку 2.1. Визначені мета, задачі, методи досліджень, обрано програмний комплекс для виконання моделювання та чисельних розрахунків за методом скінченних елементів.

2. На основі проектних даних в ПК «ЛІРА САПР» розроблено просторову комп'ютерну модель 16-ти поверхового житлового будинку для двох виконання розрахунків - лінійного за спектральним методом [2] та нелінійного за методом спектру несучої здатності [2].

3. Виконано збір навантажень для виконання розрахунку просторової комп'ютерної моделі в умовах усталеної та сейсмічної розрахункових ситуацій основні з урахуванням послідовності сейсмічного впливу, що складається з основного землетрусу 7 балів та повторної події (афтершоку) 6 балів.

4. Вихідними даними для виконання нелінійного розрахунку стане розподіл сейсмічних навантажень по висоті будівлі, визначені від основного землетрусу та афтершоку за результатами розрахунку за спектральним методом.

3. АНАЛІЗ ТА УЗАГАЛЬНЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕНЬ

3.1 Результати модального аналізу

Розрахунки динамічної моделі будівлі виконані у відповідності з вимогами ДБН [2].

В результаті модального аналізу отримані динамічні характеристики моделі будівлі за формами власних коливань (табл. 3.1).

Таблиця 3.1 - Розрахункові динамічні характеристики будівлі при розрахунку за спектральним методом ДБН [2] та прямим динамічним методом

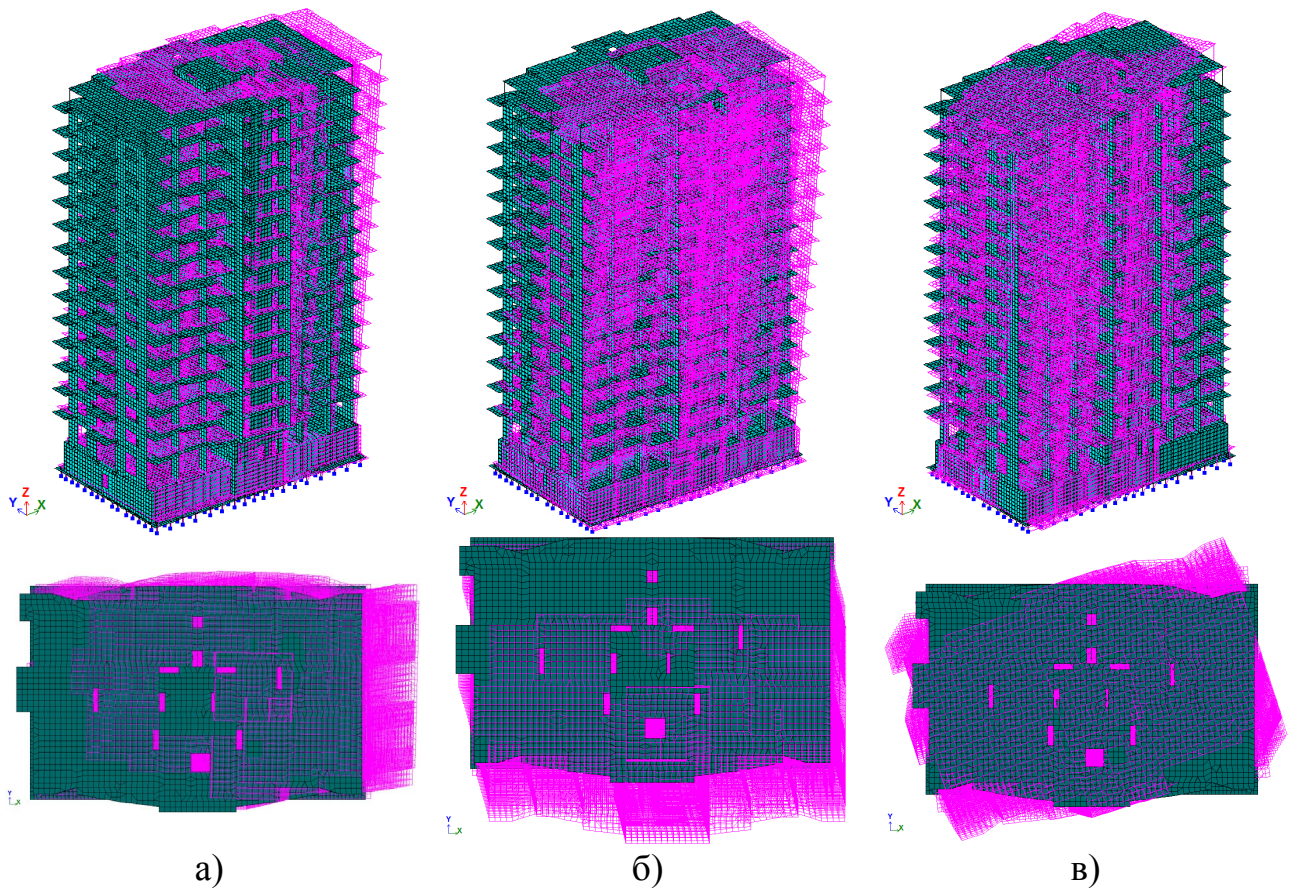
№ форми коливань	Частота, Гц	Період, с	Сума модальних мас, %, за напрямком		
			X	Y	Z
1	0.732	1.366	69.047	2.278	0.001
2	0.736	1.359	71.282	72.941	0.005
3	1.174	0.852	71.512	72.950	0.005
4	2.553	0.392	97.985	72.950	0.005
5	2.758	0.363	97.985	99.529	0.009
6	3.181	0.314	97.993	99.544	0.010
7	4.260	0.235	97.995	99.547	98.035
8	4.807	0.208	99.129	99.547	98.415
9	5.234	0.191	99.876	99.547	98.473
10	6.378	0.157	99.917	99.547	98.473

Примітка. Заливкою відзначені форми коливань, які визначають напружено-деформований стан будівлі

Форми власних коливань розрахункової моделі будівлі наведені на рис. 3.1.

Аналіз форм валсних коливань, наведених на рисунку 3.1, свідчить про те, що перша і друга форми коливань будівлі є поступальними (вздовж осей X і Y відповідно), третя форма коливань – крутильна, що відповідає положенням ДБН [2].

Подальші розрахунки на сейсмічні впливи виконувались при врахуванні 7 форм власних коливань, що відповідає вимогам ДБН [2] щодо мінімальної суми врахованих модальних мас - не менше 85% при горизонтальних і не менше 75% - при вертикальних коливаннях.



а) б) в)
Рисунок 3.1 - Перші три форми власних коливань будівлі:
а – перша; б – друга; в – третя

3.2 Результати розрахунку сейсмічних навантажень

За результатами розрахунків визначені сейсмічні (інерційні) навантаження в рівні перекриттів будівлі, що наведені в таблиці 3.2 та на рисунку 3.2.

Для подальшого використання в якості вихідних даних для нелінійного розрахунку сейсмічні (інерційні) сили визначені при значенні коефіцієнту $k_I=1.0$, тобто без урахування можливих пошкоджень конструкцій.

Таблиця 3.2 – Сейсмічні (інерційні) сили за результатами розрахунку

Відмітка поверху, м	Інерційні сили, кН, в рівнях поверхів будівлі при сейсмічному впливі вздовж осі Y	
	основний землетрус 7 балів	афтершок 6 балів
0,000	240	143
3.900	295	170
6.900	356	208
9.900	362	220
12.900	437	250
15.900	510	292
18.900	587	337

Відмітка поверху, м	Інерційні сили, кН, в рівнях поверхів будівлі при сейсмічному впливі вздовж осі Y	
	основний землетрус 7 балів	афтершок 6 балів
21.900	661	380
24.900	740	426
27.900	812	470
30.900	852	507
33.900	890	516
36.900	958	557
39.900	1028	603
42.950	1094	646
45.500	1106	654
Сумарні	10928	6379

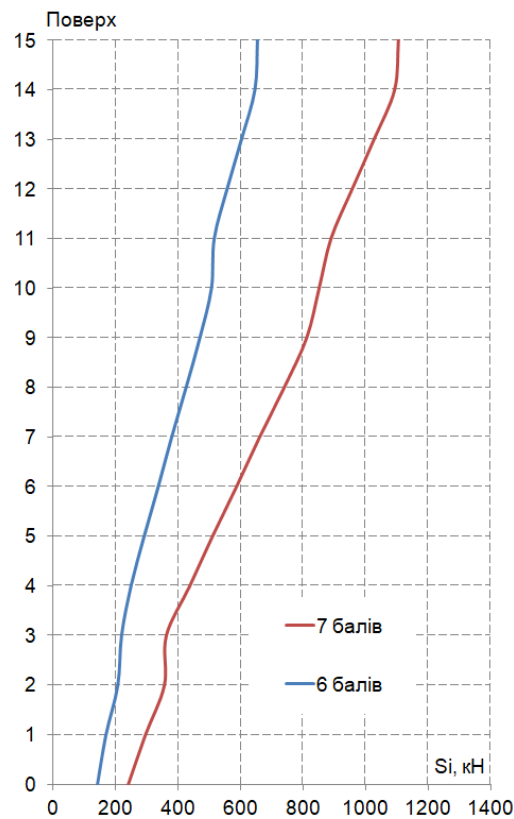


Рисунок 3.2 - Розподіл інерційних сил за висотою будівлі, отримані при основному землетрусу (7 балів) та афтершоку (6 балів)

3.3 Деформований стан будівлі

На рисунку 3.3 наведено ізополі переміщень розрахункової моделі будівлі, отримані від сейсмічного впливу основного землетрусу за результати лінійного розрахунку.

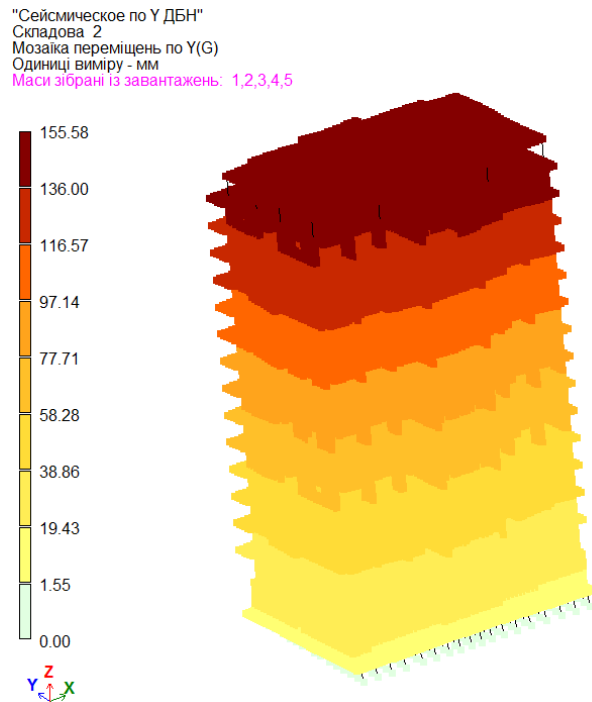


Рисунок 3.3 – Ізополі переміщень будівлі від сейсмічних навантажень основного землетрусу (при значенні коефіцієнту $k_I=1.0$)

3.4 Формування навантажень для нелінійного розрахунку

Нелінійний розрахунок виконаний за допомогою процесора «ЛІРА-СТЕП» ПК «ЛІРА САПР» [19] на статично прикладені інерційні навантаження, значення яких наведені в таблиці 3.2.

Для проведення розрахунків за методом спектру несучої здатності виконано коригування розрахункової схеми будівлі, що полягала в зміні типу скінченних елементів (СЕ), відповідній зміні параметрів жорсткості елементів, а також моделюванні нелінійних завантажень.

Послідовність розрахунку складають всі вертикальні навантаження, після яких прикладаються інерційні сейсмічні навантаження від основного землетрусу 7 балів та нарешті інерційні сейсмічні навантаження від афтершоку 6 балів. Значення інерційних сейсмічних навантажень визначенні за результатами спектрального розрахунку із значенням коефіцієнту $k_I=1,0$. Значення інерційних сейсмічних навантажень від основного землетрусу та афтершоку наведені на рисунку 3.4.

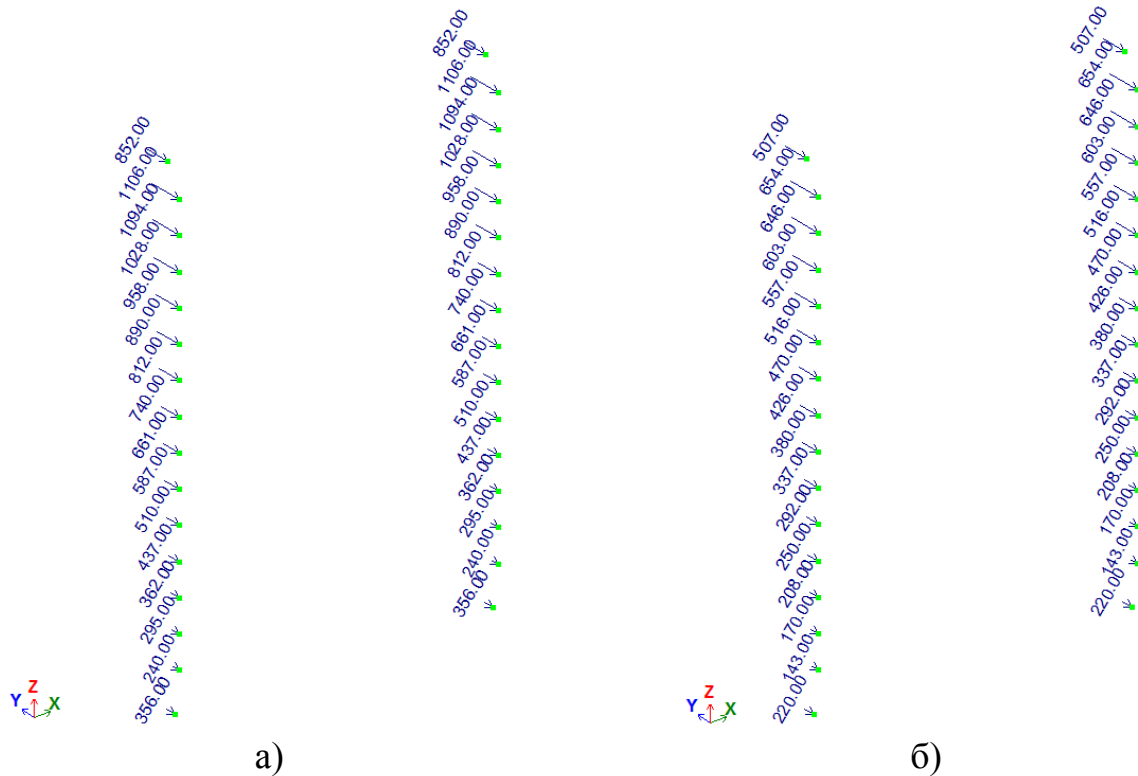


Рисунок 3.4 – Розподіл інерційних сейсмічних навантажень, прикладених в вузлах розрахункової схеми для нелінійного статичного розрахунку: а – від основного землетрусу 7 балів; б - від афтершоку 6 балів

Розрахунки виконані простим кроковим методом з кроком збільшення навантаження 0,2.

В результаті розрахунку отримано значення зсувних сил і переміщень в кожному з рівнів будівлі на кожному кроці навантаження.

Значення переміщень у рівні верху розрахункової моделі будівлі, отримані на кожному кроці навантаження, наведені в таблиці 3.3. Для прикладу наведено результати нелінійного статичного розрахунку за першою формою коливань вздовж осі Y.

На рисунку 3.5 наведено графік спектру несучої здатності (СНЗ) розрахункової моделі будівлі в координатах «спектральне прискорення S_a - спектральне переміщення S_d », побудований за результатами нелінійного статичного розрахунку та його апроксимація білінійною залежністю, виконана відповідно до положень Г.4 Додатку Г ДБН В.1.1-12.

Таблиця 3.3 - Результати нелінійного статичного розрахунку за першою формою коливань вздовж осі Y при дії основного землетрусу 7 балів (1) та від афтершоку 6 балів (2)

Позн.	Кроки навантаження нелінійного розрахунку на									
	основний землетрус (1)					афтершок (2)				
	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	(1)+0.2	(1)+0.4	(1)+0.6	(1)+0.8	(1)+1.0
45,000	Інерційні сейсмічні навантаження, МН, на кроці навантаження									
	2.19	4.37	6.56	8.74	10.93	12.20	13.48	14.76	16.03	17.31
	Спектральне прискорення, S_a , m/c^2									
	0.152	0.304	0.455	0.607	0.759	0.847	0.936	1.025	1.113	1.202
	Горизонтальне переміщення, м, на кроці навантаження									
	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04

Примітки:
1. Запис (1) + 0,2 означає, що на даному кроці прикладено 100% навантажень від основного землетрусу (1) та 0,2 (20%) навантажень від афтершоку (2)
2. Значення спектрального прискорення S_a отримано шляхом ділення прикладеного навантаження на загальну масу будівлі, що складає $M_f=144$ МН.

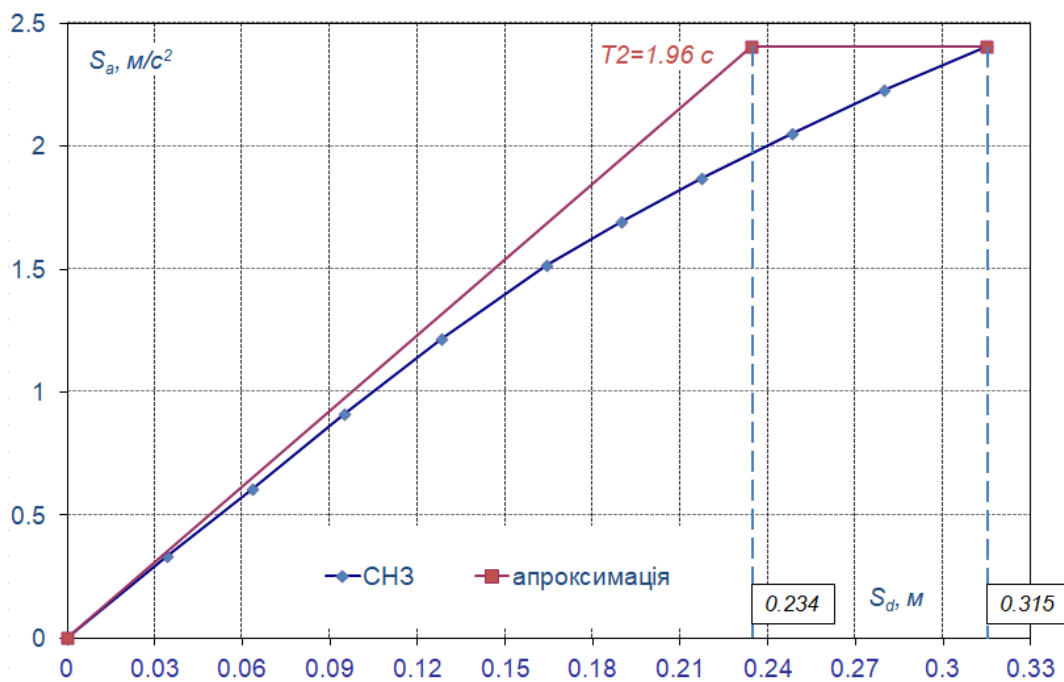


Рисунок 3.5 - Розрахунковий спектр несучої здатності (СНЗ) будівлі та його апроксимація білінійною залежністю

Графік СНЗ дозволяє оцінити зміни в динамічних характеристиках та інтегральній жорсткості будівлі. Як зазначено на рисунку 1.14 розділу 1 кут нахилу графіку СНЗ відповідає квадрату кругової частоти коливань будівлі ω^2 . Використовуючи залежність $T_i=2\pi/\omega_i$ отримано значення періоду коливань будівлі з урахуванням нелінійної роботи, який складає $T_2=1,96$ с.

Таким чином, нам відомі періоди власних коливань за основною формою за результатами лінійного ($T_1=1,37$ с) та нелінійного розрахунку ($T_2=1,96$ с).

Для оцінки зміни інтегральної жорсткості використаємо залежність періоду власних коливань від жорсткості та маси:

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} = 2\pi \sqrt{\frac{M_1}{K_1}} \quad (3.1)$$

Для цього прийнемо, що загальна маса будівлі складає $M_T=144$ МН і не змінюється на всіх етапах розрахунку.

Після скорочення постійних величин відношення періодів T_2 та T_1 складатиме:

$$\left(\frac{T_2}{T_1}\right)^2 = \frac{K_1}{K_2} = \frac{1,96^2}{1,37^2} = 2,04. \quad (3.2)$$

Таким чином за результатами нелінійного розрахунку на сейсмічні дії від основного землетрусу та афтершоку інтегральна жорсткість моделі будівлі зменшується у 2,04 рази. Це відповідає положенням додатку В EN 1998-3 [23], відповідно до яких для врахування можливих пошкоджень слід приймати жорсткість конструкцій з коефіцієнтом 0,5.

З графіка СНЗ також можна оцінити коефіцієнт податливості μ , який відповідно до [2] визначається за наступною залежністю:

$$\mu = \frac{d_m}{d_T} \quad (3.3)$$

де d_m - максимальне переміщення за результатами нелінійного статичного розрахунку;

d_T – переміщення, що відповідає умовні межі текучості прямої апроксимації.

Використовуючи значення переміщень, наведених на рисунку 3.4, значення коефіцієнту податливості складає:

$$\mu = \frac{0,315}{0,234} = 1,3.$$

Коефіцієнт податливості μ може бути використаний для приблизної оцінки прояву нелінійних властивостей на сейсмічну реакцію будівлі за результатами спектрального аналізу – для цього відповідні значення переміщень, отримані за

результатами лінійного розрахунку, слід помножити на коефіцієнт податливості μ .

На рисунку 3.6 наведено порівняння графіку СНЗ із результатами розрахунку за спектральним методом та за методом СНЗ [2].

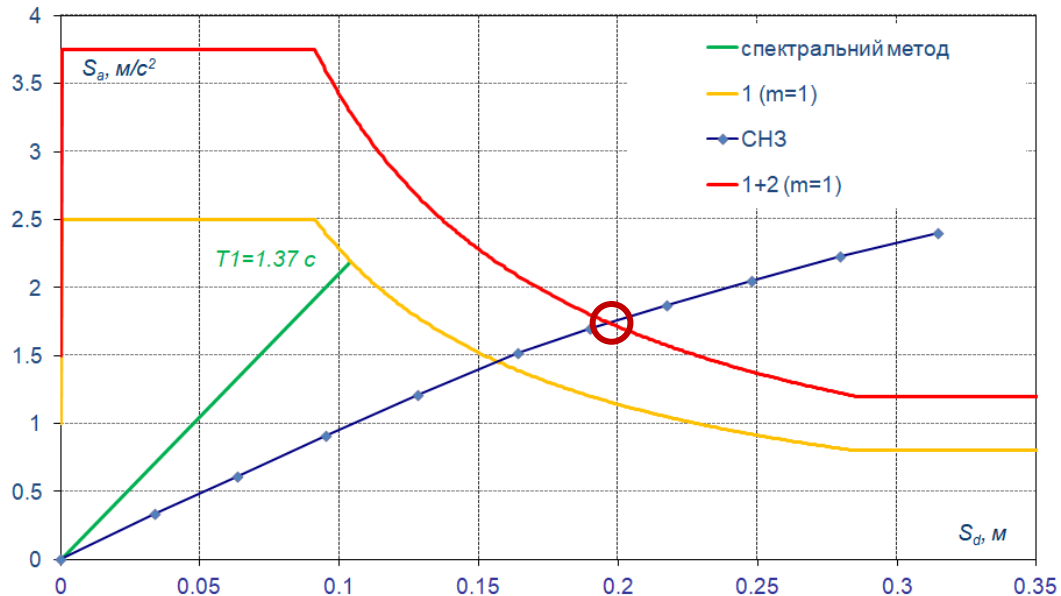


Рисунок 3.5 – Порівняння результатів розрахунку за лінійним та нелінійними методами розрахунку

Сейсмічна реакція визначається значенням спектрального прискорення S_a , який при розрахунку на основний землетрус складає $1 м/с^2 \times \beta$. Максимальне значення складає $S_a = 2,5 м/с^2$. Аналогічне значення для послідовності основного землетрусу ($2,5 м/с^2$) та афтершоку ($1,25 м/с^2$) з урахуванням коефіцієнту податливості μ складає $S_a = 2,9 м/с^2$.

3.5 Результати розрахунків

Точка перетину графіку СНЗ та графіку 1+2 (при $\mu = 1,3$) є показником нелінійної сейсмічної реакції будівлі при впливі послідовності основного та повторного землетрусу. Аналіз даних, наведених на рисунку 3.6 свідчить, що при впливі розглянутої послідовності має бути розглянута сейсмічна реакція на 7 кроці навантаження – 5 кроків основного впливу та 2 кроки афтершоків.

Відношення періодів T_2 та T_1 (3.2) було використане для коригування лінійної розрахункової моделі будівлі. Параметри жорсткості СЕ були зменшені таким чином, щоб період власних коливань дорівнював $T_2 = 1,96 с$. Ця

розрахункова модель відповідає стану конструкцій після основного землетрусу та має бути розрахована на вплив афтершоку 6 балів за спектральним методом.

Таким чином, подальші порівняння параметрів НДС конструкцій виконується за результатами, отриманими:

- за нелінійною розрахунковою моделлю (НЛМ) - на 7 кроці навантаження;
- за модифікованою лінійною розрахунковою моделлю (МЛМ).

3.5.1 Модальний аналіз

В таблиці 3.4 наведено результати модального аналізу модифікованої лінійної розрахункової моделі (МЛМ).

Таблиця 3.4 - Розрахункові динамічні характеристики модифікованої лінійної розрахункової моделі за спектральним методом ДБН [2]

№ форми коливань	Частота, Гц	Період, с	Сума модальних мас, %, за напрямком		
			X	Y	Z
1	0.509	1.966	64.506	0.003	0.000
2	0.593	1.685	64.510	67.970	0.000
3	0.811	1.233	64.982	67.993	0.000
4	1.960	0.510	89.106	67.993	0.000
5	2.361	0.424	89.181	93.538	0.028
6	2.395	0.418	89.595	96.736	0.033
7	3.516	0.284	98.219	96.736	0.109
8	3.613	0.277	98.262	96.773	88.082
9	3.830	0.261	98.706	96.776	90.690
10	0.509	1.966	64.506	96.776	90.690

Примітка. Заливкою відзначені форми коливань, які визначають напружено-деформований стан будівлі

3.5.2 Деформований стан будівлі

В таблиці 3.5 наведені значення горизонтальних переміщень та перекося поверхів, отримані для обох варіантів розрахунків.

Таблиця 3.5 – Максимальні горизонтальні переміщення та перекоси поверхів в рівні перекриттів при сейсмічному впливі 7 балів

Відмітка поверху, м	Переміщення, мм при сейсмічному впливі вздовж осі Y		Перекося поверху при сейсмічному впливі вздовж осі Y	
	НЛМ	МЛМ	НЛМ	МЛМ
-3.800	12.84	14.65	-	-
0.000	21.69	29.56	0.00391	0.00218
3.900	34.05	43.46	0.00360	0.00296
6.900	45.20	55.00	0.00389	0.00347
9.900	57.04	66.64	0.00392	0.00369
12.900	69.42	78.44	0.00397	0.00386
15.900	82.28	90.38	0.00402	0.00401
18.900	95.50	102.40	0.00405	0.00411
21.900	108.94	114.47	0.00406	0.00419
24.900	122.50	126.52	0.00406	0.00423
27.900	136.13	138.53	0.00405	0.00424
30.900	149.71	150.49	0.00402	0.00423
33.900	163.19	162.34	0.00399	0.00420
36.900	176.52	174.10	0.00396	0.00415
39.900	189.66	185.73	0.00392	0.00409
42.950	202.82	197.45	0.00388	0.00403
45.500	213.42	207.02	0.00379	0.00389

На рисунках 3.6 – 3.8 наведено порівняння переміщень, отриманих за результатами розрахунків обох моделей.

"Сейсмическое по Y ДБН"
Складава 2
Мозаика перемещений по Y(G)
Одиниці виміру - мм
Масштаб зображення: 1,2,3,4,5

Нелинейное нагружение 1
Мозаика перемещений по Y(G)
Еллиптич. измерения - мм

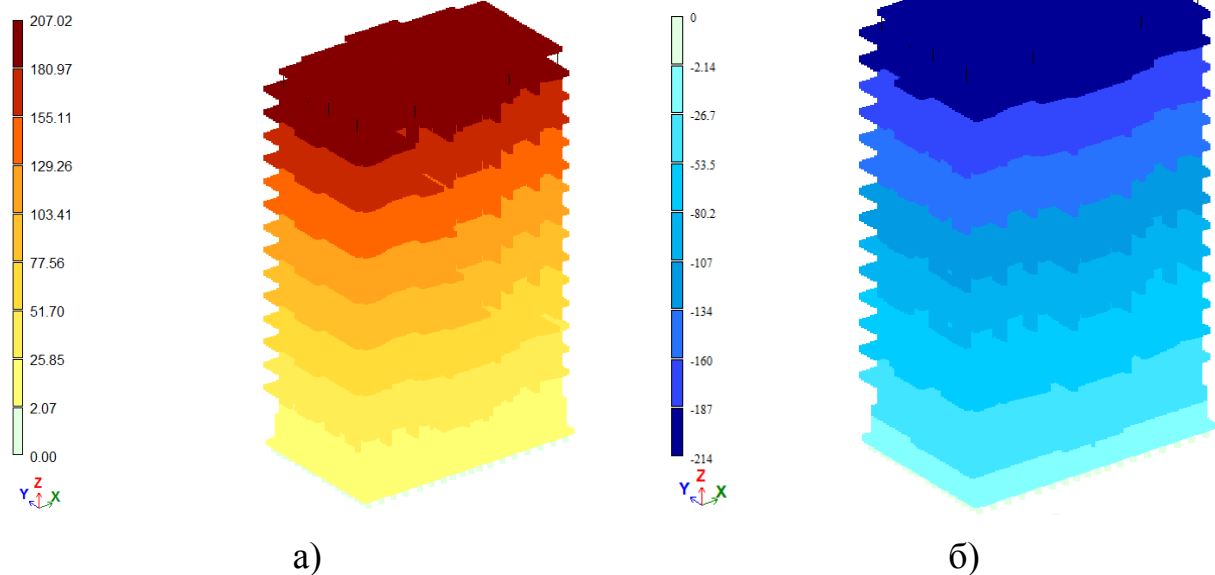


Рисунок 3.6 – Ізополю переміщень будівлі при послідовності сейсмічних впливів за результатами розрахунку:
а – НЛМ; б – МЛМ

Відповідно до 6.3.7 ДБН В1.1-12 [2] перекис поверху обчислюється як відношення різниці горизонтальних переміщень верху і низу k -го поверху до його висоти H_L :

$$\Delta_k = \frac{U_k - U_{k-1}}{H_L} \quad (3.4).$$

Порівняння з допустимими перекосами поверхів відповідно до ДБН В1.1-12 [2], наведено на рисунку 3.7.

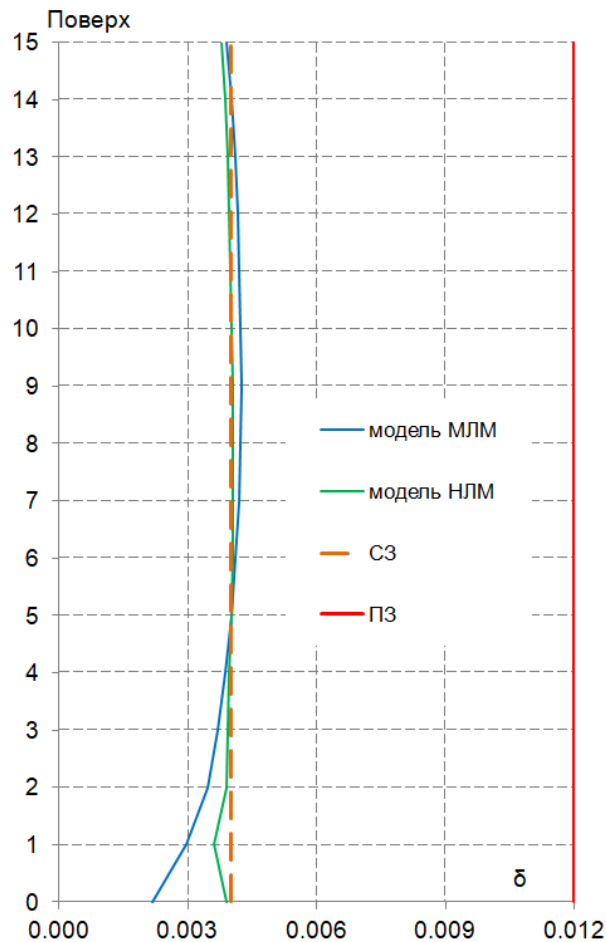


Рисунок 3.7 – Порівняння міжповерхових перекосів будівлі з допустимими значеннями

Аналіз даних наведених в таблиці 3.5 свідчить про те, що максимальні значення перекосів поверхів становлять 0,00406 та 0,00424 для варіантів моделі НЛМ та МЛМ відповідно. Максимальні значення перекосів поверхів перевищують допустимі значення, які відповідно до [2] для розглянутого типу будівлі становлять 0,004.

3.5.3 Розрахунок зусиль в конструкціях

В результаті розрахунку конструкцій отримані значення зусиль в основних несучих конструкціях будівлі за двома розглянутими варіантами розрахунку.

Порівняння зусиль в окремих елементах будівлі за результатами розрахунку на послідовність сейсмічного впливу основного землетрусу 7 балів та афтершоку 6 балів наведені на рисунках 3.7 – 3.9.

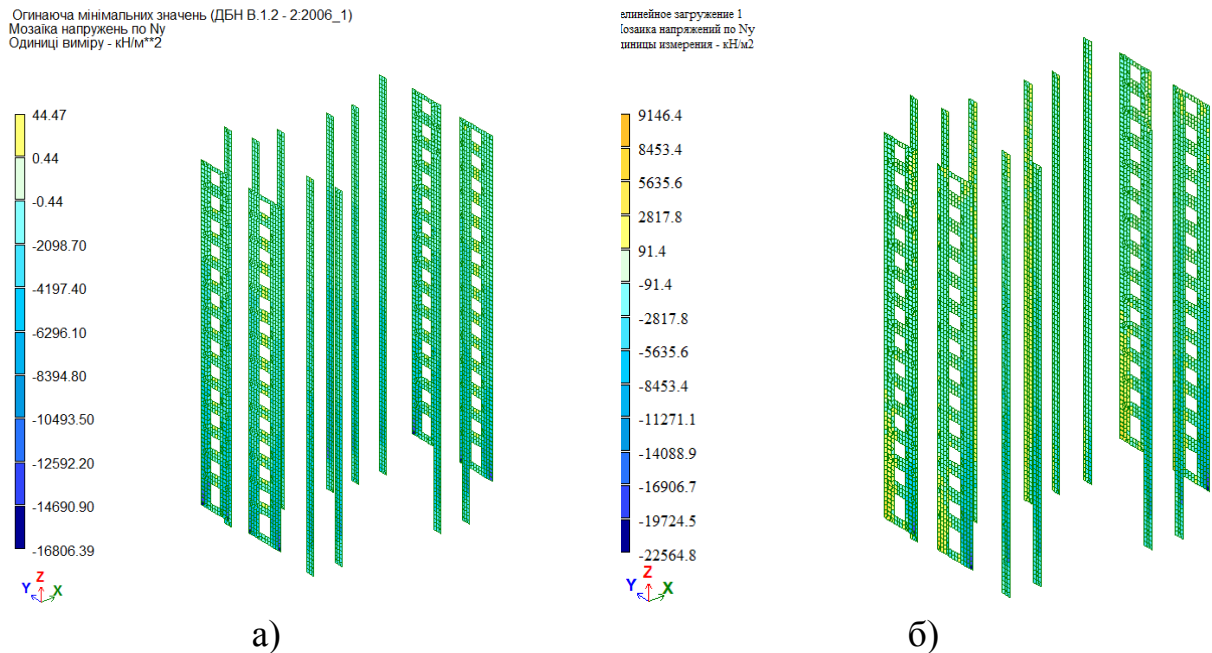


Рисунок 3.7 – Значення вертикальних напружень (N_y , кН/м^2) в пілонах товщиною 40 см: а – МЛМ; б – НЛМ

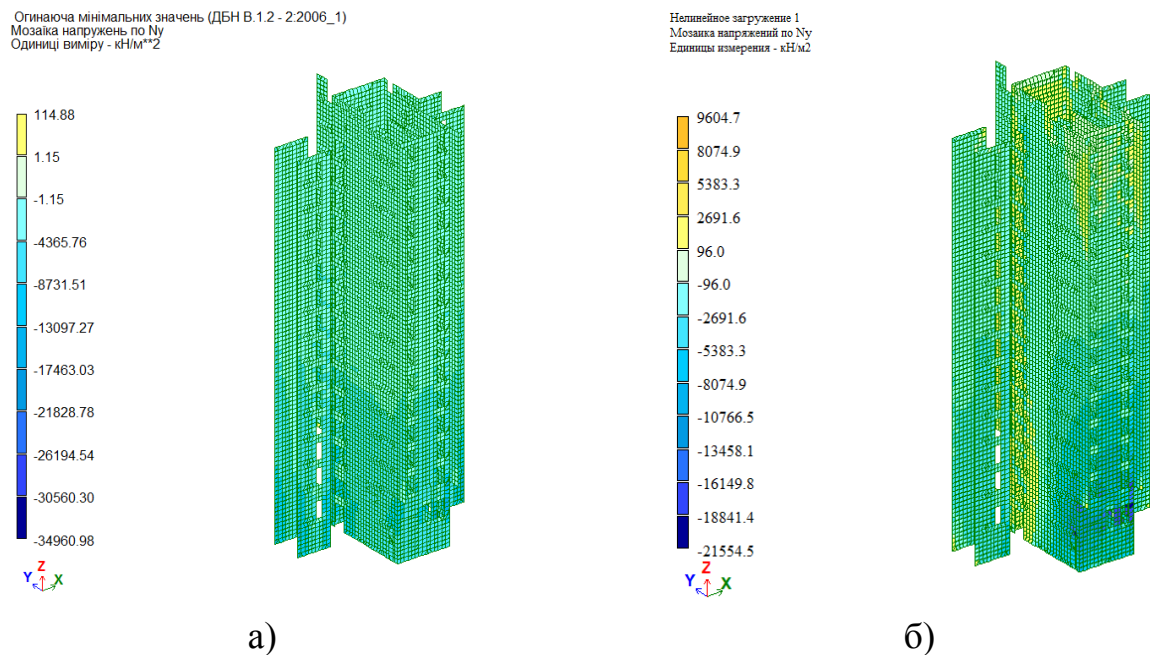
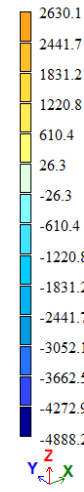
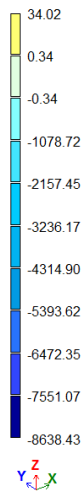


Рисунок 3.8 – Значення вертикальних напружень (N_y , кН/м^2) в стінах та діафрагмах товщиною 30 см: а – МЛМ; б – НЛМ

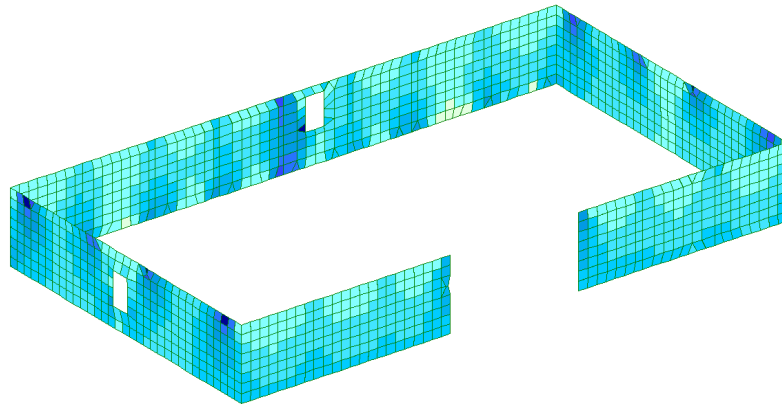
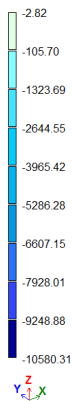
Оптимізація мінімальних значень (ДБН В.1.2 - 2.2006_1)
 Мозаїка напружень по Ny
 Одиниці виміру - кН/м²

Нелинейное нагружение 1
 Мозаїка напружений по Ny
 Единицы измерения - кН/м²



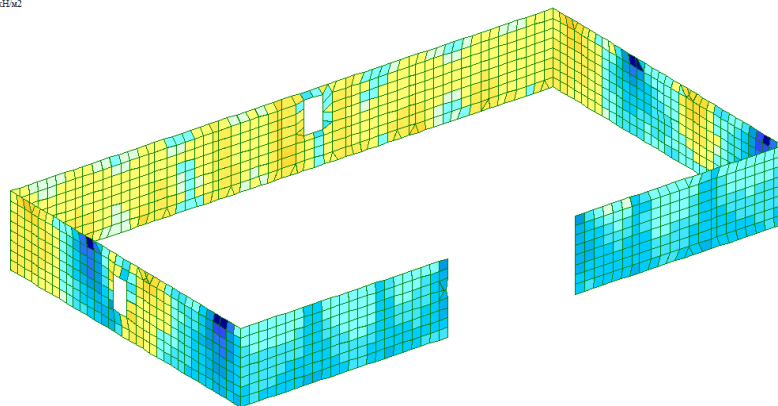
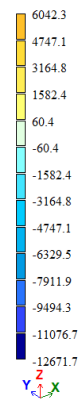
а) б)
 Рисунок 3.9 – Значення вертикальних напружень (N_y , кН/м²)
 в стінах товщиною 25 см: а – МЛМ; б – НЛМ

Оптимізація мінімальних значень (ДБН В.1.2 - 2.2006_1)
 Мозаїка напружень по Ny
 Одиниці виміру - кН/м²



а)

Нелинейное нагружение 1
 Мозаїка напружений по Ny
 Единицы измерения - кН/м²



б)

Рисунок 3.10 – Значення вертикальних напружень (N_y , кН/м²)
 в стінах підвального поверху товщиною 40 см: а – МЛМ; б – НЛМ

На рисунках 3.11, 3.12 наведено параметри розвитку тріщин в конструкціях будівлі після основного землетрусу (а) та після афтершоку (б) за результатами нелінійного розрахунку.

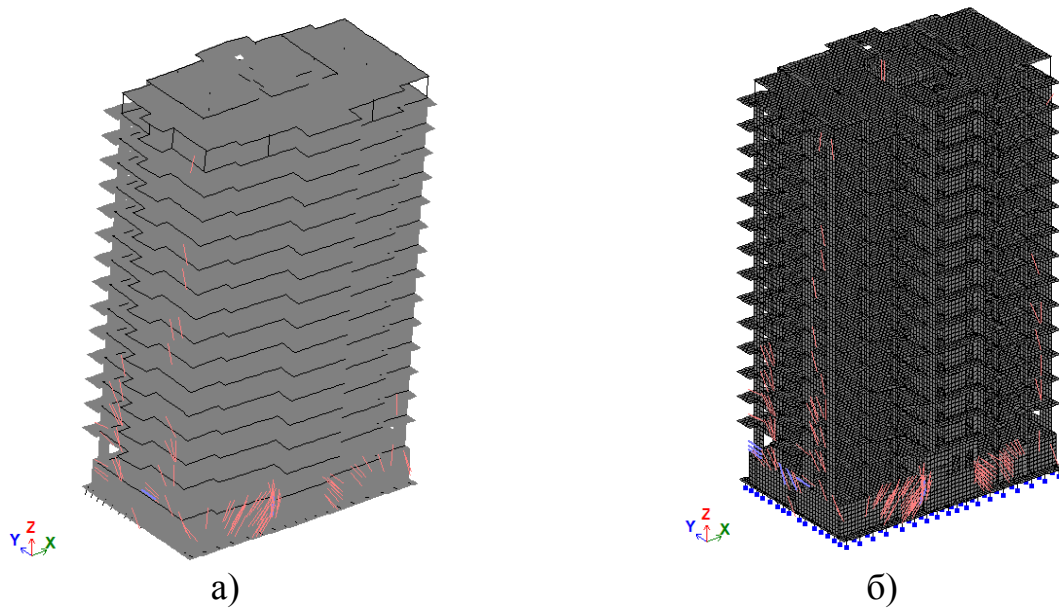


Рисунок 3.11 – Порівняння розподілу тріщин в конструкціях будівлі після основного землетрусу (а) та після афтершоку (б) за результатами нелінійного розрахунку

3.5.4 Результати розрахунку армування конструкцій

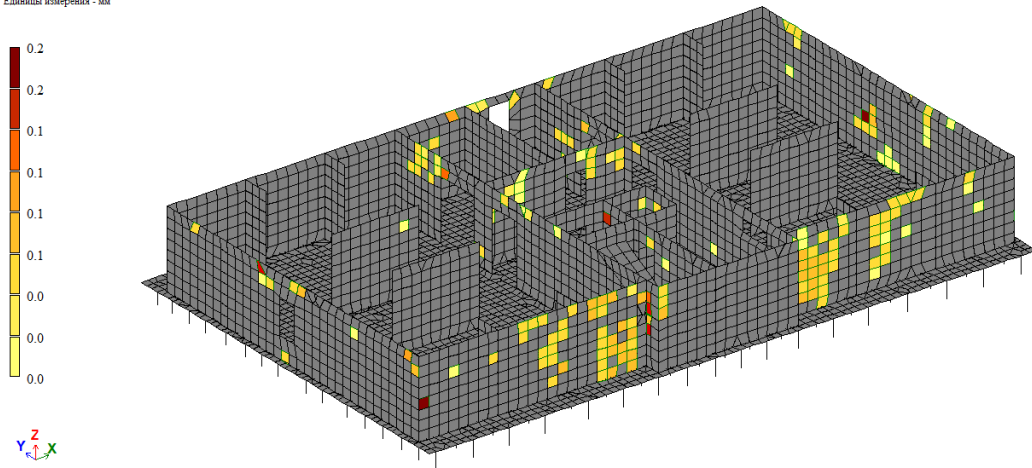
Критерієм міцності залізобетонних конструкцій може служити необхідний коефіцієнт армування при невідгнних сполученнях розрахункових навантажень.

Визначення розрахункового армування конструкцій будівлі виконане за допомогою модуля ЛІР-АРМ, що входить до складу «ЛІРА САПР» [2]. Модуль ЛІР-АРМ призначений для визначення і перевірки армування у стрижневих і пластинчастих елементах у відповідності з нормативними вимогами ДБН [31, 32].

При визначенні розрахункового армування несучих конструкцій будівлі використовувалась модифікована лінійна розрахункова модель будівлі (МЛІМ).

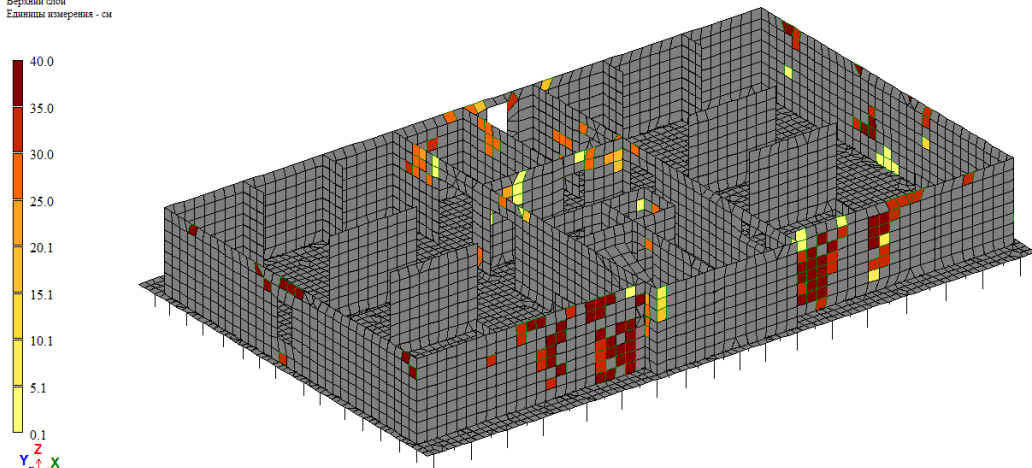
Схеми розташування розрахункового армування, прийняті в модулі ЛІР-АРМ ПК «ЛІРА САПР» [25] наведені на рис. 3.13, 3.14.

Наименьшее нагружение 1
 Ширина раскрытия трещины
 Верхний слой
 Единицы измерения - мм



а)

Наименьшее нагружение 1
 Глубина раскрытия трещины
 Верхний слой
 Единицы измерения - см



б)

Рисунок 3.12 – Ширина (а) та глибина (б) тріщин в залізобетонних стінах будівлі після послідовності основного землетрусу та афтершоку за результатами нелінійного розрахунку

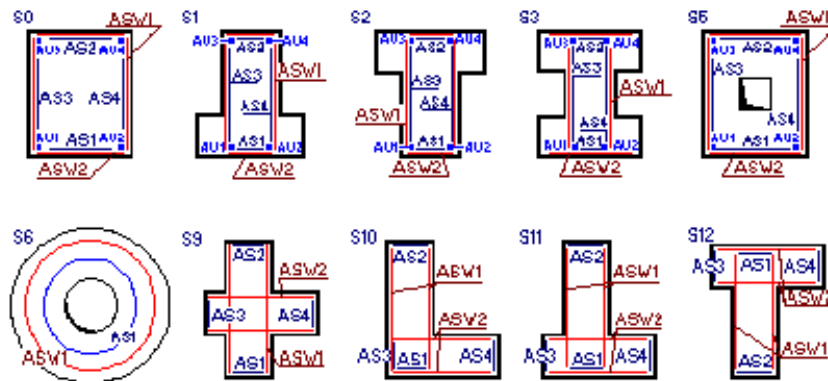


Рисунок 3.13 – Схеми розташування армування стержневих елементів модуля ЛІР-АРМ ПК «ЛІРА САПР» [25]

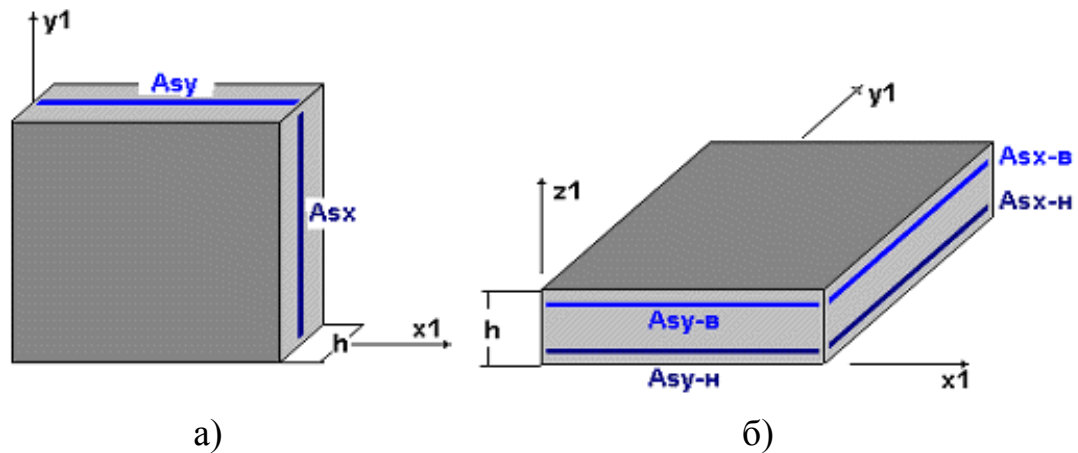


Рисунок 3.14 - Схеми розташування поздовжньої арматури модуля ЛІР-АРМ ПК «ЛІРА САПР» [25]: а - балок-стінок, б - плит і оболонок

В результаті підбору арматури стержневих СЕ видається:

- Поздовжня арматура - площа поздовжньої арматури (см^2) і відсоток армування, а саме:
 - AU1 - площа кутової нижньої поздовжньої арматури (в лівому нижньому кутку перерізу);
 - AU2 - площа кутової нижньої поздовжньої арматури (в правому нижньому кутку перерізу);
 - AU3 - площа кутовий верхній поздовжньої арматури (в лівому верхньому кутку перерізу);
 - AU4 - площа кутовий верхній поздовжньої арматури (в правому верхньому куті перерізу);
 - AS1 - площа нижньої поздовжньої арматури;
 - AS2 - площа верхньої поздовжньої арматури;
 - AS3 - площа бічної поздовжньої арматури (у лівій межі перерізу);
 - AS4 - площа бічної поздовжньої арматури (у лівій межі перерізу);
- Поперечна арматура – площа поперечної арматури (см^2), підбрана при кроці хомутів 100 см.
 - ASW1 - вертикальна поперечна арматура;
 - ASW2 - горизонтальна поперечна арматура;
- Ширина розкриття тріщин - ширина короткочасного і тривалого розкриття тріщин (мм).

В результаті підбору плоских СЕ видається площа поздовжньої арматури (см²) на погонний метр:

AS1 (Asx-н) - площа нижньої арматури у напрямку X (для балки-стілки посередині);

AS2 (Asx-в) - площа верхньої арматури у напрямку X;

AS3 (Asy-н) - площа нижньої арматури у напрямку Y (для балки-стілки посередині);

AS4 (Asy-в) - площа верхньої арматури у напрямку Y.

Результати розрахунку арматури для несучих залізобетонних елементів будівлі в умовах сейсмічної розрахункової ситуації з урахуванням основного сейсмічного впливу 7 балів отримані в роботі [33].

Результати розрахунку арматури для всіх несучих залізобетонних елементів будівлі в умовах сейсмічної розрахункової ситуації з урахуванням послідовності сейсмічного впливу основного землетрусу 7 балів та повторної події 6 балів наведені в таблицях 3.6, 3.7.

Таблиця 3.6 - Максимальне розрахункове армування діафрагм (послідовність 1+2)

Z, м	Максимальна розрахункова площа арматури, см ² /пм						Максимальний % армування	
	по позиції				по напрямку		AS1+AS2	AS3+AS4
	AS1	AS2	AS3	AS4	AS1+AS2	AS3+AS4		
товщиною 25 см (т.ж.6)								
-3,800	7.36	7.01	13.61	13.52	14.24	27.13	0.57	1.09
0,000	10.31	10.31	13.07	12.65	20.62	25.43	0.82	1.02
+3,900	13.13	13.13	13.27	12.27	26.26	25.54	1.05	1.02
+6,900	12.46	12.46	12.4	12.4	24.92	24.8	1.00	0.99
+9,900	9.44	9.82	4.6	4.8	19.26	9.4	0.78	0.38
+12,900	9.82	11.78	4.76	5.76	21.6	10.52	0.86	0.42
+15,900	2.76	4.7	2.5	5.78	7.2	8.28	0.28	0.34
+18,900	2.6	4	2.5	4.92	6.5	7.42	0.26	0.3
+21,900	2.5	3.42	2.5	4.14	5.92	6.64	0.24	0.26
+24,900	2.5	3	2.5	3.56	5.5	6.06	0.22	0.24
+27,900	2.5	3.14	2.5	3.34	5.64	5.84	0.22	0.24
+30,900	2.5	2.82	2.5	2.98	5.32	5.48	0.22	0.22
+33,900	2.5	2.68	2.5	2.82	5.18	5.32	0.2	0.22
+36,900	2.5	2.5	2.5	2.58	5	5.08	0.2	0.2
+39,900	2.54	2.5	2.5	2.5	5.04	5	0.2	0.2
+44,000	4.06	5.11	2.67	3.89	9.17	6.56	0.37	0.26

Z, м	Максимальна розрахункова площа арматури, см ² /пм						Максимальний % армування	
	по позиції				по напрямку			
	AS1	AS2	AS3	AS4	AS1+AS2	AS3+AS4	AS1+AS2	AS3+AS4
товщиною 30 см (т.ж.5)								
-3,800	24.45	24.30	53.33	53.00	48.75	106.33	1.63	3.54
0,000	35.12	33.69	66.26	66.26	68.81	132.52	2.29	4.42
+3,900	39.63	38.98	39.11	39.11	78.61	78.22	2.62	2.61
+6,900	21.63	21.21	30.15	28.15	42.83	58.30	1.43	1.94
+9,900	19.96	21.21	28.84	26.02	41.17	54.86	1.37	1.83
+12,900	25.15	27.82	31.88	28.13	52.96	60.01	1.77	2.00
+15,900	25.12	27.05	28.26	25.28	52.17	53.54	1.74	1.78
+18,900	23.90	26.43	25.36	22.67	50.33	48.03	1.68	1.60
+21,900	22.75	25.13	22.70	20.42	47.88	43.12	1.60	1.44
+24,900	21.42	23.22	20.07	18.29	44.63	38.36	1.49	1.28
+27,900	19.51	21.18	18.03	16.37	40.69	34.40	1.36	1.15
+30,900	17.37	18.84	16.12	14.74	36.21	30.86	1.21	1.03
+33,900	14.98	16.24	14.33	14.22	31.22	28.55	1.04	0.95
+36,900	12.49	13.55	12.64	13.70	26.04	26.34	0.87	0.88
+39,900	9.81	10.47	12.66	13.03	20.27	25.69	0.68	0.86
+44,000	8.60	8.40	16.68	15.60	17.00	32.27	0.57	1.08
+46,800	3.98	4.67	10.07	7.18	8.65	17.25	0.29	0.57
товщиною 40 см (т.ж.15)								
-3,800	9.66	9.35	13.58	11.62	16.88	20.9	0.42	0.52
0,000	28.4	28.4	35.84	35.82	56.8	70.78	1.42	1.77
+3,900	18.6	19.23	12.68	12.79	37.83	25.47	0.95	0.64
+6,900	17.86	17.57	17.04	12.26	35.42	29.30	0.89	0.73
+9,900	16.07	15.45	7.00	7.46	31.52	14.46	0.79	0.36
+12,900	5.38	7.01	7.28	6.36	12.40	13.64	0.31	0.34
+15,900	5.36	6.21	6.06	5.82	11.58	11.88	0.29	0.30
+18,900	5.17	5.41	5.52	5.40	10.58	10.92	0.26	0.27
+21,900	4.66	4.73	5.34	5.16	9.40	10.50	0.23	0.26
+24,900	4.12	4.22	5.00	4.96	8.34	9.96	0.21	0.25
+27,900	3.60	3.79	4.76	4.74	7.39	9.50	0.18	0.24
+30,900	3.89	3.83	4.70	4.48	7.72	9.18	0.19	0.23
+33,900	3.71	4.47	7.52	6.74	8.18	14.26	0.20	0.36
+36,900	4.52	4.50	9.72	8.82	9.02	18.54	0.23	0.46
+39,900	7.27	7.48	13.66	14.16	14.75	27.82	0.37	0.70
+44,000	17.86	17.57	17.04	12.26	35.42	29.30	0.89	0.73
стіни товщиною 40 см (т.ж.8)								
-3,800	34.39	41.62	38.43	40.63	69.74	76.94	1.74	1.92
Позначення:								
Z - апліката перекриття в комп'ютерній моделі будівлі;								
AS1 і AS2 - нижня і верхня відносно осі Z1 вертикальна арматура;								
AS3 і AS4 - нижня і верхня відносно осі Z1 горизонтальна арматура.								
Примітки:								
1. При підборі арматури враховані конструктивні вимоги.								
2. Результати, наведені в таблиці, відповідають відстані від центра ваги арматури до граней перерізу, рівному 3 см.								

Таблиця 3.7 - Максимальне розрахункове армування плит перекриття (послідовність 1+2)

Z, м	Максимальна розрахункова площа арматури, см ² /пм						Максимальний % армування	
	по позиції				по позиції			
	AS1	AS2	AS3	AS4	AS1+AS2	AS3+AS4	AS1+AS2	AS3+AS4
Перекриття на відм. 0,000 (т.ж.7)								
0,000... +39,900	15.94	19.08	9.59	16.83	35.02	23.59	1.75	1.18
Позначення:								
Z - аппликата перекриття / проміжної сходової площадки в комп'ютерній моделі будівлі;								
AS1 - нижня арматура, паралельна числовим осям;								
AS2 - верхня арматура, паралельна числовим осям;								
AS3 - нижня арматура, паралельна літерним осям;								
AS4 - верхня арматура, паралельна літерним осям.								
Примітки:								
1. При підборі арматури враховані конструктивні вимоги.								
2. Результати, наведені в таблиці, відповідають відстані від центра ваги арматури до граней перерізу, рівному 3 см (для плит перекриття) та 5,5 см (для плити ростверку).								

Ізополя розрахункового армування конструкцій з урахуванням послідовності сейсмічного впливу основного землетрусу 7 балів та повторної події 6 балів наведено на рисунках Додатку А.

В таблиці 3.8 наведено порівняння максимальних розрахункових відсотків армування конструкцій будівлі в умовах сейсмічної розрахункової ситуації при врахуванні лише основної сейсмічної події (варіант 1) та послідовності сейсмічного впливу основного землетрусу 7 балів та повторної події 6 балів (варіант 1+2).

Таблиця 3.8 - Максимальні розрахункові відсотки армування елементів будівлі

№№ т.ж.	Назва елемента	Максимальний % армування при розрахунках в умовах сейсмічної розрахункової ситуації	
		Варіант 1	Варіант 1+2
4	Діафрагми 40 см	0,79	1,77
5	Діафрагми 30 см	3,2	4,4
6	Діафрагми 25 см	0,56	1,09
7	Перекриття 20 см	1,45	1,75
8	Стіни підвалу 40 см	1,08	1,92

Результати, наведені в таблиці 3.8, свідчать про те, що максимальні розрахункові відсотки армування несучих елементів при врахуванні послідовності сейсмічного впливу основного землетрусу 7 балів та повторної події 6 балів (варіант 1+2) перевищують аналогічні значення, отримані при основному сейсмічному впливі 7 балів (варіант 1), у 1,2-2,2 рази.

Максимальні розрахункові відсотки армування несучих елементів при врахуванні послідовності сейсмічного впливу основного землетрусу 7 балів та повторної події 6 балів загалом не перевищують значення 4%, рекомендованого ДСТУ [32]. Виключенням є окремі елементи діафрагм шириною 30 см на позн. 0,000. Для сприйняття навантажень від послідовності сейсмічного впливу основного землетрусу 7 балів та повторної події 6 балів параметри армування цих конструкцій в визначених зонах мають бути збільшені.

3.6 Порівняння результатів розрахунку

В таблиці 3.9 наведено порівняння основних параметрів сейсмічної реакції будівлі загалом та окремих конструктивних елементів, розрахункового армування отримані за результатами розрахунку в умовах сейсмічної розрахункової ситуації з урахуванням сейсмічного впливу інтенсивністю 7 балів для розглянутих варіантів врахування стінового заповнення.

Таблиця 3.9 - Порівняння результатів розрахунку будівлі

Динамічні параметри			
Конструктивний елемент	Показник	Варіант 1	Варіант 1+2
Період основної форми коливань	T_1, c	1,37	1,96
Деформаційний стан			
Конструктивний елемент	Показник	НЛМ	МЛМ
Будівля загалом	Горизонтальне переміщення верху, мм	213	207
Поверхи	Перекис поверху [0.004]	0.0041	0.0042

Зусилля в конструктивних елементах			
Конструктивний елемент	Показник	НЛМ	МЛМ
Діафрагми 40 см	$N_v, \text{кН/м}^2$	22564	16806
Діафрагми 30 см	$N_v, \text{кН/м}^2$	21554	34960
Діафрагми 25 см	$N_v, \text{кН/м}^2$	4888	8638
Стіни підвалу 40 см	$N_y, \text{кН/м}^2$	12607	10580
Розрахункове армування			
Конструктивний елемент		Варіант 1	Варіант 1+2
Діафрагми 40 см		0,79	1,77
Діафрагми 30 см		3,2	4,4
Діафрагми 25 см		0,56	1,09
Перекрыття 20 см		1,45	1,75
Стіни підвалу 40 см		1,08	1,92

За результатами аналізу даних таблиці 3.9 можна зробити наступні висновки:

1. Період власних коливань моделі будівлі за основною формою за результатами лінійного розрахунку становить $T_1=1,37$ с, за результатами нелінійного розрахунку з урахуванням послідовності основного землетрусу 7 балів та афтершоку 6 балів становить $T_2=1,96$ с. Таким чином за результатами нелінійного розрахунку на сейсмічні дії від основного землетрусу та афтершоку інтегральна жорсткість моделі будівлі зменшується у 2,04 рази.

2. Порівняння параметрів НДС конструкцій, виконане за результатами розрахунків за нелінійною розрахунковою моделлю (НЛМ) та модифікованою лінійною розрахунковою моделлю (МЛМ), показали наступне:

- максимальні значення перекосів поверхів становлять 0,00406 та 0,00424 для варіантів моделі НЛМ та МЛМ відповідно;
- максимальні значення перекосів поверхів перевищують допустимі значення, які відповідно до [2] для розглянутого типу будівлі становлять 0,004;
- значення зусиль в елементах несучих конструкцій, отримані для варіантів моделі НЛМ та МЛМ, відрізняються в діапазоні 19-44%;

3. Максимальні розрахункові відсотки армування несучих елементів при врахуванні послідовності сейсмічного впливу основного землетрусу 7 балів та повторної події 6 балів (варіант 1+2) перевищують аналогічні значення, отримані при основному сейсмічному впливі 7 балів (варіант 1), у 1,2-2,2 рази.

4. Максимальні відсотки розрахункового армування конструкцій, визначені в умовах сейсмічної розрахункової ситуацій при сейсмічному впливі 7 загалом не перевищують граничного значення 4%.

3.7 Порівняння витрат армування для забезпечення сейсмостійкості будівлі

Розраховано витрати додаткової арматури для забезпечення сейсмостійкості конструкцій при сейсмічному впливі послідовності сейсмічного впливу основного землетрусу 7 балів та повторної події 6 балів (варіант 1+2) із витратами арматури для варіанту будівлі, в якому враховано лише основну подію 7 балів.

Результати розрахунку площі, об'єму, ваги та вартості додаткової арматури, наведені в таблицях 3.10 та 3.11 для основних конструкцій будівлі. При розрахунках вартості додаткової арматури прийнята вартість однієї тони прокату, що відповідно до цін виробників [34] складає 29 110 грн. (прокат для армування залізобетонних конструкцій, клас А400/А500, діаметр 16 – 32 мм).

Максимальна вага додаткової арматури в стінах, пілонах, діафрагмах, плитах перекриття, необхідної для конструкцій будівлі складає 36,8 т. Вартість додаткової арматури складає 571,4 тис. грн.

Таблиця 3.10 - Збільшення витрат арматури в діафрагмах жорсткості та стінах будинку при врахуванні сейсмічних впливів інтенсивністю 7 балів

Відм., м	Макс. % армування ($\mu_x + \mu_y$)		Збільшення армування $\Delta\mu$, %	Площа діафрагм на поверсі, м ² .	Об'єм додаткової арматури, м ³	Вага додаткової арматури, т ($\rho = 7,81 \text{ т/м}^3$)	Вартість додаткового армування, грн.
	Варіант 1	Варіант 1+2					
Діафрагми товщиною 25 см							
-3,800	1.06	1.09	0.03	0.8573	0.001	0.008	222.19
0,000	0.58	1.02	0.44	0.8573	0.015	0.115	3344.59
+3,900	0.76	1.05	0.29	0.8573	0.007	0.058	1695.69
+6,900	0.66	1	0.34	0.8573	0.009	0.068	1988.05
+9,900	0.58	0.78	0.2	0.8573	0.005	0.040	1169.44
+12,900	0.64	0.86	0.22	0.8573	0.006	0.044	1286.38
+15,900	0.31	0.34	0.03	0.8573	0.001	0.006	175.42
+18,900	0.28	0.3	0.02	0.8573	0.001	0.004	116.94
+21,900	0.25	0.26	0.01	0.8573	0.000	0.002	58.47
+24,900	0.23	0.24	0.01	0.8573	0.000	0.002	58.47
+27,900	0.23	0.24	0.01	0.8573	0.000	0.002	58.47
+30,900	0.22	0.22	0	0.8573	0.000	0.000	0.00
+33,900	0.21	0.22	0.01	0.8573	0.000	0.002	58.47
+36,900	0.2	0.2	0	0.8573	0.000	0.000	0.00
+39,900	0.2	0.2	0	0.8573	0.000	0.000	0.00
+44,000	0.2	0.37	0.17	0.86	0.004	0.032	930.68
Діафрагми товщиною 30 см							
-3,800	2.46	3.54	1.08	20.81	0.854	6.670	194165.77
0,000	4.29	4.42	0.13	20.81	0.106	0.824	23986.85
+3,900	2.55	2.62	0.07	20.81	0.044	0.341	9935.38
+6,900	2.33	1.94	0	20.81	0.000	0.000	0.00
+9,900	2.29	1.83	0	20.81	0.000	0.000	0.00
+12,900	2.13	2	0	20.81	0.000	0.000	0.00

Відм., м	Макс. % армування ($\mu_x + \mu_y$)		Збільшення армування $\Delta\mu$, %	Площа діафрагм на поверхсі, м ² .	Об'єм додаткової арматури, м ³	Вага додаткової арматури, т ($\rho = 7,81 \text{ т/м}^3$)	Вартість додаткового армування, грн.
	Варіант 1	Варіант 1+2					
+15,900	2.09	1.78	0	20.81	0.000	0.000	0.00
+18,900	2.02	1.68	0	20.81	0.000	0.000	0.00
+21,900	1.89	1.6	0	20.81	0.000	0.000	0.00
+24,900	1.73	1.49	0	20.81	0.000	0.000	0.00
+27,900	1.54	1.36	0	20.81	0.000	0.000	0.00
+30,900	1.34	1.21	0	20.81	0.000	0.000	0.00
+33,900	1.17	1.04	0	20.81	0.000	0.000	0.00
+36,900	1.02	0.88	0	20.81	0.000	0.000	0.00
+39,900	1.06	0.86	0	20.81	0.000	0.000	0.00
+44,000	0.5	1.08	0.58	20.81	0.338	2.639	76833.63
+46,800	0.35	0.57	0.22	20.81	0.055		0.00
Діафрагми товщиною 40 см							
-3,800	0.33	0.52	0.19	11.76	0.085	0.663	19303.58
0,000	1.51	1.77	0.26	11.76	0.119	0.931	27110.56
+3,900	1.25	0.95	0	11.76	0.000	0.000	0.00
+6,900	0.84	0.89	0.05	11.76	0.018	0.138	4010.44
+9,900	0.51	0.79	0.28	11.76	0.099	0.772	22458.45
+12,900	0.29	0.34	0.05	11.76	0.018	0.138	4010.44
+15,900	0.27	0.3	0.03	11.76	0.011	0.083	2406.26
+18,900	0.25	0.27	0.02	11.76	0.007	0.055	1604.18
+21,900	0.24	0.26	0.02	11.76	0.007	0.055	1604.18
+24,900	0.22	0.25	0.03	11.76	0.011	0.083	2406.26
+27,900	0.21	0.24	0.03	11.76	0.011	0.083	2406.26
+30,900	0.21	0.23	0.02	11.76	0.007	0.055	1604.18
+33,900	0.25	0.36	0.11	11.76	0.039	0.303	8822.96
+36,900	0.28	0.46	0.18	11.76	0.064	0.496	14437.58
+39,900	0.41	0.7	0.29	11.76	0.140	1.092	31789.41

Відм., м	Макс. % армування ($\mu_x + \mu_y$)		Збільшення армування $\Delta\mu$, %	Площа діафрагм на поверсі, м ² .	Об'єм додаткової арматури, м ³	Вага додаткової арматури, т ($\rho = 7,81 \text{ т/м}^3$)	Вартість додаткового армування, грн.
	Варіант 1	Варіант 1+2					
+44,000	0.36	0.89	0.53	11.76	0.175	1.363	39676.60
Стіни підвалу товщиною 25 см							
-3,800	2.11	1.92	-	-	-	-	-
Разом:					2.20	17.17	499 736.23
Примітка. Варіант 1 – основний землетрусу 7 балів; варіант 1+2 – послідовність основного землетрусу 7 балів та афтершоку 6 балів							

Таблиця 3.11 - Збільшення витрат арматури в плитах ростверку та перекриття при врахуванні сейсмічних впливів інтенсивністю 7 балів

Відм., м	Макс. % армування ($\mu_x + \mu_y$)		Збільшення армування $\Delta\mu$, %	Площа додаткової арматури A_s , см ² /п.м.	Об'єм додаткової арматури, м ³	Вага додаткової арматури, т ($\rho = 7,81 \text{ т/м}^3$)	Вартість додаткового армування, грн.
	Варіант 1	Варіант 1+2					
Плити перекриття товщиною 20 см							
0,000 - +45,500	1.63	1.75	0.77	15.4	0.157	1.227	35712.00
Разом (16 перекриттів):					2.51	19.63	571 392.00
Примітка. Варіант 1 – основний землетрусу 7 балів; варіант 1+2 – послідовність основного землетрусу 7 балів та афтершоку 6 балів							

ВИСНОВКИ ЗА РЕЗУЛЬТАТАМИ ДОСЛІДЖЕНЬ

1. В роботі проаналізовано положення нормативних документів України [2], європейських [20] та інших міжнародних норм, вітчизняних та закордонних публікацій, присвячених підходам до оцінки сейсмостійкості будівель і споруд при впливі повторних сейсмічних подій, зокрема щодо завдання рівня сейсмічного впливу для афтершоку, врахування пошкоджень конструкцій, зменшення жорсткості окремих елементів та інтегральної жорсткості будівлі в цілому.

2. На основі аналізу наслідків руйнівних землетрусів та пов'язаних з ними афтершоків обґрунтовано необхідність врахування повторних впливів для оцінки загальної сейсмостійкості будівель і споруд. Встановлено, що положення переважної кількості нормативних документів різних країн при оцінці будівель і споруд розглядають вплив лише основного землетрусу.

3. Запропоновано підхід до врахування впливу повторних сейсмічних подій, на основі рекомендацій USGS [17], що передбачає наступне:

- основні параметри афтершоків (магнітуда, час поштовхів, частотний склад) має ті самі закономірності, що й основний землетрус;
- перевірку сейсмостійкості конструкцій при дії повторних землетрусів слід виконувати з інтенсивністю, меншою на 1 бал у порівнянні з інтенсивністю розрахункового землетрусу;
- оцінку впливу повторних землетрусів слід виконувати з використанням нелінійних методів розрахунку або підходів, що дають змогу оцінити зміни в НДС конструкцій з використанням кількісних параметрів, наприклад, за зміною жорсткості та періоду власних коливань.

4. Визначені мета, задачі, методи досліджень, обрано програмний комплекс для виконання моделювання та чисельних розрахунків за методом скінченних елементів.

5. В якості об'єкту досліджень обрано 16-ти поверхову залізобетонну житлову будівлю, запроектовану за схемою монолітного безрігельного каркасу

для будівництва у сейсмічному районі України з інтенсивністю сейсмічних впливів 7 балів.

6. На основі проектних даних в ПК «ЛІРА САПР» розроблено просторову комп'ютерну модель 16-ти поверхового житлового будинку для двох виконання розрахунків - лінійного за спектральним методом [2] та нелінійного за методом спектру несучої здатності [2].

7. Виконано збір навантажень для виконання розрахунку просторової комп'ютерної моделі в умовах усталеної та сейсмічної розрахункових ситуацій основні з урахуванням послідовності сейсмічного впливу, що складається з основного землетрусу 7 балів та повторної події (афтершоку) 6 балів.

8. За результатами чисельних досліджень просторових розрахункових моделей будівлі отримано динамічні характеристики будівлі та параметри НДС конструкцій в умовах сейсмічної розрахункової ситуації з урахуванням послідовності сейсмічних подій. За результатами чисельних досліджень сформульовано наступні висновки:

- Період власних коливань моделі будівлі за основною формою за результатами лінійного розрахунку становить $T_1=1,37$ с, за результатами нелінійного розрахунку з урахуванням послідовності основного землетрусу 7 балів та афтершоку 6 балів становить $T_2=1,96$ с.
- Таким чином за результатами нелінійного розрахунку на сейсмічні дії від основного землетрусу та афтершоку інтегральна жорсткість моделі будівлі зменшується у 2,04 рази.
- Порівняння параметрів НДС конструкцій, виконане за результатами розрахунків за нелінійною розрахунковою моделлю (НЛМ) та модифікованою лінійною розрахунковою моделлю (МЛМ), показали наступне:
 - максимальні значення перекосів поверхів становлять 0,00406 та 0,00424 для варіантів моделі НЛМ та МЛМ відповідно;

- максимальні значення перекосів поверхів перевищують допустимі значення, які відповідно до [2] для розглянутого типу будівлі становлять 0,004;
- значення зусиль в елементах несучих конструкцій, отримані для варіантів моделі НЛМ та МЛМ, відрізняються в діапазоні 19-44%;

9. Максимальні розрахункові відсотки армування несучих елементів при врахуванні послідовності сейсмічного впливу основного землетрусу 7 балів та повторної події 6 балів (варіант 1+2) перевищують аналогічні значення, отримані при основному сейсмічному впливі 7 балів (варіант 1), у 1,2-2,2 рази.

10. Максимальні відсотки розрахункового армування конструкцій, визначені в умовах сейсмічної розрахункової ситуації при сейсмічному впливі 7 загалом не перевищують граничного значення 4%.

11. Розраховано витрати додаткової арматури для забезпечення сейсмостійкості конструкцій при сейсмічному впливі послідовності сейсмічного впливу основного землетрусу 7 балів та повторної події 6 балів (варіант 1+2) із витратами арматури для варіанту будівлі, в якому враховано лише основну подію 7 балів.

12. Максимальна вага додаткової арматури в стінах, пілонах, діафрагмах, плитах перекриття, необхідної для конструкцій будівлі складає 36,8 т. Вартість додаткової арматури складає 571,4 тис. грн.

13. Хоча за динамічними та деформаційними характеристиками моделі НЛМ та МЛМ показали хорошу відповідність, отримано суттєва різниця між зусиллями в елементах несучих конструкцій. Для виконання розрахунків на послідовність сейсмічних впливів слід використовувати нелінійні моделі, а сам розрахунок виконувати за прямим динамічним методом.

4. АРХІТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ

Архітектурні рішення розробляються перш за все для відображення авторського задуму щодо просторової моделі та її функціонування в системі організації міського господарства. Інженерне та інше забезпечення об'єкту, що створюється, відображається в конструктивних рішеннях проєкту в будь-якій формі, але не відхиляючись від державних норм та правила, та містить в собі всі стадії проєктування.

При створенні архітектурно-конструктивних рішень беремо до уваги основні параметри визначення та покращення якості життя населення. До таких входить, зокрема, забезпечення нормативного рівня якості навколишнього середовища, рівень якості функціонування та впливу на довкілля. Це закріплено на законодавчому рівні та наведено в Законах України «Про охорону навколишнього природного середовища» та «Про регулювання містобудівної діяльності» [35-36].

Ландшафтно-екологічний та архітектурно-просторовий підходи до використання міських земель на основі їх комплексної оцінки вважаються найважливішими інструментами у формуванні екологічного каркасу території. Поєднання таких територій створює систему елементів урбанізованого ландшафту [37].

Базовим етапом до створення такого простору є планування генерального плану території забудови.

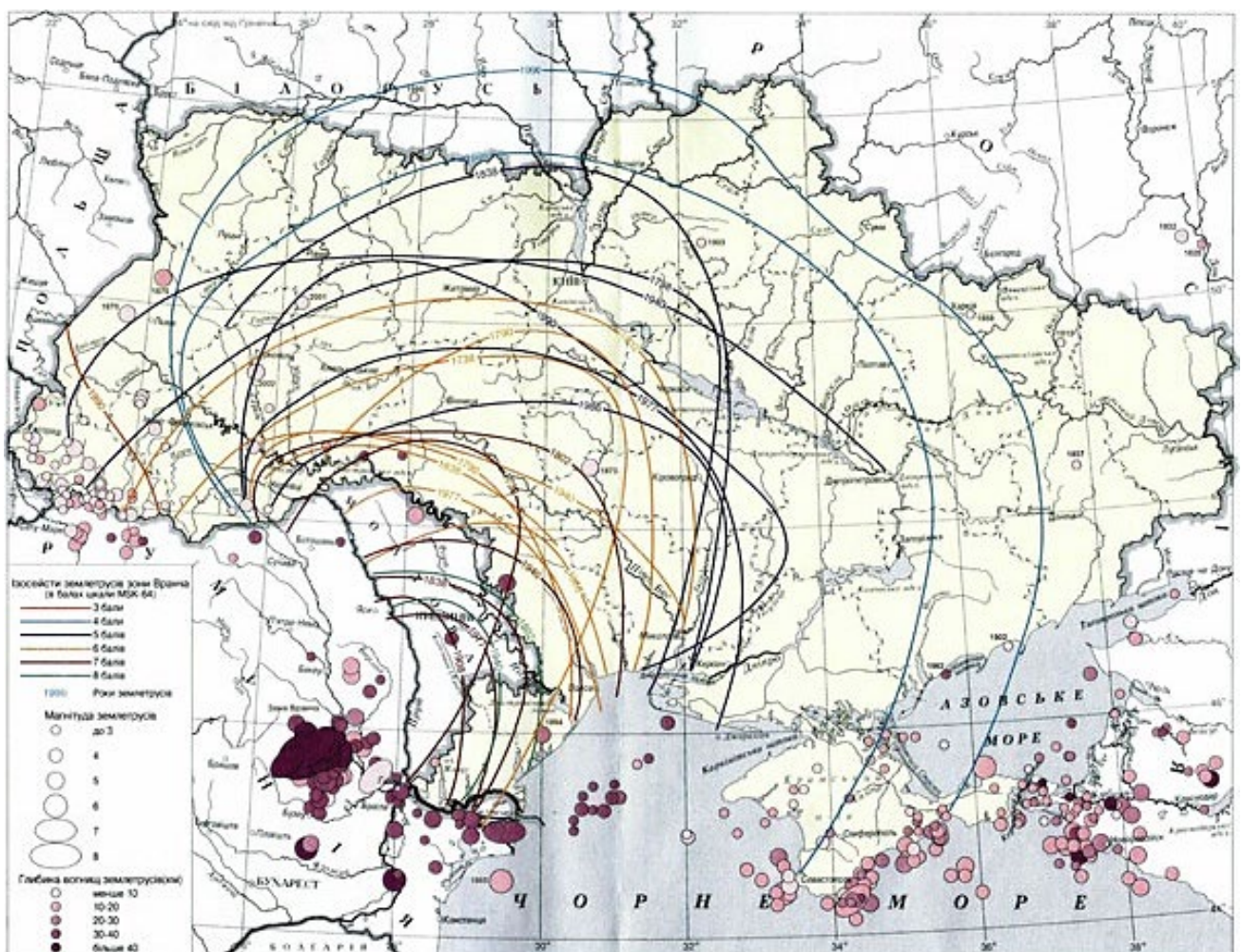
4.1 Генеральний план та благоустрій території забудови

Для розроблення заходів з благоустрою та раціонального використання територій керуємось Законом України «Про благоустрій населених пунктів» [38].

В процесі визначення ділянки під будівництво даного об'єкту враховувались такі параметри ділянки як особливості території при впливі сейсмічних подій на неї та розташованих на ній будівель.

Зокрема, відповідно до даних Інституту геофізики НАН України ім. С. І. Субботіна [39] сейсмічність України проявляється в західних, південно-західних та в південних районах, де виділяються два основні сейсмічні регіони: Карпатський і Кримсько-Чорноморський [39], що зображено на карті 1.

Карта 1 – Сейсмічність України





Для подальшого визначення методів оцінки сейсмостійкості будівель при впливі повторних сейсмічних подій, ділянку для планування та розташування об'єкту будівництва визначено в місті Одеса.

Розроблення генерального плану виконане у відповідності ДБН Б.1.1-15 [40] на попередньо визначеній міській території, топографічна основа якої зображена в графічній частині.

Генеральний план виконаний в масштабі 1:500, на якому розташовані об'єкти інфраструктури та ландшафту (таблиця 1).

Відповідно до ДБН В.2.3-5 [41] виконано розпланування та розведення сітки асфальтованих доріг та проїздів, також вимощення будівлі, вимощення тротуарів декоративною плиткою, відповідне штучне покриття на дитячі та спортивні майданчики, відпочинкові зони, влаштування паркомісць. Комплексне озеленення включає в себе висадження газонів, дерев, багаторічних чагарників та квітників.

Таблиця 4.1 – Умовні позначення генерального плану

№ з/п	Позначення	Найменування
1	①	14-типоверховий житловий будинок
2	②	18-типоверховий житловий будинок
3	③	12-типоверховий житловий будинок
4	④	Автостоянка
5	⑤	В'їзд в підземний паркінг
6	⑥	Пандус
7	⑦	Дитяча площадка
8	⑧	Спортивна площадка
9	⑨	Місця для тихого відпочинку
10		Вулиця, дорога
11		Рух транспорту
12		Пішохідний перехід
13		Червона лінія
14		Зупинка громадського транспорту
15		Вимощення тротуару
16		Озеленення (деревні насадження)
17		Озеленення (газон)
18		Квітник

Житлова будівля, що проєктується, розміщуватиметься в місті Одеса по вулиці Затишна. Східна, північна та південна сторони об'єкту обмежені внутрішньоквартальними проїздами.

Проїзд до паркінгу здійснюється з боку вулиці Затишна і з боку проїздів, які запроектовано.

Рельєф майданчика будівництва відносно рівний, тому положення об'єкту, що проєктується та вертикальне планування ділянки виконано, виходячи з інформації про водовідведення дощових, талих вод, також позначок дороги та ділянки будівництва в цілому.

Відведення атмосферних вод від будівлі відбуватиметься за рахунок поверхневого стоку вздовж бортового каменю визначеною територією, в напрямку зниження позначок рельєфу.

Для визначення інженерно-сейсмологічної характеристики ділянки забудови використано дані нормативної інтенсивності сейсмічних впливів міста Одеси, та прийнято на основі карти «А» і списку населених пунктів України [42], що вона становить 7 балів за шкалою, наведеною в ДСТУ Б В.1.1-28 [43].

Для визначення категорії ґрунтів за сейсмічними властивостями аналізуємо результати інженерно-геологічних вишукувань, та за їхніми висновками маємо, що категорія ґрунтів за сейсмічними властивостями – III.

Отже, згідно з ДБН В.1.1-12 визначаємо, що сейсмічність ділянки під забудову – 8 балів. Але як вказано у даних нормах, розрахункова сейсмічність обчислюється за результатами робіт із сейсмічного мікрорайонування ділянки під забудову.

В процесі будівництва для подальшого успішного введення будинку в експлуатацію необхідно прокладати системи водопостачання та водовідведення [44], опалення та вентиляцію, дотримуватись норм з енергозбереження [45], використовуючи енергоефективні матеріали та конструкції.

Водопостачання вбудованих приміщень проєктується від магістральних трубопроводів систем холодного і гарячого водопостачання нижніх зон. Всі відгалуження до споживачів вбудованих приміщень обладнуються водомірами

холодної та гарячої води. Прилади в санітарно-технічних приміщеннях приєднуються до труб господарсько-побутової каналізації житлової частини будівлі. Стоки з вбудованих приміщень відводяться окремою системою виробничої каналізації в зовнішню мережу.

Завершальні етапи виконання робіт з благоустрою території розпочинаються після виконання внутрішніх підземних робіт та прокладених мереж комунікацій.

При необхідності розроблення детального плану території необхідно керуватись ДБН Б.1.1-14 «Склад та зміст детального плану території».

4.2 Архітектурно-планувальні рішення

Відповідно до теми роботи актуальним є проектування житлового 14-типоверхового будинку, планувальна структура якого містить 14 житлових поверхів $h = 3,0$ м та технічні поверхи (нижній та верхній).

У житловому будинку передбачаються однокімнатні, двокімнатні та трьохкімнатні квартири. Всі вони мають зручне покращене планування.

Несучі монолітні стіни мають зовнішній шар утеплення з матеріалу пінополістирол, товщ. = 100 мм. Зовнішні не несучі стіни виконані із газобетонних блоків на спеціальній клейовій суміші ($\lambda = 400$ кг/куб. м) товщ. блоку - 400 мм.

Міжквартирні стіни - газобетонні блоки товщ. - 200 мм, перегородки - газобетонні блоки товщ. - 100 мм.

Технічні поверхи розташовуємо під першим поверхом та на другому поверсі. На технічних поверхах обов'язковим є приміщення електрощитової (в кожній блок-секції), технічні приміщення, протипожежні пости (два приміщення на будинок). Передбачені сходові клітки, які забезпечені природним освітленням та мають систему незадимлення. Наявні ліфтові шахти, ліфти в яких обслуговують також стоянку автомобілів.

Покрівля плоска, поєднана.

У всіх приміщеннях квартир виконується якісне внутрішнє оздоблення, до яких включаємо штукатурні роботи, цементно-піщана стяжка на перекриттях, опорядження стель, встановлення енергозберігаючих металопластикових віконних та дверних балконних блоків. Вхідні дверні блоки в квартири - металеві підсилені, з протипожежною функцією. Решта оздоблювальних робіт в середині житлових приміщень виконується власниками квартир. Оздоблення стін сходових клітин: масляне фарбування стін світлих тонів, фарбування клейовими розчинами нижньої частини сходових майданчиків та маршів.

До виконання оздоблення екстер'єру будівлі відносяться стіни, на яких виконується штукатурення з армуючою сіткою по пінополістиролу та високоякісне фарбування фасадними акриловими фарбами, у визначених місцях цоколю будівлі - влаштування фасадної керамічної плитки з імітацією натурального каменю.

Віконні та дверні балконні блоки виконані металопластикові білі з енергозберігаючими сучасними характеристиками.

У рівні першого поверху житлових будинків передбачено розміщення приміщень громадського призначення. Висота даних приміщень - 4,20 м. Такі приміщення для оренди малих та середніх бізнесів з наповненням різноманітної продукції (непродовольчі магазини загальною площею не більше 1 000 кв. м). Вони повинні бути ізольовані від житлового простору.

Надземний паркінг запроектовано на рівні першого поверху будівлі під прибудинковою автостоянкою. Дворівневий паркінг має на кожному рівні окремий виїзд і в'їзд. Внутрішній простір автостоянки має поділ на відсіки місткістю до 100 автомісць. Кожен відсік має два розосереджені виїзди. Ворота з механізмом підймання.

Стіни паркінгу виконані вапняним фарбуванням, підлога з бетону армована. Також обов'язковими є евакуаційні виходи на прибудинковий простір.

Між першим поверхом і паркінгом необхідним є закладання герметизації та звукопоглинання плит перекриття. Для герметичності використовується

гідросклоізол, для звукопоглинання використовується звукоізоляція керамзитовою засипкою в плити перекриття.

Об'ємно-планувальні рішення будівлі включають системи інженерного обладнання, для забезпечення оптимальний рівень енерговитрат при будівництві і експлуатації.

Для ощадливого використання теплової енергії запроєктовано монтаж нагрівальних приладів з фіксаторами регулювання тепловіддачі. Труби опалення та тепlopостачання, які проходять через холодні приміщення, мають бути заізольовані.

Площі світлопрозорих огорожень мають законодавче обґрунтування та не перевищують нормативних показників.

Огороджувальні конструкції будівлі мають властивості теплозахисту, які тримають в межах норми питоме споживання теплової енергії.

З метою економії електроенергії передбачено автоматичне керування освітленням внутрішніх спільних просторів (сходових кліток, входів, кладов), освітлення вбудованих приміщень забезпечується світильниками з ефектом світловідбивання.

Сучасне нормоване електрообладнання житлового будинку передбачає заходи, що дозволяють заощаджувати електроенергію та енергоресурси.

4.3 Конструктивні рішення

В проектуванні житлового будинку відповідного типу необхідним є визначення та затвердження конструктивних рішень, створених на законодавчій та нормативній сучасній базі. Дана частина роботи є однією з основних етапів проектування будівлі, адже в ній використовуються та поєднуються основні елементи для забезпечення міцності, стійкості, довговічності, надійності будівлі в цілому.

Фундаменти будівлі, яка має 14 поверхів проектується як суцільні залізобетонні плити з влаштуванням ростверків на пальовій основі [46].

Вибрано палі - занурення яких способом вдавлювання, призматичної форми, матеріалом - бетон, клас міцності C25\30, переріз паль - 350 мм x 350 мм, довжина палі - 20 000 мм.

Несучу здатність палі визначено за результатами статичного зондування (зонд II типу) -139 т при осіданні 25 мм.

Плита ростверку товщиною 1200 мм виконана з монолітного бетону класу C15\20 і з влаштуванням повздовжньої арматури A400C; поперечної арматури A240C.

Стіни підвалу є укріплені залізобетонні, товщиною 400 мм (бетон класу C15/20, з влаштуванням арматури A400C та A240C).

Всі несучі конструкції (колони, пілони, діафрагми жорсткості, плити перекриття, стіни сходової клітки, стіни ліфтових шахт) виконані з монолітного бетону класу C20\25 з влаштуванням повздовжньої арматури A400C; з влаштуванням поперечної арматури A240C.

Верхню частину будівлі запроектовано за схемою безригельного каркаса.

Перерізи несучих елементів зазначено в наступному переліку:

- 1.1 плити перекриття – товщ. 200 мм;
- 1.2 діафрагми жорсткості, пілони – товщ. 400 мм;
- 1.3 стіни ліфтових шахт – товщ. 200 мм, 250 мм, 300 мм;
- 1.4 колони – 40 x 40 мм та 40 x 30 мм.

Стилобатна частина будівлі виконана як одноповерхова будівля каркасної конструкції, розділена на секції антисейсмічними швами.

Конструкції та перев'язка швів несучих зовнішніх стін та внутрішньоквартирних стін і перегородок (міжквартирних) виконуватимуться з газобетону (газоблоку) на з'єднувальній клейовій суміші. Монтаж перегородок з кріпленням до несучих конструкцій забезпечуватиме їхню стійкість та неможливість передавання на них горизонтальних навантажень.

Зовнішні огорожувальні стіни складаються з газобетонних блоків, покритих штукатурним розчином, товщ. 400 мм, 400кг/м³.

Перегородки виконані з газобетону:

- міжквартирні - товщ. 200 мм, 400 кг/м³,
- внутрішньоквартирні - товщ. 100 мм, 400 кг/м³.

Покрівельні парапетні стіни - з газобетонних блоків, товщ. 400 мм, висота 1500 мм, 400кг/м³.

Розподіл приміщень, визначення необхідних конструктивних елементів, їхній розрахунок виконано з врахуванням нормативних документів ДБН В.1.1-12 [47] та технологічних потреб при виконанні робіт.

4.4 Безпека життєдіяльності та охорона навколишнього середовища

Для дотримання заходів з охорони навколишнього середовища визначимо характеристику існуючого стану території будівництва згідно з [48], а також розглянемо можливі альтернативні варіанти, враховуючи їхні геологічні, технологічні та інші особливості.

Визначимо комплекс заходів щодо попередження, обмеження та пом'якшення небезпечних впливів від будівництва. Основними з них є:

- дотримання вимог природоохоронного, санітарного і містобудівного законодавств [49];
- дотримання екологічних, санітарно-епідеміологічних, інженерно-технічних, функціонально-планувальних обмежень;
- забезпечення об'єкта інженерними мережами, що виключають можливість ерозії ґрунту, а також контролю антропогенного впливу при прокладанні автомобільних доріг [50];
- відсутність джерел електромагнітного випромінювання;
- відсутність викиду в атмосферу шкідливих речовин;
- озеленення та догляд прилеглої території;

В даній роботі запроєктовано систему автоматизованої установки пожежної сигналізації. Для оповіщення про пожежу використовується сигнальна сирена, що встановлюється на першому поверсі на висоті не менше 2,5 м від рівня підлоги. Електроживлення системи здійснюється від мережі

змінного струму 220В, резервне електроживлення - від вмонтованої в централі акумуляторної батареї.

Евакуаційні виходи відповідають вимогам нормативних документів [51]. З кожної квартири, через повітряну зону, є вихід на сходову клітку, яка є не задимлена, також передбачений другий, в якості якого прийнято вихід на лоджію з простінком від торця лоджії до віконного отвору 1,2 м.

Передбачене заземлення трубопроводів і щитів. Зовнішнє пожежогасіння відбувається від пожежних гідрантів, які розташовані на міському протипожежному водопроводі.

При розробленні генерального плану території будівництва враховувались заходи з інженерної підготовки території, а саме вертикальне планування і організація відведення дощових і талих вод.

Система видалення сміття, відходів і нечистот відповідає загальним вимогам до санітарно гігієнічних приміщень [49]. Повітря, що викидається в атмосферу з систем вентиляції не містить забруднюючі шкідливі речовини і розсіюється. Водовідведення з будівлі здійснюється безпосередньо в міські комунікації без попереднього очищення.

4.5 Техніко-економічні показники

Техніко-економічні показники об'єкту розраховуємо за допомогою обчислення обсягів території та запроектованих на ній об'єктів будівництва [52], що відображає розширені дані при необхідності обґрунтування проектних рішень, зокрема, на генеральному плані.

1. Ландшафтне розпланування:

1.1 Площа ділянки - 2,56 га;

1.2 Площа забудови - 14275 м²;

1.3 Площа покриття - 7 680 м²;

1.4 Площа озеленення - 5 650 м².

2. Планування 14-ти поверхового житлового будинку:

2.2 Житлова площа - 4 587,36 м²;

2.3 Площа квартир - 8 584,68 м²;

2.4 Загальна площа квартир - 8 884,68 м²;

2.5 Кількість квартир - 196 шт. (1-кімнатні 24 шт.; 2-кімнатні 144 шт.; 2-кімнатні (пентхаус) 4 шт.; 3-кімнатні 24 шт.);

3. Загальна площа вбудованих приміщень - 354 м².

4.6 Висновки до розділу 4

Об'ємно-планувальна структура житлової будівлі з комбінованими характеристиками та інфраструктурним оснащенням потребує комплексного кваліфікаційного підходу до її розроблення, адже конструктивні особливості «кістяка» визначають тектоніку будівлі. Вона відображає суть об'ємної структури та досить помітна в деталях та пластиці фасадів, у komponуванні планів тощо.

При спорудженні конструкцій, та й споруд загалом, наразі є потреба у створенні сейсмостійких конструкцій, адже довговічність, міцність та жорсткість та мінімізування руйнувань при стихійних явищах є основною метою для збереження людських життів.

5. ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

У цьому розділі магістерської дипломної роботи досліджуються склад і зміст основних проектних рішень із безпеки праці та цивільного захисту в процесі оцінювання сейсмостійкості будівель. Відповідно, роботодавець зобов'язаний створити на робочому місці в кожному структурному підрозділі умови праці відповідно до нормативно-правових актів, а також забезпечити додержання вимог законодавства щодо прав працівників у галузі охорони праці. Це забезпечить не лише безпечність умов праці, а й створить відповідний настрій всередині колективу.

Отже, на проєктантів, які повинні оцінити сейсмостійкість будівель і врахувати результати цього оцінювання в проектно-технологічній документації, впливають такі шкідливі та небезпечні виробничі фактори: фізичні, хімічні та трудового процесу [52, 53].

Фізичні фактори: мікроклімат (температура, вологість, швидкість руху повітря, інфрачервоне випромінювання); виробничий шум, ультразвук, інфразвук; вібрація (локальна, загальна); освітлення: природне (недостатність), штучне (недостатня освітленість, прямий і відбитий сліпучий відблиск тощо).

Хімічні фактори: речовини хімічного походження, аерозолі фіброгенної дії (пил).

Фактори трудового процесу: важкість (тяжкість) праці; напруженість праці. Важкість праці характеризується рівнем загальних енергозатрат організму або фізичним динамічним навантаженням, загальною кількістю стереотипних робочих рухів, величиною статичного навантаження, робочою позою, переміщенням у просторі. Напруженість праці характеризують: сенсорні, емоційні навантаження, ступінь монотонності навантажень, режим роботи.

5.1 Технічні рішення з безпечної експлуатації об'єкта

5.1.1 Технічні рішення з безпечної організації робочих місць

Проектно-технологічна документація (ПТД) згідно з ДБН А.3.1-5 містить проекти організації будівництва (ПОБ) та проекти виконання робіт (ПВР). ПОБ повинен містити ситуаційні рішення з організації і функціонування будівельного майданчика. ПВР повинен містити конкретні проектні рішення із забезпечення безпеки праці, які визначають технічні засоби і методи робіт і забезпечують виконання нормативних вимог безпеки праці. Не допускається замінити проектні рішення витягами з норм і правил безпеки праці, які рекомендується зазначати тільки як обґрунтування для розробки відповідних рішень [54].

Вихідними даними для розроблення проектної документації з безпеки праці є:

- вимоги законодавчих, нормативних документів з безпеки праці;
- типові рішення із забезпечення виконання вимог безпеки праці;
- довідники, посібники, каталоги засобів захисту працюючих;
- методичні документи із запобігання травматизму, опрацьовані, зокрема, на основі досвіду зведення будівельних об'єктів;
- інструкції заводів-виробників будівельних матеріалів і виробів із забезпечення безпеки праці в процесі їх застосування;
- інструкції заводів-виробників машин і устаткування, що застосовуються під час виконання робіт.

Під час розроблення проектної документації з організації будівельних майданчиків, ділянок робіт, робочих місць необхідно виявляти небезпечні виробничі фактори, визначати і зазначати в проектно-технологічній документації зони їх дії.

У проекті виконання робіт необхідно зазначити заходи з: додержання технології монтажу конструкцій та обладнання; зменшення обсягів та трудомісткості робіт, які виконуються в умовах виробничої небезпеки; безпечного розміщення машин і механізмів; організації робочих місць із використанням технічних засобів безпеки.

Крім цього повинні бути зазначені: номенклатура та необхідна кількість

пристроїв, пристосувань та засобів індивідуального та колективного захисту працівників; засоби освітлення будівельного майданчика, робочих місць, проходів та проїздів, а також засоби сигналізації та зв'язку; вимоги до санітарно-побутового обслуговування працівників.

Вимоги з безпеки праці повинні ураховуватися та бути зазначені у календарному плані виконання робіт, будівельному генеральному плані об'єкта (БГП) і у технологічних картах (організаційно-технологічних схемах) на виконання робіт, пояснювальній записці.

Організаційні заходи із забезпечення безпеки виконання робіт повинні містити: визначення робіт, які виконуються за нарядами-допусками; спільні заходи генпідрядника (субпідрядника, підрядника) та замовника на виконання робіт на території діючих підприємств або поблизу будівель та комунікацій; спільні заходи генпідрядника та субпідрядника (підрядника) із забезпечення безпеки виконання сумісних робіт.

Під час опрацювання календарного плану виконання робіт необхідно передбачати таку послідовність виконання робіт, щоб кожна із робіт, що виконується, не була джерелом виробничої небезпеки для працівників, що виконують роботи одночасно, або будуть виконувати наступні роботи.

Строки виконання робіт і потребу в трудових ресурсах необхідно визначати з потреби забезпечення безпечного ведення робіт і часу на виконання заходів для безпечного виконання робіт (тимчасове кріплення елементів будівельних конструкцій у проектному положенні, улаштування укосів або кріплення стін виїмок у ґрунті, улаштування тимчасових захисних огорож під час виконання робіт на висоті тощо).

У разі одночасного виконання робіт кількома організаціями на одному будівельному майданчику (будівлі) строки і місця їх виконання (як у плані, так і по вертикалі) необхідно погоджувати під час розроблення календарного плану.

Під час опрацювання будівельного генерального плану необхідно визначити небезпечні зони поблизу місць переміщення вантажів підйомно-

транспортним устаткуванням, будівлі або споруди, що будується, повітряних ліній електропередачі, а також місць зберігання вибухо-небезпечних та горючих матеріалів, шкідливих речовин тощо.

На БГП також необхідно позначити місця розміщення санітарно-побутових приміщень, автомобільних та пішохідних доріг, що визначають з урахуванням небезпечних зон, джерел освітлення, огорож території будівельного майданчика.

Будівельний майданчик і ділянки, що огорожуються всередині майданчика, повинні бути забезпечені не менше ніж двома в'їздами-виїздами (виняток – будівництво об'єктів в умовах ущільненої забудови). Разом з тим ширина воріт для проїзду автомобілів повинна бути не менше ніж 4,5 м, а для залізничного транспорту – 4,9 м (якщо немає інших обмежень, то ширина воріт для автомобільного транспорту може визначатись за спрощеною схемою - ширина транспортного засобу плюс 1,5 м).

Для запобігання впливу на працюючих шкідливих виробничих факторів, шкідливих речовин у повітрі робочої зони тощо необхідно:

- визначати ділянки робіт, на яких можливий вплив шкідливих виробничих факторів, що зумовлені визначеною технологією та умовами виконання робіт;

- забезпечити працюючих відповідними засобами безпеки;

- передбачати, за необхідності, спеціальні заходи з очищення від шкідливих речовин технологічних стоків та викидів, а також зберігання небезпечних та шкідливих речовин;

- передбачати необхідні заходи захисту під час використання приладів, що містять радіоактивні ізотопи і є джерелами іонізуючих випромінювань, а також під час застосування лазерів.

Для запобігання падінню конструкцій, виробів чи матеріалів із висоти під час переміщення їх краном або у разі втрати стійкості під час монтажу чи складування в проєкті необхідно зазначати:

- засоби контейнеризації і тару для переміщення штучних і сипких

матеріалів, бетону та розчину з урахуванням характеру вантажу, що переміщується, і зручності подавання його до місця робіт;

- вантажозахоплювальні пристрої (вантажні стропи, траверси, монтажні захвати) з урахуванням маси та габаритів вантажу, що переміщується, умов стропування і монтажу;

- способи стропування, що забезпечують подачу елементів під час складування та монтажу у проектному або близькому до проектного положенні;

- пристосування (піраміди, касети) для стійкого зберігання елементів конструкцій;

- порядок і способи складування виробів, матеріалів, обладнання;

- способи остаточного закріплення конструкцій;

- способи тимчасового закріплення елементів, що розбираються, під час демонтажу конструкцій будинків і споруд;

- способи видалення відходів будівельних матеріалів і сміття;

- необхідність улаштування захисних перекриттів (настилів), суцільних козирків, огорож під час виконання будівельно-монтажних робіт по одній вертикалі.

5.1.2 Електробезпека

Живлення силового обладнання будівельного майданчика та системи освітлення здійснюється від чотирьохпровідної трифазної мережі 380 x 220В (фазна напруга (фаза – "0") – 220В, а міжфазна лінійна (фаза – фаза) – 380В).

Категорія умов по небезпеці електротравматизму – без підвищеної небезпеки за відсутності в приміщенні таких факторів. Технічні рішення щодо запобігання електротравмам [55, 56]:

для запобігання електротравм від контакту з нормально-струмопровідними елементами електроустаткування, необхідно: розміщувати неізолювані струмопровідні елементи в окремих приміщеннях з обмеженим доступом, у металевих шафах; використовувати засоби орієнтації в електроустаткуванні – написи таблички, попереджувальні знаки; підвід кабелів до споживачів здійснювати у закритих конструкціях підлоги;

електрозахисні засоби захисту (до 1000 В): основні: ізолювальні штанги; ізолювальні та струмовимірювальні кліщі; покажчики напруги; діелектричні рукавиці; слюсарно-монтажний інструмент з ізольованими ручками та додаткові: діелектричні калоші; діелектричні килимки; переносні заземлення; ізолювальні накладки і підставки; захисні пристрої; плакати і знаки безпеки.

Персонал, який обслуговує електроустановки, повинен бути забезпечений випробуваними засобами захисту. Перед застосуванням засобів захисту персонал зобов'язаний перевірити їх справність, відсутність зовнішніх пошкоджень, очистити і протерти від пилу, перевірити за штампом дату наступної перевірки. Користуватися засобами захисту, термін придатності яких вийшов, забороняється.

5.2 Технічні рішення з гігієни праці і виробничої санітарії

5.2.1. Мікроклімат

Нормуються параметри мікроклімату в виробничих приміщеннях та гранично допустимі концентрації шкідливих речовин в повітрі робочої зони. Тяжкість роботи розділяється на категорії залежно від загальних енерговитрат організму, ккал/с (Вт) [57]. Параметри мікроклімату в виробничому приміщенні, де встановлена лінія, наведено в таблиці 5.1.

Таблиця 5.1 – Нормування параметрів мікроклімату на непостійних робочих місцях

Період року	Категорія робіт	Температура, °С	Відносна вологість	Швидкість руху
Теплий	Пб	15-29	70 при 25°С	0,2-0,5
Холодний	Пб	13-23	не більш 75	не більш 0,4

Для забезпечення необхідних за нормативами параметрів мікроклімату на робочому місці технологічного персоналу передбачається [58]: в холодну пору

року використання калорифера; в літню пору застосування вентиляторів обдуву; провітрювання приміщення.

5.2.2. Склад повітря робочої зони

Забруднення повітря робочої зони регламентується концентраціями (ГДК) в мг/м. В умовах роботи на граничнодопустимих концентраціях можливими забруднювачами повітря робочої зони можуть бути пил та шкідливі гази, їх ГДК [57] наведено в таблиці 5.2.

Таблиця 5.2 – Гранично допустимі концентрації шкідливих речовин у повітрі робочої зони

Назва речовини	ГДК, мг/м ³		Клас небезпечності
	Максимально разова	Середньо добова	
Пил нетоксичний	0.5	0.15	4
Вуглець (II) оксиду	20		4

Для забезпечення складу повітря робочої зони передбачено [58]: провітрювання приміщення; цілісність вікон для перешкоджання попадання пилу в приміщення під час роботи лінії; встановлення пиловловлюючих засобів.

5.2.3. Виробниче освітлення

Характеристика зорових робіт – малої точності. Відповідно до ДБН В.2.5-28-2018 [59] розряд зорової роботи IV, підрозряд «г».

Для загального освітлення приміщень рекомендується використовувати головним чином, світлодіодні лампи, що обумовлюється наступними перевагами: високою світловою віддачею (до 75 лм/Вт і більше); довгим часом використання (до 10000 годин); малою яскравістю поверхні, що світиться; спектральним складом випромінюючого світла (для деяких видів ламп цей склад є близьким до природного світла, що забезпечує гарну передачу кольорів).

При експлуатації здійснюється контроль за рівнем напруги

освітлювальної мережі, своєчасна заміна перегорілих ламп, забезпечується чистота повітря у приміщенні.

Таблиця 5.3 – Вимоги до освітлення приміщень виробничих підприємств

Х-ка зорової роботи	Найменший або еквівалентний розмір об'єкта розрізнення, мм	Розряд зорової роботи	Під-розряд зорової роботи	Контраст об'єкта з фоном	Х-ка фону	Штучне при системі комбінованого освітлення		Природне Ен пр	Сумісне Е сум
						всього	у т. ч. від загального		
Малої точності	Від 1,0 до 5 включно	V	г	середній великий великий	світлий світлий середній	-	200	3	1,8

5.2.4. Виробничий шум

Для відносної логарифмічної шкали в якості нульових рівнів обрані показники, що характеризують мінімальний поріг сприйняття звуку людським вухом на частоті 1000 Гц. Нормативним документом, який регламентує рівні шуму для різних категорій робочих місць службових приміщень, є «ССБТ. Шум. Загальні вимоги безпеки» [60] (таблиця 5.4).

Таблиця 5.4 – Рівень звукового тиску

Характер робіт	Допустимі рівні звукового тиску (дБ) в стандартизованих октавних смугах з середньгеометричними частотами, Гц								
	32	63	125	250	500	1000	2000	4000	8000
Постійні робочі місця в промислових приміщеннях	107	95	87	82	78	75	73	71	69

Засоби боротьби із шумом в залежності від числа осіб, для яких вони призначені, поділяються на засоби індивідуального захисту і на засоби колективного захисту - «ССБТ. Засоби індивідуального захисту органів слуху. Загальні технічні умови і методи випробувань» і «Засоби і методи захисту від шуму. Класифікація». Для зниження шуму в приміщенні, необхідно:

– безпосередньо біля джерел шуму використовувати звукопоглинаючі матеріали для покриття стелі, стін, застосовувати підвісні звукопоглиначі;

– для боротьби з вентиляційним шумом потрібно застосовувати мало шумові вентилятори.

5.2.5 Психофізіологічні фактори

Психофізіологічні фактори визначаються відповідно до Гігієнічної класифікації праці [52]. Робота монтажника будівельних конструкцій потребує великих фізичних зусиль за важкістю та напруженістю праці.

Клас умов праці за показниками важкості праці – допустимий (середньої важкості): загальні енергозатрати організму (кґ/м) – до 290; зовнішнє фізичне динамічне навантаження, виражене в одиницях механічної роботи за зміну, кґ/(Вт): при регіональному навантаженні (для чоловіків) – 13000; при загальному навантаженні (за участю м’язів рук, тулуба, ніг) – до 44000; маса вантажу, що постійно підіймається та переміщується вручну, кґ – до 30 кґ; стереотипні робочі рухи: при локальному навантаженні (участь м’язів кистей та пальців рук) – до 40000; при регіональному навантаженні (участь рук та плечового суглоба) – до 20000; статичне навантаження (кґ/с): двома руками (чоловіки) – до 70000; за участю м’язів тулуба та ніг – до 100 000; робоча поза: періодичне перебування в незручній позі (робота з поворотом тулуба, незручним розташуванням кінцівок) та/або фіксованій позі (неможливість зміни взаємного розташування різних частин тіла відносно одна одної) до 25% часу зміни; перебування у вимушеній позі до 10%, в позі «стоячи» – до 60% часу зміни; нахил тулуба: вимушені нахили протягом зміни – 51-100 разів; переміщення у просторі (переходи через виконання технологічного процесу) – по горизонталі більше 8, вертикалі – 4 км.

5.2.6 Класи умов праці за показниками напруженості праці:

Інтелектуальні навантаження: зміст роботи - рішення складних завдань з вибором за алгоритмом; сприймання інформації та їх оцінка – сприймання інформації з наступною корекцією дій та операцій; розподіл функцій за ступенем складності завдання – обробка, контроль, перевірка завдання;

характер виконуваної роботи – робота за встановленим графіком з можливим його коригуванням під час діяльності. Сенсорні навантаження: зосередження (% за зміну) – більше 75; щільність сигналів (звукові за 1 год.) – більше 300; навантаження на голосовий апарат (протягом тижня) – від 20 до 25. Емоційне навантаження: ступінь відповідальності за результат своєї діяльності – є відповідальним за функціональну якість основної роботи; ступінь ризику для власного життя – вірогідний; ступінь відповідальності за безпеку інших осіб – є відповідальним за безпеку інших. Режим праці: тривалість робочого дня – 8 год.; змінність роботи – однозмінна (без нічної зміни).

5.3 Висновки до розділу 5.

В даному розділі розглянуто вимоги нормативних документів для створення та дотримання безпечної організації робочих місць, які необхідно розробляти в ПОБ та ПВР.

Опрацьовано заходи з електробезпеки.

Визначено контури та умови дотримання мікроклімату.

Склад повітря робочої зони та рівні освітленості.

Рівень шуму.

Класи умов праці за показниками напруженості праці

ВИСНОВКИ ЗА РЕЗУЛЬТАТАМИ ВИКОНАННЯ МКР

1. В роботі проаналізовано положення нормативних документів України [2], європейських [20] та інших міжнародних норм, вітчизняних та закордонних публікацій, присвячених підходам до оцінки сейсмостійкості будівель і споруд при впливі повторних сейсмічних подій, зокрема щодо завдання рівня сейсмічного впливу для афтершоку, врахування пошкоджень конструкцій, зменшення жорсткості окремих елементів та інтегральної жорсткості будівлі в цілому.
2. На основі аналізу наслідків руйнівних землетрусів та пов'язаних з ними афтершоків обґрунтовано необхідність врахування повторних впливів для оцінки загальної сейсмостійкості будівель і споруд. Встановлено, що положення переважної кількості нормативних документів різних країн при оцінці будівель і споруд розглядають вплив лише основного землетрусу.
3. Запропоновано підхід до врахування впливу повторних сейсмічних подій, на основі рекомендацій USGS [17], що передбачає наступне:
 - ✓ основні параметри афтершоків (магнітуда, час поштовхів, частотний склад) має ті самі закономірності, що й основний землетрус;
 - ✓ перевірку сейсмостійкості конструкцій при дії повторних землетрусів слід виконувати з інтенсивністю, меншою на 1 бал у порівнянні з інтенсивністю розрахункового землетрусу;
 - ✓ оцінку впливу повторних землетрусів слід виконувати з використанням нелінійних методів розрахунку або підходів, що дають змогу оцінити зміни в НДС конструкцій з використанням кількісних параметрів, наприклад, за зміною жорсткості та періоду власних коливань.
4. Визначені мета, задачі, методи досліджень, обрано програмний комплекс для виконання моделювання та чисельних розрахунків за методом скінченних елементів.

5. В якості об'єкту досліджень обрано 16-ти поверхову залізобетонну житлову будівлю, запроектовану за схемою монолітного безрігельного каркасу для будівництва у сейсмічному районі України з інтенсивністю сейсмічних впливів 7 балів.
6. На основі проектних даних в ПК «ЛІРА САПР» розроблено просторову комп'ютерну модель 16-ти поверхового житлового будинку для двох виконання розрахунків - лінійного за спектральним методом [2] та нелінійного за методом спектру несучої здатності [2].
7. Виконано збір навантажень для виконання розрахунку просторової комп'ютерної моделі в умовах усталеної та сейсмічної розрахункових ситуацій основні з урахуванням послідовності сейсмічного впливу, що складається з основного землетрусу 7 балів та повторної події (афтершоку) 6 балів.
8. За результатами чисельних досліджень просторових розрахункових моделей будівлі отримано динамічні характеристики будівлі та параметри НДС конструкцій в умовах сейсмічної розрахункової ситуації з урахуванням послідовності сейсмічних подій. За результатами чисельних досліджень сформульовано наступні висновки:
 - ✓ період власних коливань моделі будівлі за основною формою за результатами лінійного розрахунку становить $T_1=1,37$ с, за результатами нелінійного розрахунку з урахуванням послідовності основного землетрусу 7 балів та афтершоку 6 балів становить $T_2=1,96$ с.
 - ✓ таким чином за результатами нелінійного розрахунку на сейсмічні дії від основного землетрусу та афтершоку інтегральна жорсткість моделі будівлі зменшується у 2,04 рази.
9. Порівняння параметрів НДС конструкцій, виконане за результатами розрахунків за нелінійною розрахунковою моделлю (НЛМ) та модифікованою лінійною розрахунковою моделлю (МЛМ), показали наступне:

- ✓ максимальні значення перекосів поверхів становлять 0,00406 та 0,00424 для варіантів моделі НЛМ та МЛМ відповідно;
 - ✓ максимальні значення перекосів поверхів перевищують допустимі значення, які відповідно до [2] для розглянутого типу будівлі становлять 0,004;
 - ✓ значення зусиль в елементах несучих конструкцій, отримані для варіантів моделі НЛМ та МЛМ, відрізняються в діапазоні 19-44%;
 - ✓ максимальні розрахункові відсотки армування несучих елементів при врахуванні послідовності сейсмічного впливу основного землетрусу 7 балів та повторної події 6 балів (варіант 1+2) перевищують аналогічні значення, отримані при основному сейсмічному впливі 7 балів (варіант 1), у 1,2-2,2 рази.
10. Максимальні відсотки розрахункового армування конструкцій, визначені в умовах сейсмічної розрахункової ситуації при сейсмічному впливі 7 загалом не перевищують граничного значення 4%.
 11. Розраховано витрати додаткової арматури для забезпечення сейсмостійкості конструкцій при сейсмічному впливі послідовності сейсмічного впливу основного землетрусу 7 балів та повторної події 6 балів (варіант 1+2) із витратами арматури для варіанту будівлі, в якому враховано лише основну подію 7 балів.
 12. Максимальна вага додаткової арматури в стінах, пілонах, діафрагмах, плитах перекриття, необхідної для конструкцій будівлі складає 36,8 т. Вартість додаткової арматури складає 571,4 тис. грн.
 13. Хоча за динамічними та деформаційними характеристиками моделі НЛМ та МЛМ показали хорошу відповідність, отримано суттєва різниця між зусиллями в елементах несучих конструкцій. Для виконання розрахунків на послідовність сейсмічних впливів слід використовувати нелінійні моделі, а сам розрахунок виконувати за прямим динамічним методом.
 14. Об'ємно-планувальна структура житлової будівлі з комбінованими характеристиками та інфраструктурним оснащенням потребує

комплексного кваліфікаційного підходу до її розроблення, адже конструктивні особливості «кістяка» визначають тектоніку будівлі. Вона відображає суть об'ємної структури та досить помітна в деталях та пластиці фасадів, у komponуванні планів тощо.

15. При спорудженні конструкцій, та й споруд загалом, наразі є потреба у створенні сейсмостійких конструкцій, адже довговічність, міцність та жорсткість та мінімізування руйнувань при стихійних явищах є основною метою для збереження людських життів.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Німчинов Ю. І., Гудименко С. В. Сейсмостійкість будівель та споруд. В двох частинах. Київ, 2008. 480 с.
2. ДБН В.1.1-12:2014. Будівництво у сейсмічних районах України. [Чинний від 2014-10-01]. Київ : Мінрегіонбуд України, 2014. 117 с.
3. Yang F, Li C, Wang T, Liu D, Yao S, Li H, He J, Huo Y and Lei M, Reliability analysis of an inter-story isolated structure under a main-aftershock sequence based on the Laplace asymptotic method. *Front. Earth Sci.* 11:1121181. doi: 10.3389/feart.2023.1121181, 2023, p. 27.
4. Turkey earthquake: Why did so many buildings collapse? By Jake Horton & William Armstrong/ BBC Reality Check & BBC Monitoring. 2022. URL: <https://www.bbc.com/news/64568826>
5. TURKIYE EARTHQUAKE DISASTER BRIEF. DISASTER OVERVIEW. 2023. URL: https://www.ifrc.org/sites/default/files/2023-02/Turkiye_Earthquake_IFRC-Disaster_Brief_February_2023_.pdf
6. SIX MONTHS AFTER THE EARTHQUAKES IN TÜRKİYE. 6 August 2023. UNDP, 2023. URL: <https://www.undp.org/sites/g/files/zskgke326/files/2023-08/undp-tr-six-months-after-earthquakes-in-turkiye-6-august-2023.pdf>
7. Türkiye Earthquakes Recovery and Reconstruction Assessment, 2023. URL: [Government of Türkiye/ https://www.sbb.gov.tr/wp-content/uploads/2023/03/Turkiye-Recovery-and-Reconstruction-Assessment.pdf](https://www.sbb.gov.tr/wp-content/uploads/2023/03/Turkiye-Recovery-and-Reconstruction-Assessment.pdf)
8. Xinzheng LU, Qingle CHENG, Zhen XU, Chen XIONG. Regional seismic-damage prediction of buildings under mainshock–aftershock sequence[J]. *Frontiers of Engineering Management*, 2021, 8(1). DOI: [10.1007/s42524-019-0072-x](https://doi.org/10.1007/s42524-019-0072-x), 2021, p. 122-134.
9. Raghunandan M, Liel AB, Ryu H, and Luco N: Aftershock Fragility Curves and Tagging Assessments for a Mainshock-Damaged Building. 15 WCEE, Lisbon, Portugal, paper#4124, 2012. URL: https://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/WCEE2012_4124.pdf
10. Fikri, Rijalul & Derakhshan, Hossein & Ingham, Jason. Numerical evaluation of a non-ductile RCFMI building subjected to the Canterbury, New Zealand Earthquakes: A case study of the St Elmo Courts building. *Structures*. 28. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2020.05.002>, 2020, p. 35-37.
11. Hao Chen, Quancai Xie, Zhiqiang Li, Wen Xue & Kang Liu: Seismic Damage to Structures in the 2015 Nepal Earthquake Sequences, *Journal of Earthquake Engineering*, DOI: <http://dx.doi.org/10.1080/13632469.2016.1185055>, 2016, p. 12-14.

12. Treplopoulos, K., Guéguen, P., Helmstetter, A., Cotton, F: Earthquake risk in reinforced concrete buildings during aftershock sequences based on period elongation and operational earthquake forecasting. - *Structural Safety*, 84, 101922. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.strusafe.2020.101922>], 2020, p. 78-82.
13. П.Н. Шибалін. Математичні методи аналізу і прогнозу афтершоків землетрусів: необхідність зміни парадигми, 2018, с. 227–242.
14. Sychev V.N., Sycheva N.A., Imashev S.A. Study of aftershock sequence of Suusamyr earthquake. *Geosystems of Transition Zones*, vol. 3, no. 1. (In Russ.). DOI: <https://doi.org/10.30730/2541-8912.2019.3.1.035-043>, 2019, p. 35–43.
15. Bhattacharya, P., Chakrabarti, B., Kamal, K. A new analysis of aftershock sequence statistics and fault geometry fingerprinting, 2020. URL: https://www.researchgate.net/publication/1917092_A_new_analysis_of_aftershock_sequence_statistics_and_fault_geometry_fingerprinting
16. Riga, G. and Balocchi, P. Aftershocks Identification and Classification. *Open Journal of Earthquake Research*, 6. DOI: <https://doi.org/10.4236/ojer.2017.63008>, 2017, p. 135-157.
17. U.S. Geological Survey (USGS), 2019. URL: <https://www.usgs.gov/faqs/oreshocks-aftershocks-whats-difference>
18. ДСТУ Б В.1.1-28: 2010. Шкала сейсмічної інтенсивності. [Чинний від 2011-10-01]. Київ : Мінрегіон України, 2010. 79 с.
19. FEMA P440A. Effects of Strength and Stiffness Degradation on Seismic Response. APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL. FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY, 2009, p. 306-312. URL: <https://www.nehrp.gov/pdf/femap440a.pdf>
20. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. [Чинний від 2007-01-01]. Київ : Мінбуд України, 2006. 15 с.
21. M. Mazloom, N. Fallah, Seismic Vulnerability Assessment of Existing RC Moment Frames using a New Stiffness Based Damage Index, *International Journal of Engineering, Transactions B: Applications*, Vol. 36, No. 05. DOI: [10.5829/ije.2023.36.05b.16](https://doi.org/10.5829/ije.2023.36.05b.16), 2023, p. 1000-1011.
22. ДСТУ-Н Б EN 1998-1:2010 Єврокод 8. Проектування сейсмостійких конструкцій. Частина 1. Загальні правила, сейсмічні дії, правила щодо споруд (EN 1998-1:2004, IDT). [Чинний від 2013-07-01]. Київ : НДІБК, 2010. 47 с.
23. ДСТУ-Н Б EN 1998-3: 2012 Єврокод 8. Проектування сейсмостійких конструкцій. Частина 3. Оцінка стану та відновлення будівель (EN 1998-3: 2005, IDT). [Чинний від 2023-09-01]. Київ : НДІБК, 2012. 23 с.
24. Fib Model Code 2010. Final Draft. Volume 2. *fédération internationale du béton (fib)*, 2012, 215 с.

25. Программний комплекс Лира-Сапр. Інструкція користувача. Навчальні приклади. За ред. академіка О. С. Городецького. Київ, 2017, 535 с.
26. Перельмутер А.В., Слівкер В.І. Розрахункові моделі споруд та можливість їх аналізу. Вид. СКАД СОФТ, 2011, 736 с.
27. SeismoStructure. Structural Assessment & Structural Retrofitting. 2019, p. 788. URL: <https://seismosoft.com/>
28. OpenSees. University of California. 2020, p. 656. URL: <https://opensees.berkeley.edu/>
29. ДБН В.1.2.-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування. [Чинний від 2007-01-01]. Київ : Мінбуд України, 2006. 59 с. (Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів).
30. ДБН В.1.2-14-2009. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. [Чинний від 2012-04-01]. Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. 48 с.
31. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування. [Чинний від 2011-06-01]. Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. 73 с.
32. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. [Чинний від 2011-06-01]. Київ : НДІБК, 2011. 123 с.
33. Морозовський С.О. Оцінка динамічної реакції та параметрів напружено-деформованого стану багатоповерхової будівлі із застосуванням різних варіантів врахування сейсмічного впливу : магістерська кваліфікаційна робота. Вінниця, ВНТУ, 2019. 122 с.
34. Металопрокат прайс-лист ціна. 2023. URL: https://www.ssc.org.ua/ua/metal/price_page.html
35. Закон України Про регулювання містобудівної діяльності. 2011, с. 343. URL: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/3038-17#Text>
36. Закон України Про охорону навколишнього природного середовища. 1991, с. 546. URL: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/1264-12#Text>
37. Цигичко С. П. Екологія в архітектурі і містобудуванні: навч. посібник. Харків, ХНАМГ, 2012. 146 с.
38. Закон України Про благоустрій населених пунктів. 2005, с. 517. URL: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/2807-15#Text>
39. Сейсмічність України. Дані Інституту геофізики НАН України ім. С. І. Субботіна, Київ, 2006. URL: <http://wdc.org.ua/uk/node/192>
40. ДБН Б.1.1-15:2021. Склад та зміст генерального плану населеного пункту. [Чинний від 2022-10-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2022. 24 с.

41. ДБН В.2.3-5:2018. Вулиці та дороги населених пунктів. Зі Зміною № 1. [Чинний від 2018-09-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2018. 61 с.
42. ДБН В.1.1-12:2014. Будівництво в сейсмічних районах України. [Чинний від 2014-10-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2014. 110 с.
43. ДБН В.2.5-64:2012. Внутрішній водопровід та каналізація. Частина I. Проектування. Частина II. Будівництво. Зі Зміною № 1. [Чинний від 2013-03-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2013. 113 с.
44. ДБН В.2.6-31:2021. Теплова ізоляція та енергоефективність будівель. [Чинний від 2022-09-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2022. 23 с.
45. ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2018. 40 с.
46. ДБН В.1.1-12:2014. Будівництво в сейсмічних районах України. [Чинний від 2019-05-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2014. 116 с.
47. ДБН А.2.2-1:2021. Склад і зміст матеріалів оцінки впливів на навколишнє середовище (ОВНС). [Чинний від 2022-09-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2022. 47 с.
48. ДСТУ ISO 45001:2019. Системи управління охороною здоров'я та безпекою праці. Вимоги та настанови щодо застосування (ISO 45001:2018, IDT). [Чинний від 2021-01-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2021. 38 с.
49. ДБН В.1.1-7:2016. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги. [Чинний від 2017-06-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2016. 44 с.
50. ДСТУ EN ISO 7010:2019. Графічні символи. Кольори та знаки безпеки. Зареєстровані знаки безпеки. [Чинний від 2020-07-01]. Вид. офіц. Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2020. 23 с.
51. ДБН Б.2.2-12:2019. Планування і забудова територій. [Чинний від 2019-10-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2019. 179 с.
52. ДСНіП «Гігієнічна класифікація праці за показниками шкідливості та небезпечності факторів виробничого середовища, важкості та напруженості трудового процесу». Наказ МОЗ № 248 від 08.04.2014. [Чинний від 2014-05-30]. URL: http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=58073.
53. ДСТУ-Н Б А 3.2-1: 2007. Настанова щодо визначення небезпечних і шкідливих факторів та захисту від їх впливу при виробництві будівельних матеріалів і виробів та їх використання в процесі зведення та експлуатації об'єктів будівництва. [Чинний від 2007-12-01]. Вид. офіц. Київ: Мінбуд України, 2007, 25 с.
54. ДБН А.3.2-2-2009. ССБП. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення. [Чинний від 2009-01-27]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. 116 с.

55. ДСТУ Б В.2.5-82:2016. Електробезпека в будівлях і спорудах. Вимоги до захисних заходів від ураження електричним струмом. [Чинний від 2017-04-01]. Вид. офіц. Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2016. 109 с.
56. НПАОП 40.1-1.32-01. (ДНАОП 0.00-1.32-01). Правила будови електроустановок. Електрообладнання спеціальних установок. [Чинний від 2002-01-01]. 2001, 80 с. URL: <https://zakon.rada.gov.ua/rada/show/v0272203-01#Text>.
57. ДСН 3.3.6.042-99. Санітарні норми мікроклімату виробничих приміщень. Постанова МОЗ № 42 від 01.12.1999. [Чинний від 1999-12-01]. 1999, 35 с. URL: <http://mozdocs.kiev.ua/view.php?id=1972>
58. ДБН В.2.5-67:2013. Опалення, вентиляція та кондиціонування. [Чинний від 2014-01-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2013. 149 с.
59. ДБН В.2.5-28:2018 Природне і штучне освітлення. [Чинний від 2019-03-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2018. 133 с.
60. ДСН 3.3.6.037-99. Санітарні норми виробничого шуму, ультразвуку та інфразвуку. Постанова МОЗ № 37 від 01.12.1999. [Чинний від 1999-12-01]. URL: <http://document.ua/sanitarni-normi-virobnichogo-shumu-ultrazvuku-ta-infrazvuku-nor4878.html>, 1999. 56 с.
61. ДСН 3.3.6.039-99. Державні санітарні норми виробничої загальної та локальної вібрації. Постанова МОЗ № 39 від 01.12.1999. [Чинний від 1999-12-01]. URL: <http://zakon2.rada.gov.ua/rada/show/va039282-99>, 1999. 73 с.
62. Кодекс цивільного захисту України. Київ: ВР України, 2012. URL: <http://zakon2.rada.gov.ua/laws/show/5403-17>.
63. Сакевич В. Ф. Основи розробки питань цивільної оборони в дипломних проектах: навчальний посібник, Вінниця, ВНТУ, 2006. 109 с.

Д О Д А Т К И

ПРОТОКОЛ
ПЕРЕВІРКИ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ
РОБОТИ НА НАЯВНІСТЬ ТЕКСТОВИХ
ЗАПОЗИЧЕНЬ

Назва роботи: Методи оцінки сейсмостійкості будівель при впливі повторних сейсмічних подій

Тип роботи: Магістерська кваліфікаційна робота
(БДР, МКР)

Підрозділ кафедра БМГА, ФБЦЕІ
(кафедра, факультет)

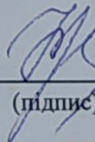
Показники звіту подібності Unicheck

Оригінальність 81,1 % Схожість 18,9 %

Аналіз звіту подібності (відмітити потрібне):

1. Запозичення, виявлені у роботі, оформлені коректно і не містять ознак плагіату.
2. Виявлені у роботі запозичення не мають ознак плагіату, але їх надмірна кількість викликає сумніви щодо цінності роботи і відсутності самостійності її виконання автором. Роботу направити на розгляд експертної комісії кафедри.
3. Виявлені у роботі запозичення є недобросовісними і мають ознаки плагіату та/або в ній містяться навмисні спотворення тексту, що вказують на спроби приховування недобросовісних запозичень.

Особа, відповідальна за перевірку

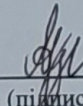

(підпис)

Блащук Н.В.

(прізвище, ініціали)

Ознайомлені з повним звітом подібності, який був згенерований системою Unicheck щодо роботи.

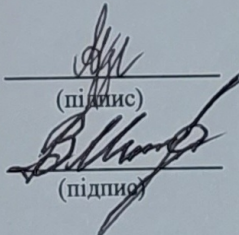
Автор роботи


(підпис)

Килимнюк А.О.

(прізвище, ініціали)

Керівник роботи


(підпис)

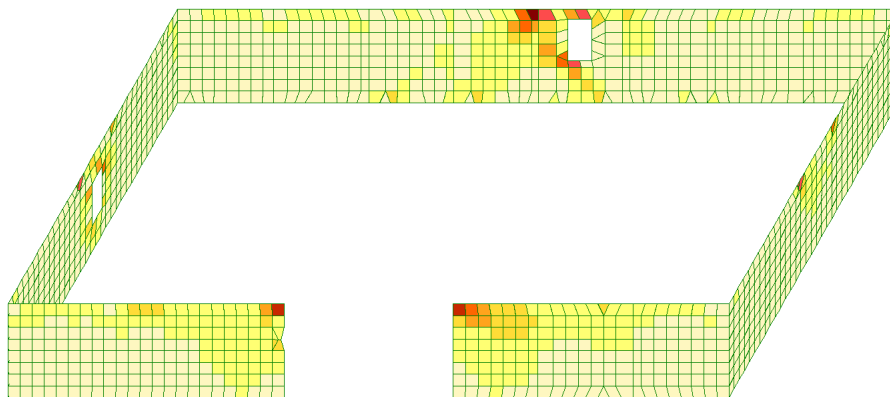
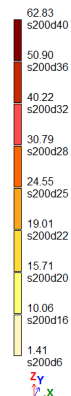
Андрухов В.М.

(прізвище, ініціали)

Додаток Б

Результати розрахунку конструкцій будівлі

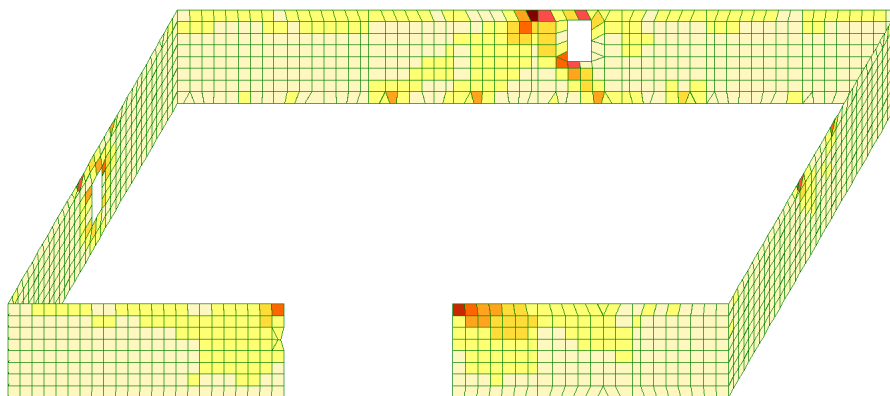
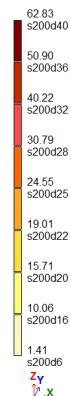
Варіант конструювання: Варіант 1
 Розрахунок по РСН ДБН В.1.2 - 2:2006_1 (ДБН В.2.6-98:2009)
 Одиниці виміру - см**2/1м
 Крок, Діаметр - мм



Площа повної арматури на 1м по осі X біля верхньої грані, максимум в елементі 12657

а)

Варіант конструювання: Варіант 1
 Розрахунок по РСН ДБН В.1.2 - 2:2006_1 (ДБН В.2.6-98:2009)
 Одиниці виміру - см**2/1м
 Крок, Діаметр - мм

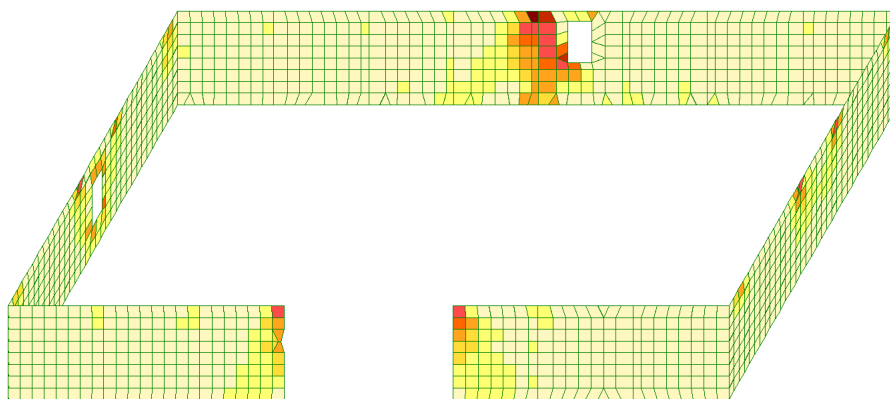
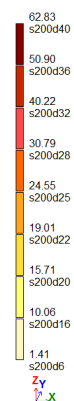


Площа повної арматури на 1м по осі X біля нижньої грані (балки-стіни - посередині), максимум в елементі 12657

б)

Рисунок А.1 – Ізополі горизонтального розрахункового армування стін підвального поверху будівлі: а – верхньої; б – нижньої

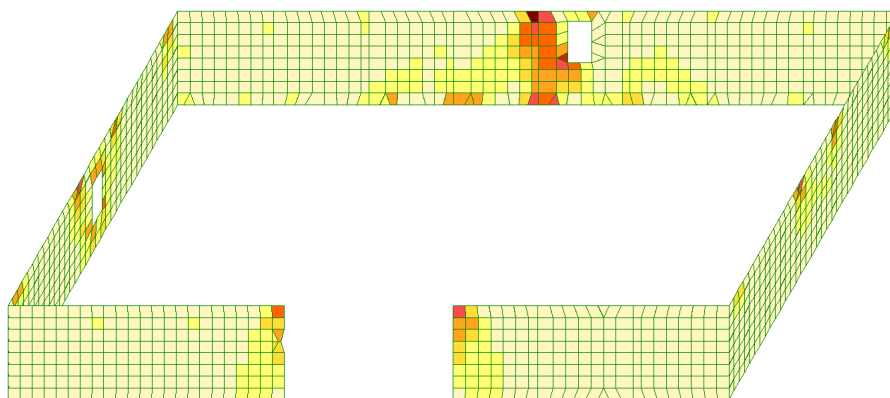
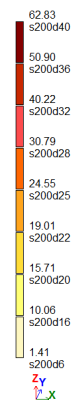
Варіант конструювання Варіант 1
 Розрахунок по РСН ДБН В.1.2 - 2:2006_1 (ДБН В.2.6-98:2009)
 Одиниці виміру - см²/1м
 Крок, Діаметр - мм



Площа повної арматури на 1м по осі Y біля верхньої грані; максимум в елементі 12657

а)

Варіант конструювання Варіант 1
 Розрахунок по РСН ДБН В.1.2 - 2:2006_1 (ДБН В.2.6-98:2009)
 Одиниці виміру - см²/1м
 Крок, Діаметр - мм

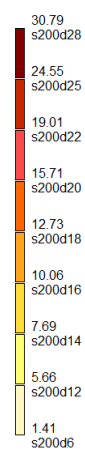


Площа повної арматури на 1м по осі Y біля нижньої грані (балки-стіни - посередині); максимум в елементі 12657

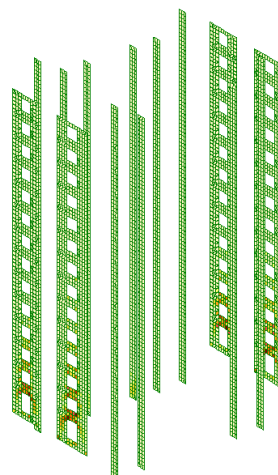
б)

Рисунок А.2 – Ізополя вертикального розрахункового армування стін підвального поверху будівлі: а – верхньої; б - нижньої

Варіант конструювання: Варіант 1
 Розрахунок по РСН: ДБН В.1.2 - 2:2006_1 (ДБН В.2.6-98:2009)
 Одиниці виміру - см**2/1м
 Крок, Діаметр - мм

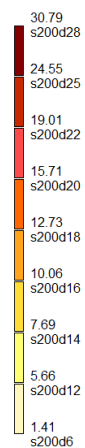


Площа повної арматури на 1м по осі X біля верхньої грані; максимум в елементі 13660

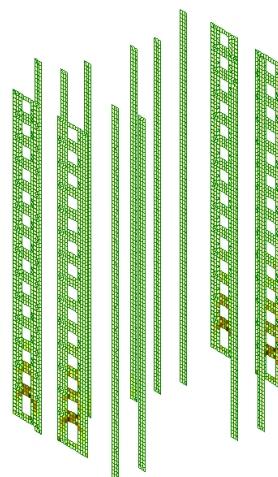


а)

Варіант конструювання: Варіант 1
 Розрахунок по РСН: ДБН В.1.2 - 2:2006_1 (ДБН В.2.6-98:2009)
 Одиниці виміру - см**2/1м
 Крок, Діаметр - мм



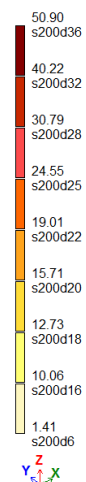
Площа повної арматури на 1м по осі X біля нижньої грані (балки-стілки - посередині); максимум в елементі 13660



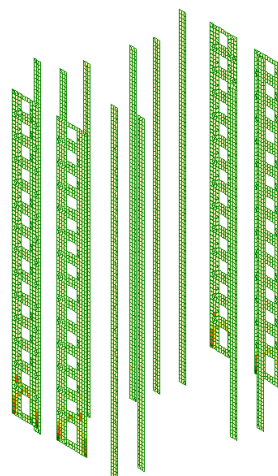
б)

Рисунок А.3 – Ізополя горизонтального розрахункового армування діафрагм та пілонів товщиною 40 см: а – верхньої; б – нижньої

Варіант конструювання: Варіант 1
 Розрахунок по РСН ДБН В.1.2 - 2:2006_1 (ДБН В.2.6-98:2009)
 Одиниці виміру - см²/1м
 Крок, Діаметр - мм

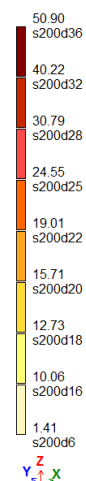


Площа повної арматури на 1м по осі Y біля верхньої грані; максимум в елементі 7169

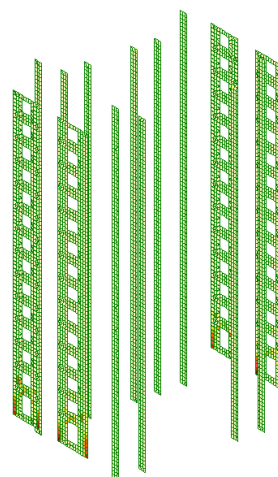


a)

Варіант конструювання: Варіант 1
 Розрахунок по РСН ДБН В.1.2 - 2:2006_1 (ДБН В.2.6-98:2009)
 Одиниці виміру - см²/1м
 Крок, Діаметр - мм



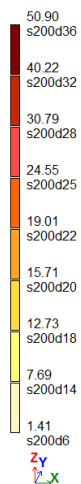
Площа повної арматури на 1м по осі Y біля нижньої грані (балки-стілки - посередині); максимум в елементі 7169



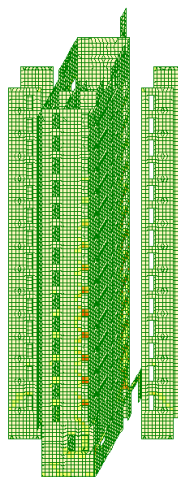
б)

Рисунок А.4 – Ізополя вертикального розрахункового армування діафрагм та пілонів товщиною 40 см: а – верхньої; б – нижньої

Варіант конструювання: Варіант 1
 Розрахунок по РСН ДБН В.1.2 - 2:2006_1 (ДБН В.2.6-98:2009)
 Одиниці виміру - см²/1м
 Крок, Діаметр - мм

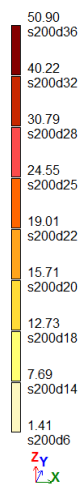


Площа повної арматури на 1м по осі X біля верхньої грані; максимум в елементі 32748

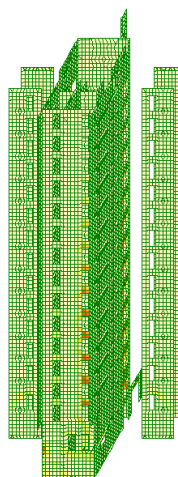


a)

Варіант конструювання: Варіант 1
 Розрахунок по РСН ДБН В.1.2 - 2:2006_1 (ДБН В.2.6-98:2009)
 Одиниці виміру - см²/1м
 Крок, Діаметр - мм



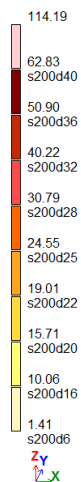
Площа повної арматури на 1м по осі X біля нижньої грані (балки-стілки - посередині); максимум в елементі 32748



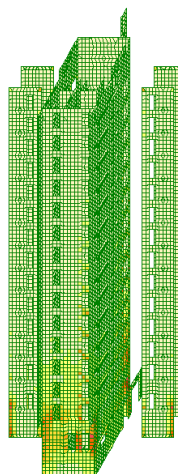
б)

Рисунок А.5 – Ізополя горизонтального розрахункового армування діафрагм та стін товщиною 30 см: а – верхньої; б – нижньої

Варіант конструювання: Варіант 1
 Розрахунок по РСН ДБН В.1.2 - 2:2006_1 (ДБН В.2.6-98:2009)
 Одиниці виміру - см**2/1м
 Крок, Діаметр - мм

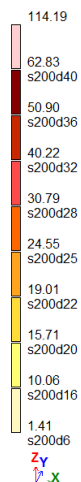


Площа повної арматури на 1м по осі Y біля верхньої грані; максимум в елементі 10211

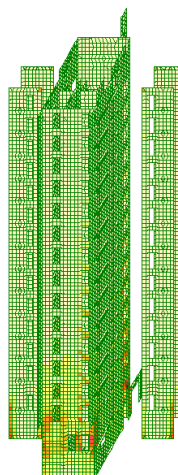


a)

Варіант конструювання: Варіант 1
 Розрахунок по РСН ДБН В.1.2 - 2:2006_1 (ДБН В.2.6-98:2009)
 Одиниці виміру - см**2/1м
 Крок, Діаметр - мм



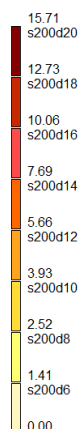
Площа повної арматури на 1м по осі Y біля нижньої грані (балки-стілки - посередині); максимум в елементі 10211



б)

Рисунок А.6 – Ізополя вертикального розрахункового армування діафрагм та стін товщиною 30 см: а – верхньої; б - нижньої

Варіант конструювання: Варіант 1
 Розрахунок по РСН; ДБН В.1.2 - 2:2006_1 (ДБН В.2.6-98:2009)
 Одиниці виміру - см²/1м
 Крок, Діаметр - мм

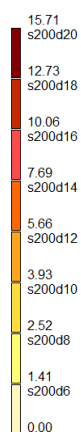


Площа повної арматури на 1м по осі X біля верхньої грані; максимум в елементі 1300

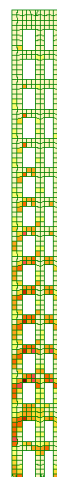


a)

Варіант конструювання: Варіант 1
 Розрахунок по РСН; ДБН В.1.2 - 2:2006_1 (ДБН В.2.6-98:2009)
 Одиниці виміру - см²/1м
 Крок, Діаметр - мм



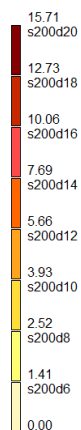
Площа повної арматури на 1м по осі X біля нижньої грані (балки-стілки - посередині); максимум в елементі 1300



б)

Рисунок А.7 – Ізополя горизонтального розрахункового армування діафрагм товщиною 25 см: а – верхньої; б – нижньої

Варіант конструювання: Варіант 1
 Розрахунок по РСН: ДБН В.1.2 - 2:2006_1 (ДБН В.2.6-98:2009)
 Одиниці виміру - см**2/1м
 Крок, Діаметр - мм

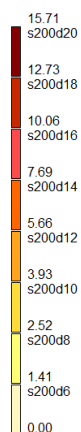


Площа повної арматури на 1м по осі Y біля верхньої грані; максимум в елементі 10681



a)

Варіант конструювання: Варіант 1
 Розрахунок по РСН: ДБН В.1.2 - 2:2006_1 (ДБН В.2.6-98:2009)
 Одиниці виміру - см**2/1м
 Крок, Діаметр - мм



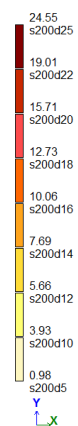
Площа повної арматури на 1м по осі Y біля нижньої грані (балки-стілки - посередині); максимум в елементі 10681



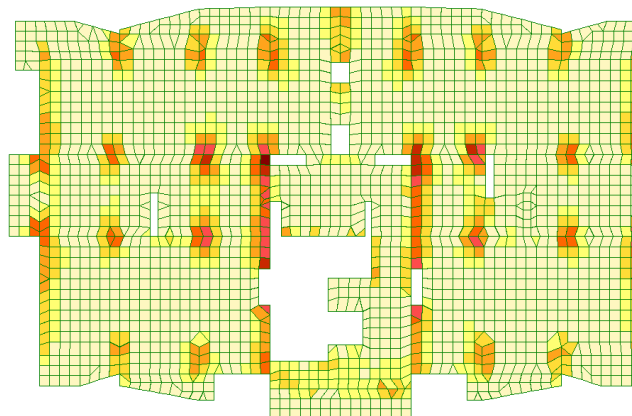
б)

Рисунок А.8 – Ізополя вертикального розрахункового армування діафрагм товщиною 25 см: а – верхньої; б - нижньої

Варіант конструювання: Варіант 1
 Розрахунок по РСН ДБН В.1.2 - 2:2006_1 (ДБН В.2.6-98:2009)
 Одиниці виміру - см²/1м
 Крок, Діаметр - мм

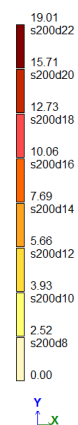


Площа повної армування на 1м по осі X біля верхньої грані, максимум в елементі 5296

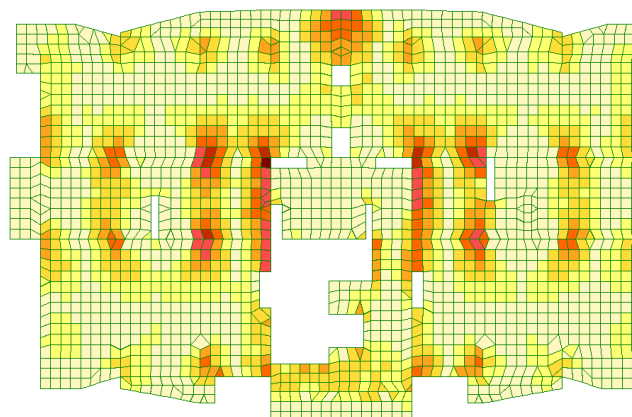


a)

Варіант конструювання: Варіант 1
 Розрахунок по РСН ДБН В.1.2 - 2:2006_1 (ДБН В.2.6-98:2009)
 Одиниці виміру - см²/1м
 Крок, Діаметр - мм



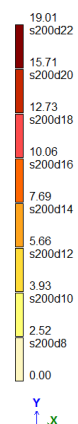
Площа повної армування на 1м по осі X біля нижньої грані (балки-стінки - посередині), максимум в елементі 5296



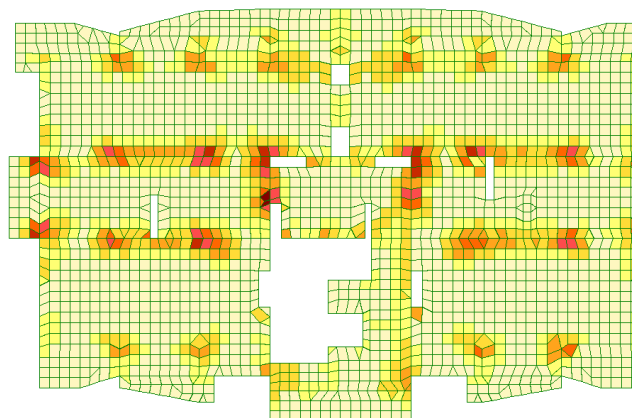
б)

Рисунок А.9 – Ізополя розрахункового армування плити перекриття типового поверху будівлі вздовж осі X: а – верхньої; б – нижньої

Варіант конструювання: Варіант 1
 Розрахунок по РСН ДБН В.1.2 - 2.2006_1 (ДБН В.2.6-98:2009)
 Одиниця виміру - см²/1м
 Крок, Діаметр - мм

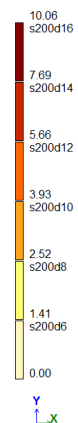


Площа повної арматури на 1м по осі Y біля верхньої грані, максимум в елементі 5254

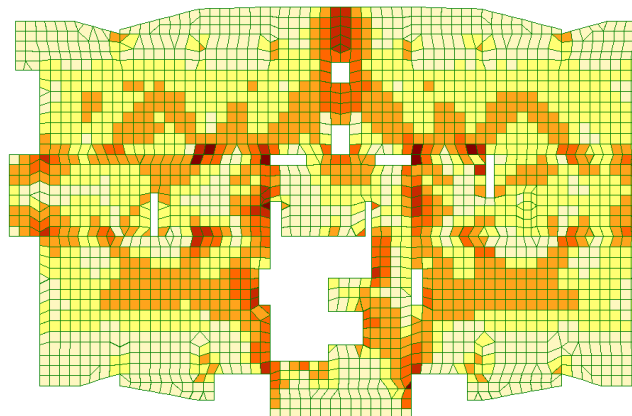


а)

Варіант конструювання: Варіант 1
 Розрахунок по РСН ДБН В.1.2 - 2.2006_1 (ДБН В.2.6-98:2009)
 Одиниця виміру - см²/1м
 Крок, Діаметр - мм



Площа повної арматури на 1м по осі Y біля нижньої грані (балки-стінки - посередині), максимум в елементі 5252



б)

Рисунок А.10 – Ізополя розрахункового армування плити перекриття типового поверху будівлі вздовж осі Y: а – верхньої; б – нижньої

Додаток В
Відомість графічної частини

№	Позначення	Найменування	Примітка
1.	Аркуш №1	МЕТА ДОСЛІДЖЕНЬ, ОБ'ЄКТ ДОСЛІДЖЕНЬ, ПРЕДМЕТ ДОСЛІДЖЕНЬ	Плакат
2.	Аркуш №2	ЗАДАЧІ ДОСЛІДЖЕНЬ	Плакат
3.	Аркуш №3	ОБ'ЄКТ ДОСЛІДЖЕННЯ. РОЗРАХУНКОВА МОДЕЛЬ 16-ТИ ПОВЕРХОВОЇ БУДІВЛІ	Плакат
4.	Аркуш №4	РЕЗУЛЬТАТИ ЧИСЕЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ	Плакат
5.	Аркуш №5	РЕЗУЛЬТАТИ ЧИСЕЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ	Плакат
6.	Аркуш №6	РЕЗУЛЬТАТИ ЧИСЕЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ	Плакат
7.	Аркуш №7	РЕЗУЛЬТАТИ ЧИСЕЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ. ПОРІВНЯННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ РОЗРАХУНКУ	Плакат
8.	Аркуш №8	ПОРІВНЯННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ РОЗРАХУНКУ	
9.	Аркуш №9	ВИСНОВКИ ЗА РЕЗУЛЬТАТАМИ ДОСЛІДЖЕНЬ	Плакат
10.	Аркуш №10	ВИСНОВКИ ЗА РЕЗУЛЬТАТАМИ ДОСЛІДЖЕНЬ	Плакат
11.	Аркуш №11	Генеральний план, проектні візуалізації, ситуаційна схема ділянки проектування. Умовні позначення.	Креслення
12.	Аркуш №12	План типового поверху, план поверху на відмітці 0,000, розріз 1-1	Креслення
13.	Аркуш №13	Фасад 2-10; фасад Д-А.	Креслення



ВІННИЦЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Факультет будівництва, цивільної та екологічної інженерії
Кафедра будівництва, міського господарства та архітектури

МЕТОДИ ОЦІНКИ СЕЙСМОСТІЙКОСТІ БУДІВЕЛЬ ПРИ ВПЛИВІ ПОВТОРНИХ СЕЙСМІЧНИХ ПОДІЙ (АФТЕРШОКІВ)

Магістрант:

Килимнюк Андрій Олександрович

Науковий керівник:

Андрухов В. М., к.т.н., доцент кафедри БМГА

Мета досліджень

Вивчення та порівняльний аналіз сучасних методів розрахунку будівельних конструкцій з урахуванням багатокomпонентної сейсмічної дії у складі сейсмічних розрахункових ситуацій.

Об'єкт досліджень

16-ти поверхова житлова будівля, запроектована для будівництва у сейсмічному районі України з інтенсивністю сейсмічних впливів 7 балів з використанням конструктивної схеми монолітного залізобетонного безрігельного каркасу.

Предмет досліджень

Параметри НДС конструкцій багатоповерхової житлової будівлі, визначені за результатами розрахунку в умовах сейсмічної розрахункової ситуації при впливі основної та повторної сейсмічної події.

Задачі досліджень

Визначення мети та задач дослідження

Розробка просторових розрахункових моделей багатоповерхової каркасної залізобетонної будівлі
– лінійної для розрахунку за спектральними методом та
– нелінійної для розрахунку спектру несучої здатності

Збір навантажень для розрахунку моделей.
Формування послідовностей сейсмічних дій, що складається з основного землетрусу 7 балів та афтершоку 6 балів

Розрахунок лінійної моделі за спектральними методом на вплив основного землетрусу для визначення періодів коливань та сейсмічних навантажень в рівні кожного з поверхів

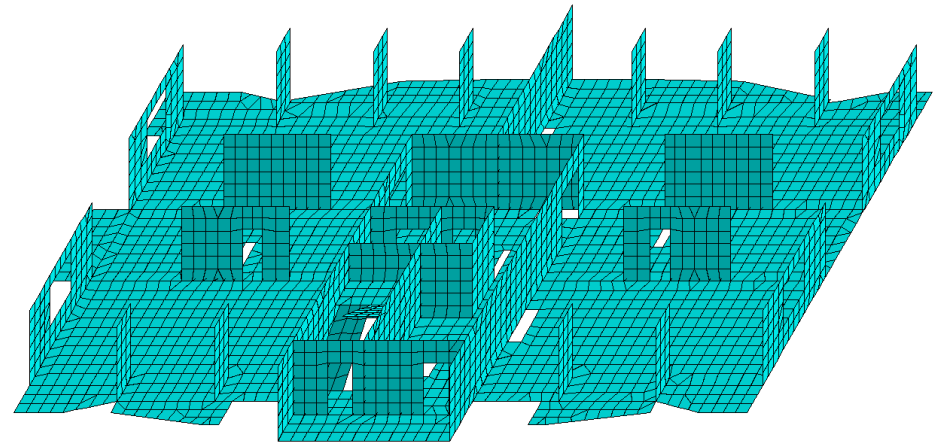
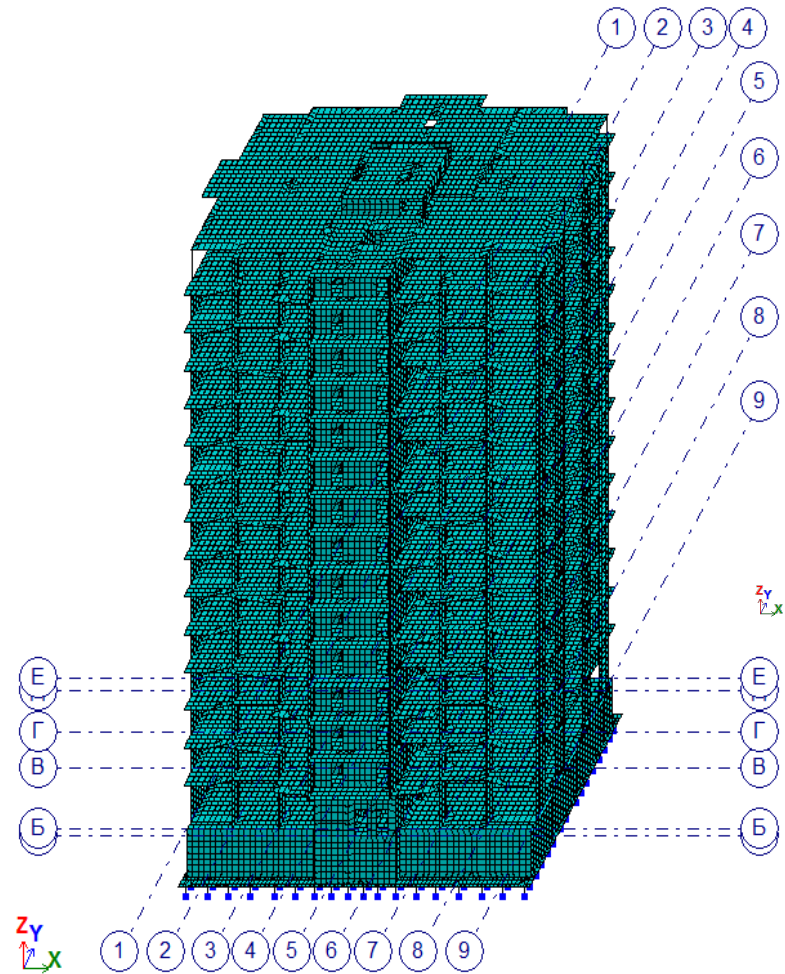
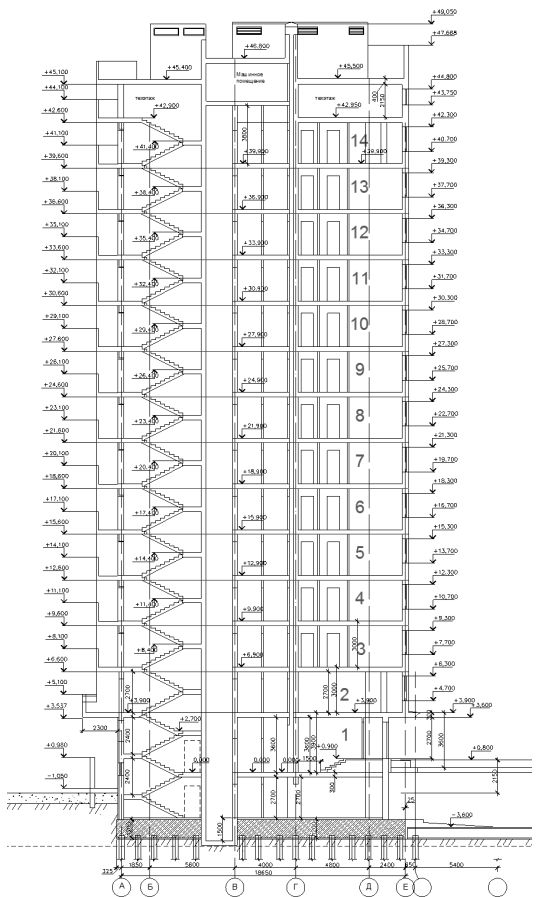
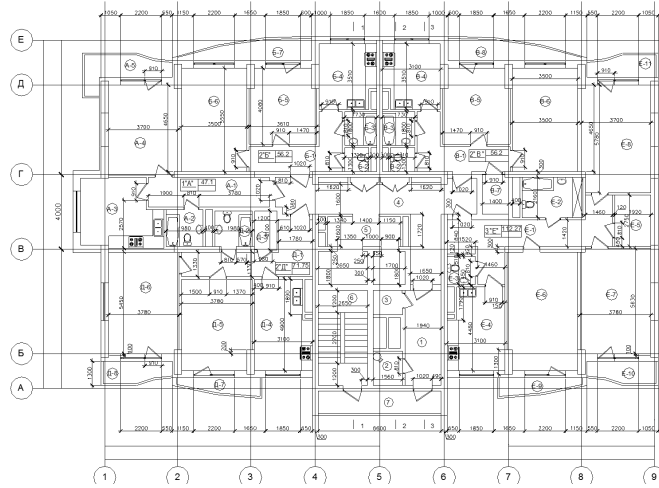
Розрахунок нелінійної моделі з покроковим прикладенням сейсмічних навантажень ;
побудова спектру несучої здатності;
визначення періоду коливань нелінійної моделі та зниження інтегральної жорсткості будівлі

Розрахунок лінійної моделі з пониженою жорсткістю за спектральними методом на вплив афтершоку для визначення періодів коливань та НДС конструкцій

Аналіз та порівняння результатів розрахунку моделей на сейсмічні дії основного землетрусу 7 балів та афтершоку 6 балів за наступними параметрами:
-періодами коливань; параметрами НДС конструкцій;
-витратами на армування конструкцій

Складання висновків за результатами досліджень

Об'єкт дослідження та розрахункова модель



Загальний вигляд комп'ютерної моделі та фрагмент типового поверху

Параметри скінчених елементів комп'ютерної моделі

№ т.ж.	Геометричні параметри	Фізико-механічні параметри	Положення в конструктивній схемі будинку
1	Брус 35x35	$E=45388, \nu=0.2, R_o=2,5$	Палі
2	Брус 40x40	$E=3,06e+006, \nu=0.2, R_o=2,5$	Колони
3	Брус 30x40	$E=3,06e+006, \nu=0.2, R_o=2,5$	Колони
4	Пластина Н40	$E=3,06e+006, \nu=0.2, R_o=2.5$	Діафрагми жорсткості
5	Пластина Н30	$E=3,06e+006, \nu=0.2, R_o=2.5$	Діафрагми жорсткості, стіни шахт ліфтів, стіни сходової клітини
6	Пластина Н25	$E=3,06e+006, \nu=0.2, R_o=2.5$	Стіни шахт ліфтів
7	Пластина Н20	$E=3,06e+006, \nu=0.2, R_o=2.5$	Перекриття на всіх поверхах
8	Пластина Н40	$E=2.75e+006, \nu=0.2, R_o=2.5$	Стіни підвалу
9	Брус 1x1	$E=3,06e+006, \nu=0.2, R_o=0,1$	Фіктивні стрижні для реалізації лінійних навантажень
10	Пластина Н120	$E=2,75e+006, \nu=0.2, R_o=2.5$	Плита ростверку

Позначення: R_o - щільність матеріалу елементів розрахункової схеми, $тс/м^3$; E - модуль пружності, $тс/м^2$; ν – коефіцієнт Пуасона

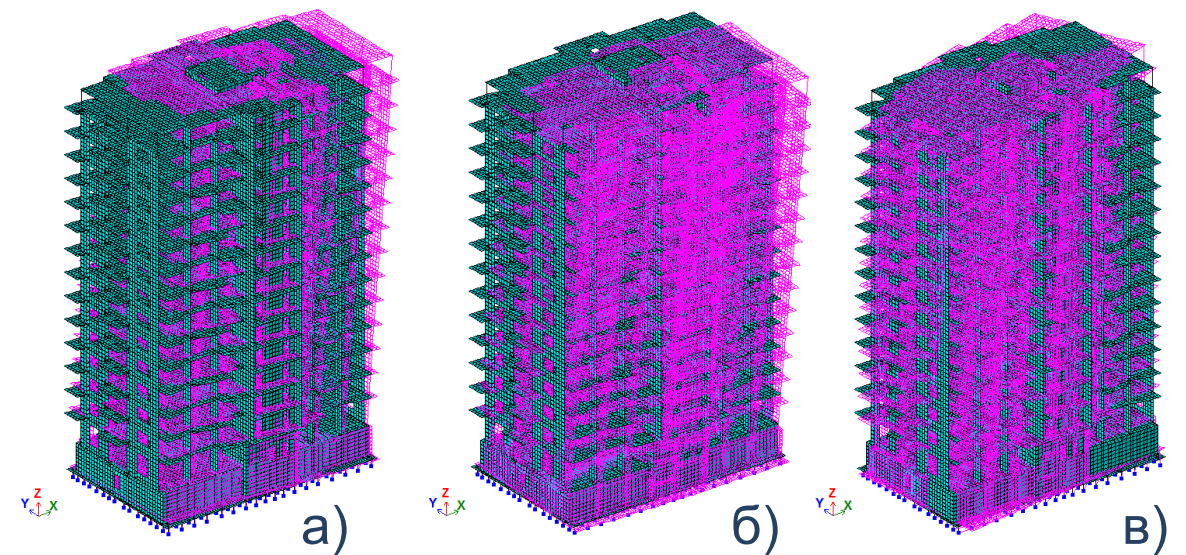
16-ти поверхова житлова будівля, за схемою монолітного безригельного каркасу для будівництва в районі з сейсмічністю 7 балів

Результати чисельних досліджень

етап 1

Розрахункові динамічні характеристики

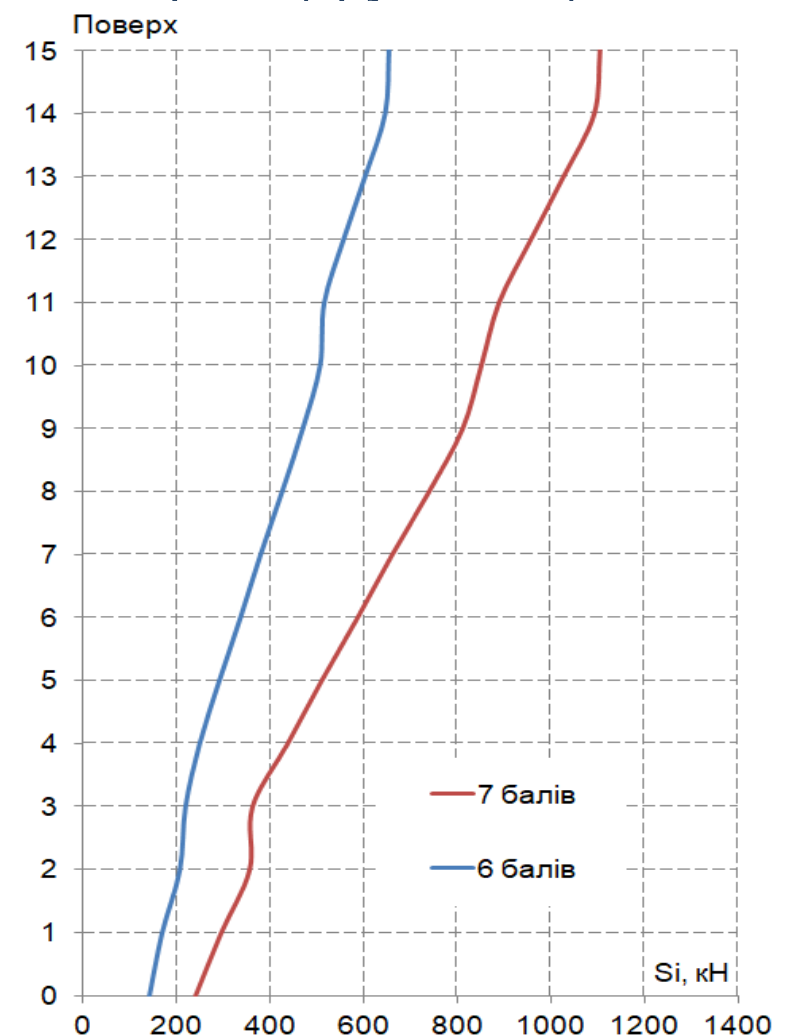
№ форми коливань	Частота, Гц	Період, с	Сума модальних мас, %, за напрямком		
			X	Y	Z
1	0.732	1.366	69.047	2.278	0.001
2	0.736	1.359	71.282	72.941	0.005
3	1.174	0.852	71.512	72.950	0.005
4	2.553	0.392	97.985	72.950	0.005
5	2.758	0.363	97.985	99.529	0.009
6	3.181	0.314	97.993	99.544	0.010
7	4.260	0.235	97.995	99.547	98.035
8	4.807	0.208	99.129	99.547	98.415
9	5.234	0.191	99.876	99.547	98.473
10	6.378	0.157	99.917	99.547	98.473



Перші форми власних коливань будівлі:
 а – перша (поступальна вздовж осі X);
 б – друга (поступальна вздовж осі Y);
 в - третя (крутильна)

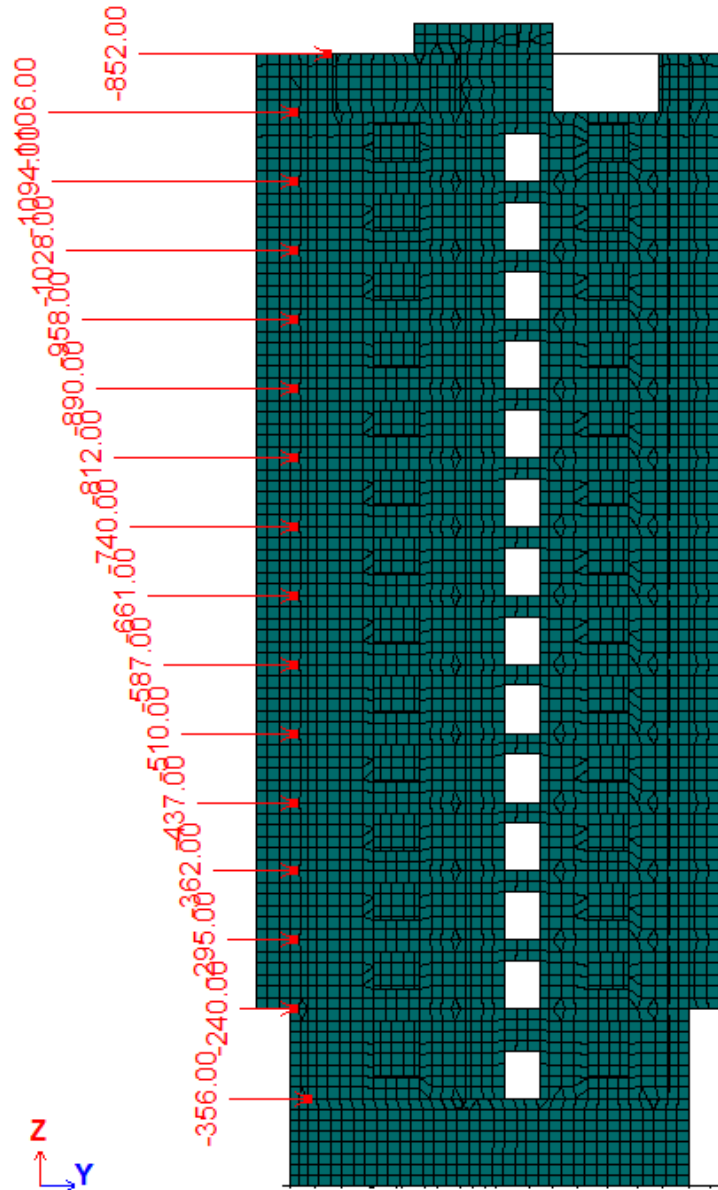
Розрахункові сейсмічні сили

Відмітка поверху, м	Сейсмічні сили, кН, в рівнях поверхів будівлі при сейсмічному впливі вздовж осі Y	
	основний землетрус 7 балів	афтершок 6 балів
0,000	240	143
3.900	295	170
6.900	356	208
9.900	362	220
12.900	437	250
15.900	510	292
18.900	587	337
21.900	661	380
24.900	740	426
27.900	812	470
30.900	852	507
33.900	890	516
36.900	958	557
39.900	1028	603
42.950	1094	646
45.500	1106	654
Сумарні	10928	6379



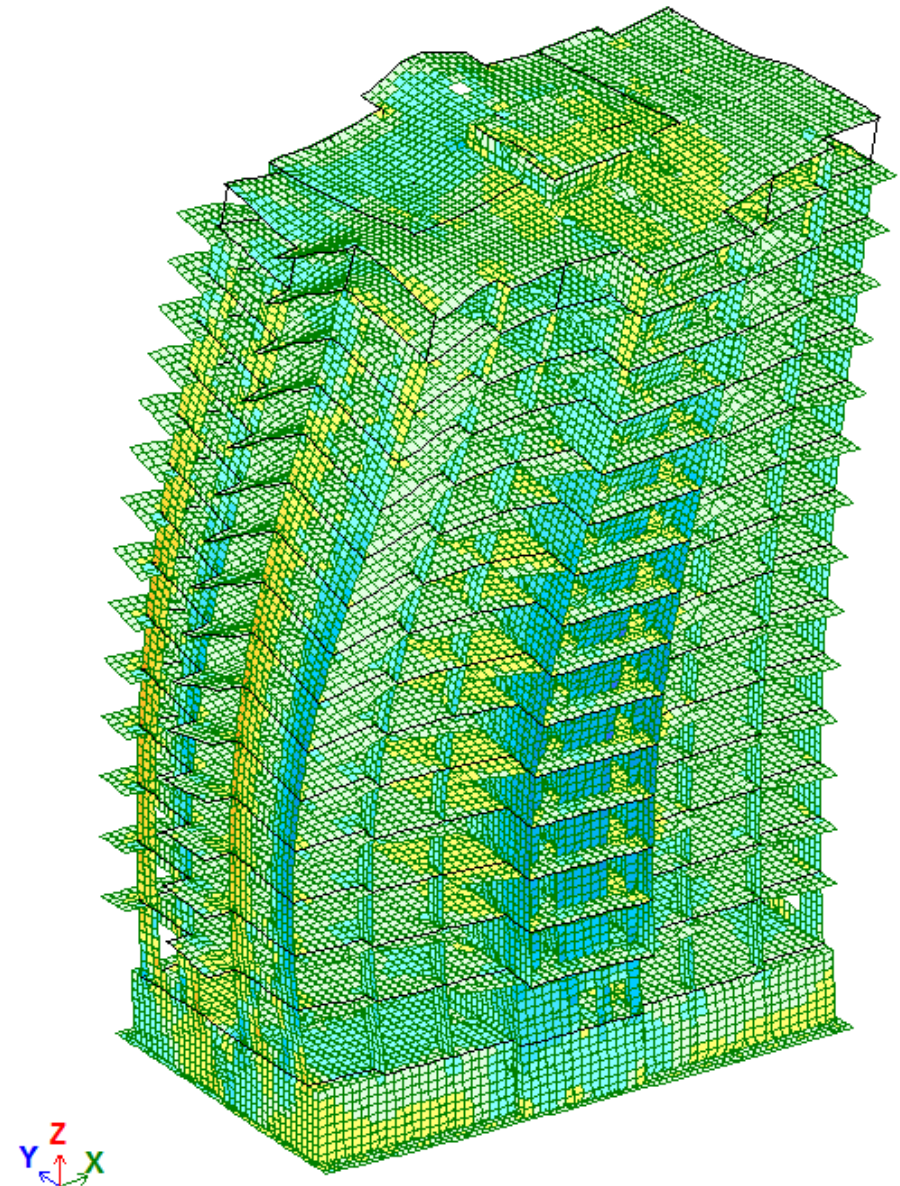
Результати чисельних досліджень

етап 2



Розрахунок нелінійної моделі (НЛМ) на зростаючі статичні навантаження від основного землетрусу (1) та афтершоку (2); побудова спектра несучої здатності

етап 3



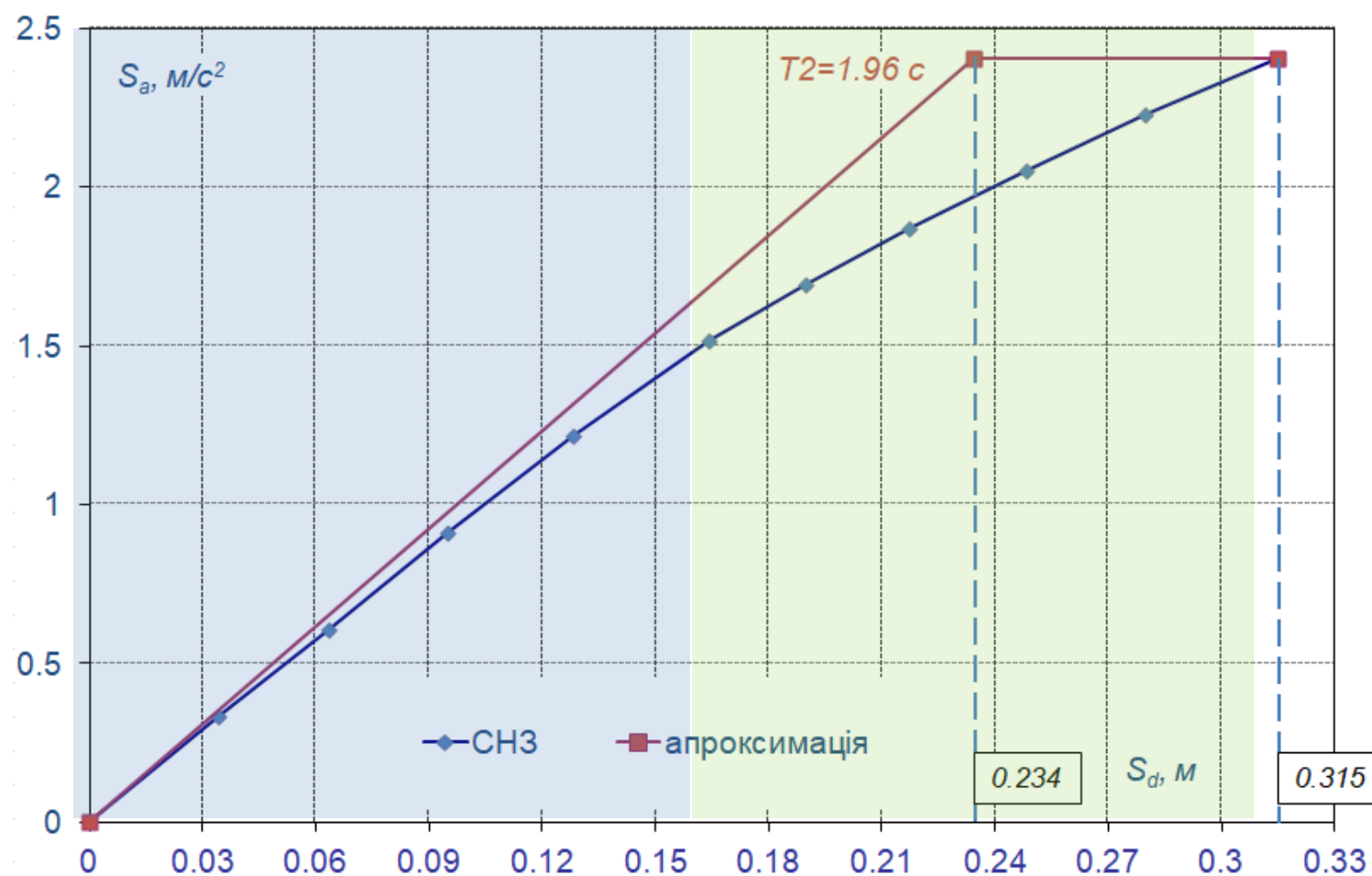
Розрахунок модифікованої лінійної моделі (МЛМ) зі зниженою жорсткістю після основного землетрусу (1) на вплив афтершоку (2) за спектральним методом

Розрахунок нелінійної моделі (НЛМ) на зростаючі статичні навантаження

Позн.	Кроки навантаження нелінійного розрахунку на									
	основний землетрус (1)					афтершок (2)				
	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	(1)+0.2	(1)+0.4	(1)+0.6	(1)+0.8	(1)+1.0
45,000	Інерційні сейсмічні навантаження, МН, на кроці навантаження									
	2.19	4.37	6.56	8.74	10.93	12.20	13.48	14.76	16.03	17.31
	Спектральне прискорення, S_a , м/с ²									
	0.152	0.304	0.455	0.607	0.759	0.847	0.936	1.025	1.113	1.202
	Горизонтальне переміщення, м, на кроці навантаження									
	0.034	0.063	0.095	0.128	0.164	0.190	0.217	0.248	0.280	0.315

Примітки:

- Запис (1)+0,2 означає, що на даному кроці прикладено 100% навантажень від основного землетрусу (1) та 0,2 (20%) навантажень від афтершоку (2)
- Значення спектрального прискорення S_a отримано шляхом ділення прикладеного навантаження на загальну масу будівлі $M_f=144$ МН.



Розрахунковий спектр несучої здатності (CH3) будівлі та його апроксимація білінійною залежністю

Коефіцієнт податливості будівлі

$$\mu = \frac{0,315}{0,234} = 1,3.$$

Розрахункові динамічні характеристики

№ форми коливань	Частота, Гц	Період, с	Сума модальних мас, %, за напрямком		
			X	Y	Z
1	0.509	1.966	64.506	0.003	0.000
2	0.593	1.685	64.510	67.970	0.000
3	0.811	1.233	64.982	67.993	0.000
4	1.960	0.510	89.106	67.993	0.000
5	0.509	1.966	64.506	0.003	0.000

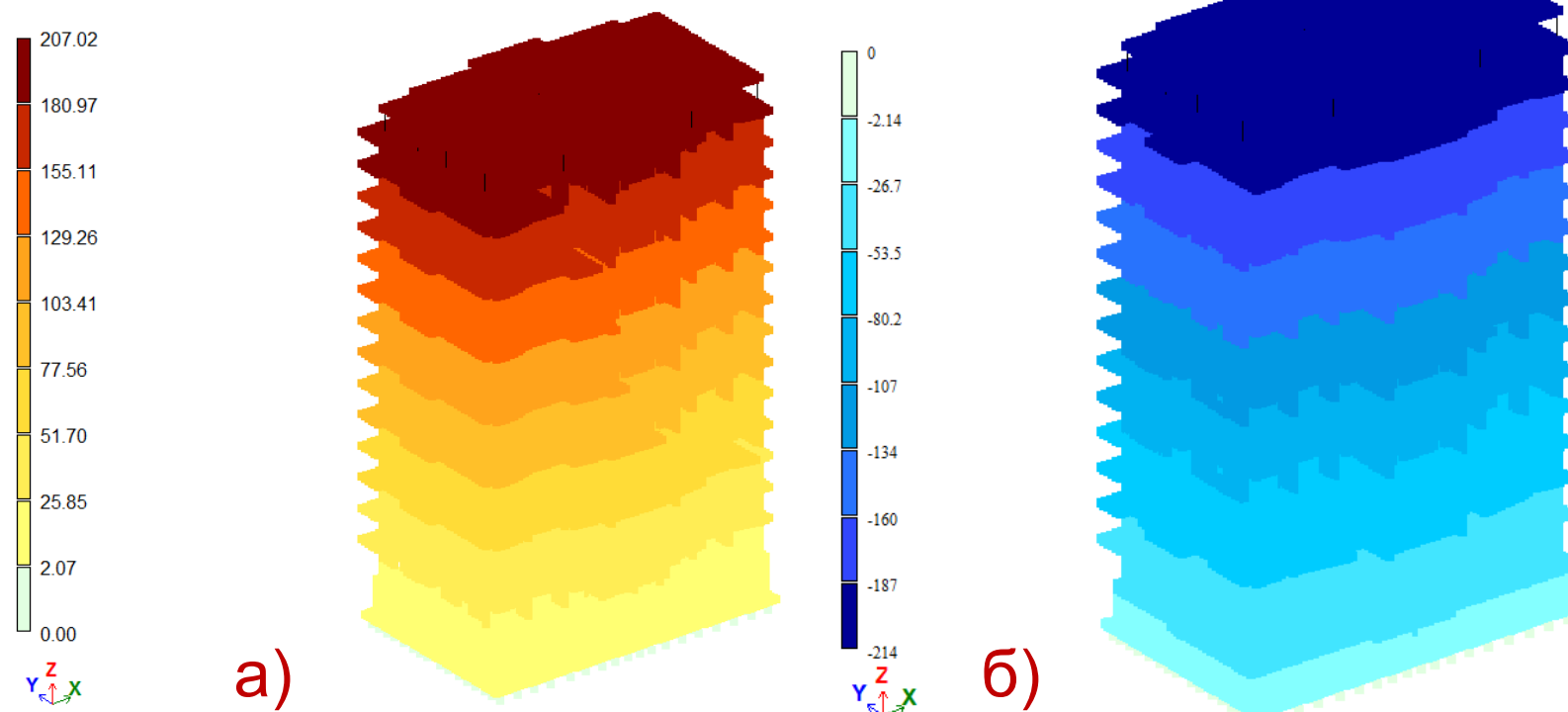
Зниження інтегральної жорсткості будівлі

$$\left(\frac{T_2}{T_1}\right)^2 = \frac{K_1}{K_2} = \frac{1,96^2}{1,37^2} = 2,04.$$

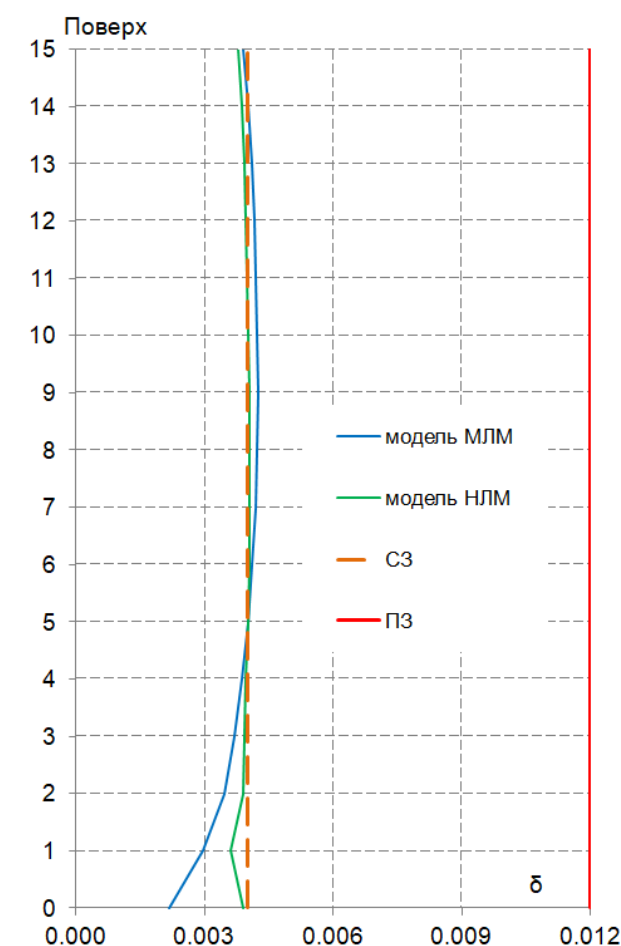
Порівняння результатів розрахунку будівлі

"Сейсмическое по Y ДБН"
Складава 2
Мозаїка переміщень по Y(G)
Одиниці виміру - мм
Маси зібрані із завантажень: 1,2,3,4,5

Нелинейное нагружение 1
Мозаїка переміщень по Y(G)
Единиці измерения - мм



Ізополя переміщень будівлі при послідовності сейсмічних впливів за результатами розрахунку:
а – НЛМ; б – МЛМ



Порівняння міжповерхових перекосів з допустимими значеннями

Порівняння результатів розрахунку будівлі

Динамічні параметри			
Конструктивний елемент	Показник	Варіант 1	Варіант 1+2
Період основної форми коливань	T_1, c	1,37	1,96
Деформаційний стан			
Конструктивний елемент	Показник	НЛМ	МЛМ
Будівля загалом	Горизонтальне переміщення верху, мм	213	207
Поверхи	Перекіс поверху [0.004]	0.0041	0.0042

Зусилля в конструктивних елементах			
Конструктивний елемент	Показник	НЛМ	МЛМ
Діафрагми 40 см	$N_y, кН/м^2$	22564	16806
Діафрагми 30 см	$N_y, кН/м^2$	21554	34960
Діафрагми 25 см	$N_y, кН/м^2$	4888	8638
Стіни підвалу 40 см	$N_y, кН/м^2$	12607	10580
Розрахункове армування			
Конструктивний елемент		Варіант 1	Варіант 1+2
Діафрагми 40 см		0,79	1,77
Діафрагми 30 см		3,2	4,4
Діафрагми 25 см		0,56	1,09
Перекриття 20 см		1,45	1,75
Стіни підвалу 40 см		1,08	1,92

Висновки за результатами досліджень

1. В роботі проаналізовано положення нормативних документів України [2], європейських [20] та інших міжнародних норм, вітчизняних та закордонних публікацій, присвячених підходам до оцінки сейсмостійкості будівель і споруд при впливі повторних сейсмічних подій, зокрема щодо завдання рівня сейсмічного впливу для афтершоку, врахування пошкоджень конструкцій, зменшення жорсткості окремих елементів та інтегральної жорсткості будівлі в цілому.

2. На основі аналізу наслідків руйнівних землетрусів та пов'язаних з ними афтершоків обґрунтовано необхідність врахування повторних впливів для оцінки загальної сейсмостійкості будівель і споруд. Встановлено, що положення переважної кількості нормативних документів різних країн при оцінці будівель і споруд розглядають вплив лише основного землетрусу.

3. Запропоновано підхід до врахування впливу повторних сейсмічних подій, на основі рекомендацій USGS [17], що передбачає наступне:

- основні параметри афтершоків (магнітуда, час поштовхів, частотний склад) має ті самі закономірності, що й основний землетрус;
- перевірку сейсмостійкості конструкцій при дії повторних землетрусів слід виконувати з інтенсивністю, меншою на 1 бал у порівнянні з інтенсивністю розрахункового землетрусу;
- оцінку впливу повторних землетрусів слід виконувати з використанням нелінійних методів розрахунку або підходів, що дають змогу оцінити зміни в НДС конструкцій з використанням кількісних параметрів, наприклад, за зміною жорсткості та періоду власних коливань.

4. Визначені мета, задачі, методи досліджень, обрано програмний комплекс для виконання моделювання та чисельних розрахунків за методом скінченних елементів.

5. На основі проектних даних в ПК «ЛІРА САПР» розроблено просторову комп'ютерну модель 16-ти поверхового житлового будинку для двох виконання розрахунків - лінійного за спектральним методом [2] та нелінійного за методом спектру несучої здатності [2].

Висновки за результатами досліджень

6. Виконано збір навантажень для виконання розрахунку просторової комп'ютерної моделі в умовах усталеної та сейсмічної розрахункових ситуацій основні з урахуванням послідовності сейсмічного впливу, що складається з основного землетрусу 7 балів та повторної події (афтершоку) 6 балів.

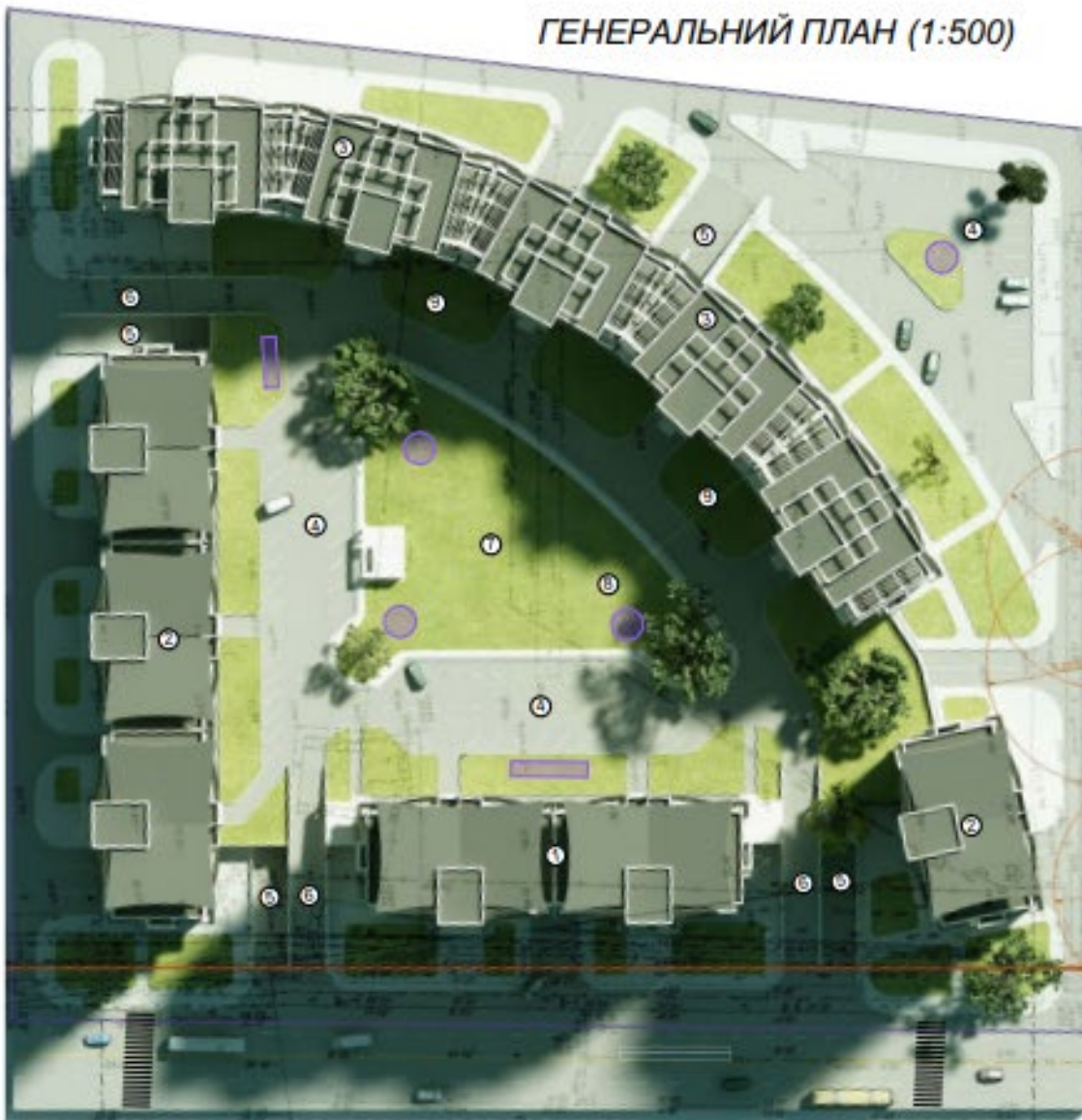
7. За результатами чисельних досліджень просторових розрахункових моделей будівлі отримано динамічні характеристики будівлі та параметри НДС конструкцій в умовах сейсмічної розрахункової ситуації з урахуванням послідовності сейсмічних подій. За результатами чисельних досліджень сформульовано наступні висновки:

- період власних коливань моделі будівлі за основною формою за результатами лінійного розрахунку становить $T_1=1,37$ с; за результатами нелінійного розрахунку з урахуванням послідовності основного землетрусу 7 балів та афтершоку 6 балів становить $T_2=1,96$ с;
- таким чином за результатами нелінійного розрахунку на сейсмічні дії від основного землетрусу та афтершоку інтегральна жорсткість моделі будівлі зменшується у 2,04 рази.
- порівняння параметрів НДС конструкцій, виконане за результатами розрахунків за нелінійною розрахунковою моделлю (НЛМ) та модифікованою лінійною розрахунковою моделлю (МЛМ), показали наступне:
- максимальні значення перекосів поверхів становлять 0,00406 та 0,00424 для НЛМ та МЛМ відповідно;
- максимальні значення перекосів поверхів перевищують допустимі значення, які відповідно до [2] для розглянутого типу будівлі становлять 0,004;
- значення зусиль в елементах несучих конструкцій, отримані для варіантів моделі НЛМ та МЛМ, відрізняються в діапазоні 19-44%.

8. Максимальні розрахункові відсотки армування несучих елементів при врахуванні послідовності сейсмічного впливу основного землетрусу 7 балів та повторної події 6 балів (варіант 1+2) перевищують аналогічні значення, отримані при основному сейсмічному впливі 7 балів (варіант 1), у 1,2-2,2 рази.

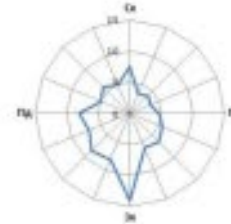
9. Максимальна вага додаткової арматури в стінах, пілонах, діафрагмах, плитах перекриття, необхідної для забезпечення сейсмостійкості при сейсмічному впливі послідовності сейсмічного впливу основного землетрусу 7 балів та повторної події 6 балів (варіант 1+2) конструкцій будівлі складає 36,8 т. Вартість додаткової арматури складає 571,4 тис. грн.

ГЕНЕРАЛЬНИЙ ПЛАН (1:500)



УМОВНІ ПОЗНАЧЕННЯ

№ з/п	Позначення	Найменування
1	①	14-типоверховий житловий будинок
2	②	18-типоверховий житловий будинок
3	③	12-типоверховий житловий будинок
4	④	Автостоянка
5	⑤	В'їзд в підземний паркінг
6	⑥	Пандус
7	⑦	Дитяча площадка
8	⑧	Спортивна площадка
9	⑨	Місце для тихого відпочинку
10		Вулиця, дорога
11		Рух транспорту
12		Пішохідний перехід
13		Червона лінія
14		Зупинка громадського транспорту
15		Вимощення тротуару
16		Озеленення (деревні насадження)
17		Озеленення (газон)
18		Каїтник



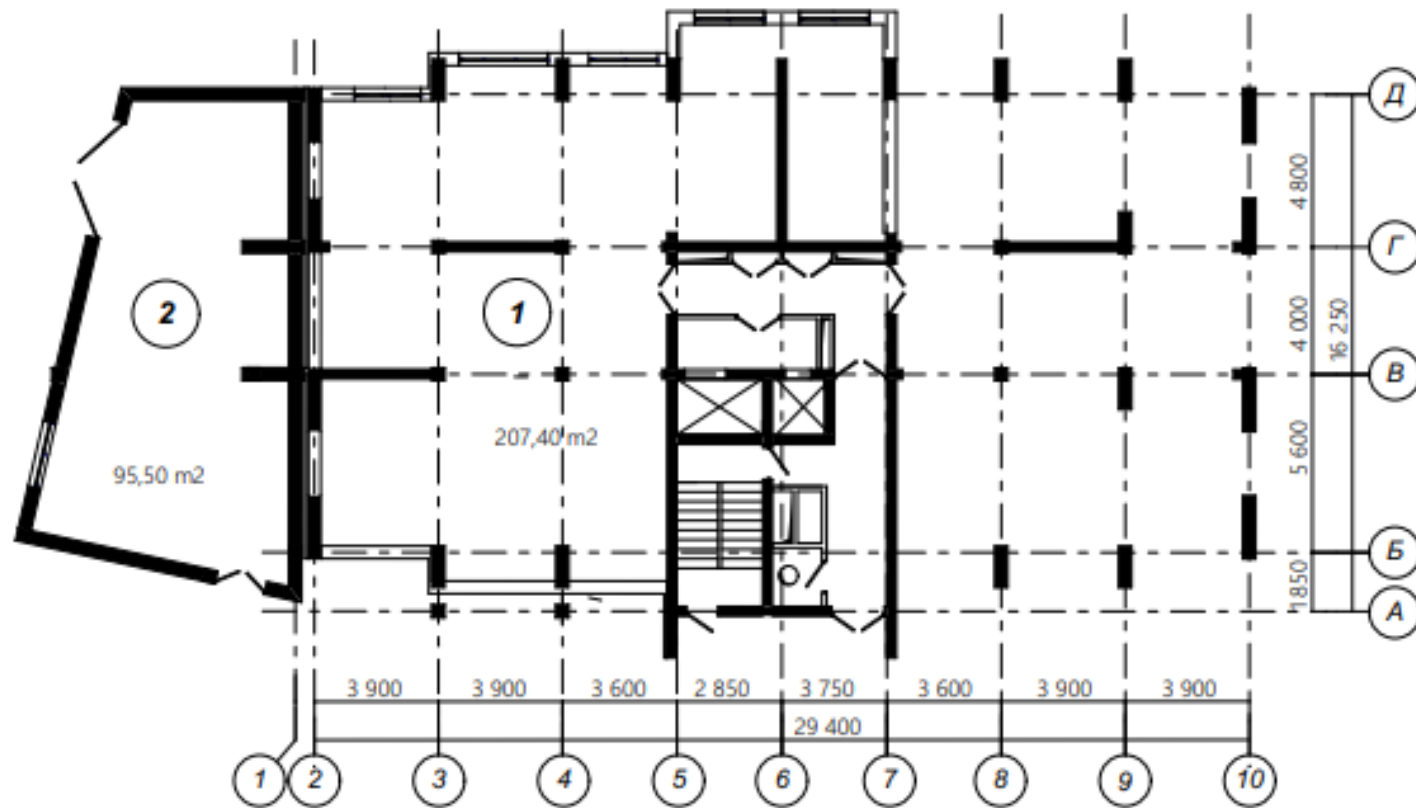
ТОПОГРАФІЧНА ОСНОВА ДІЛЯНКИ ПРОЄКТУВАННЯ



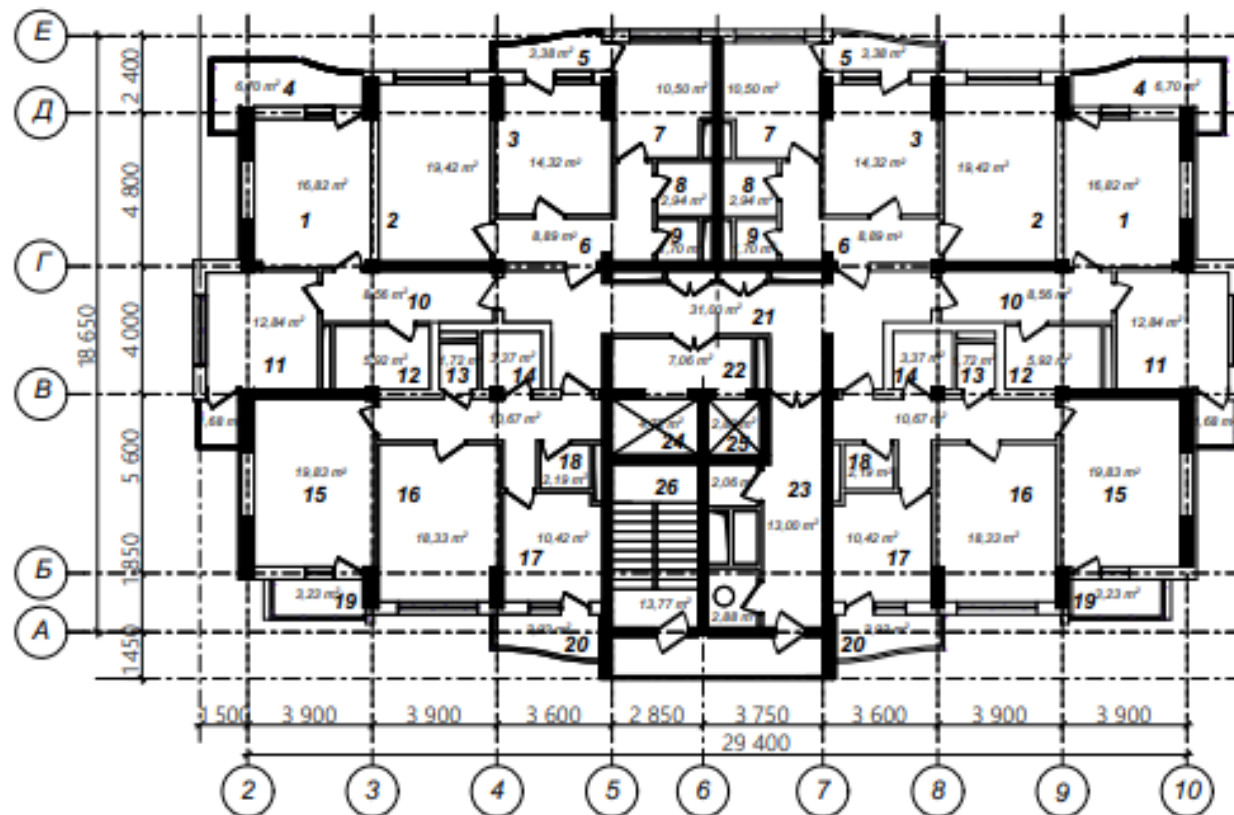
ПРОЄКТНІ ВІЗУАЛІЗАЦІЇ



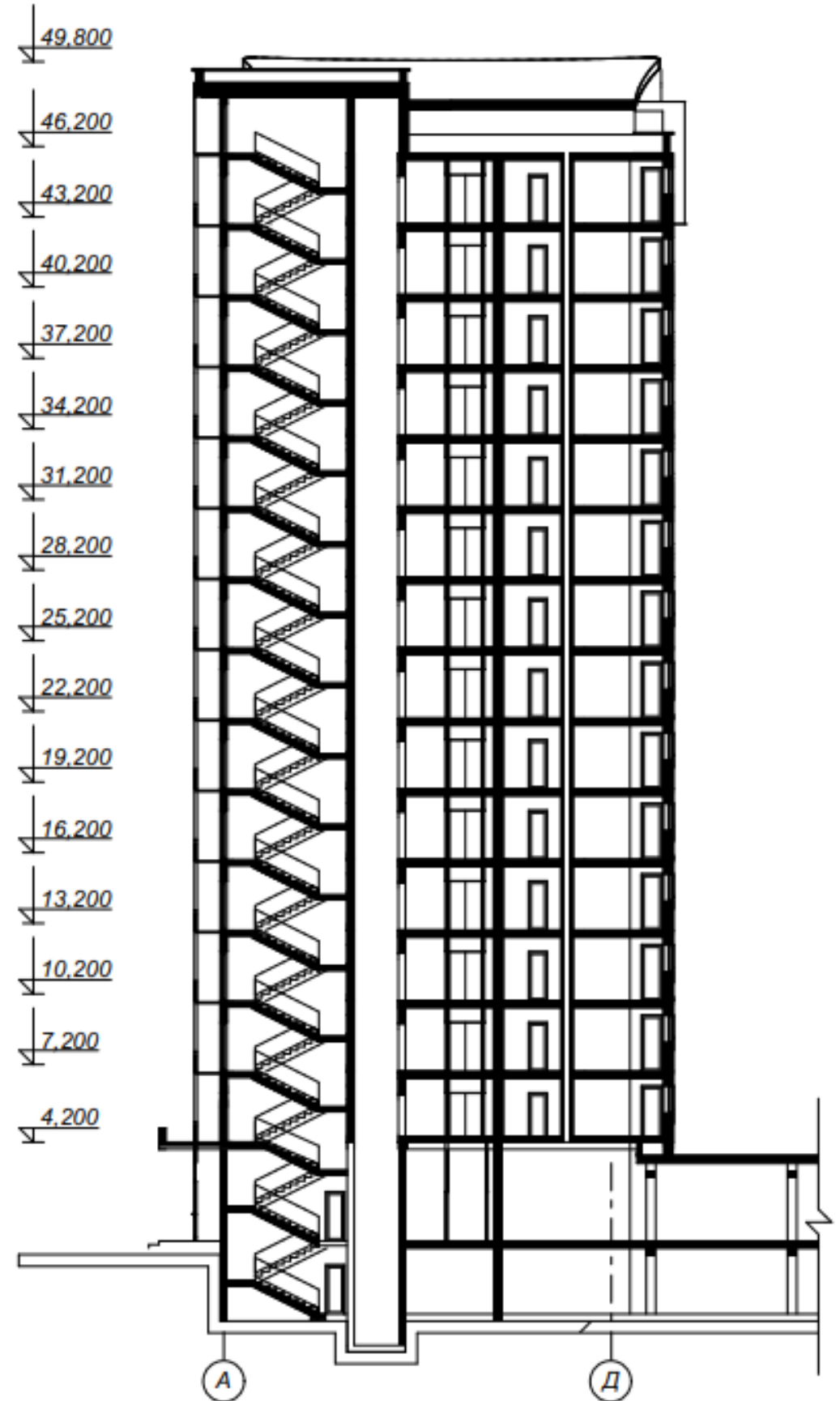
ПЛАН ПОВЕРХУ НА ВІДМІТЦІ ±0.000 (1:100)



ПЛАН ТИПОВОГО ПОВЕРХУ (1:100)



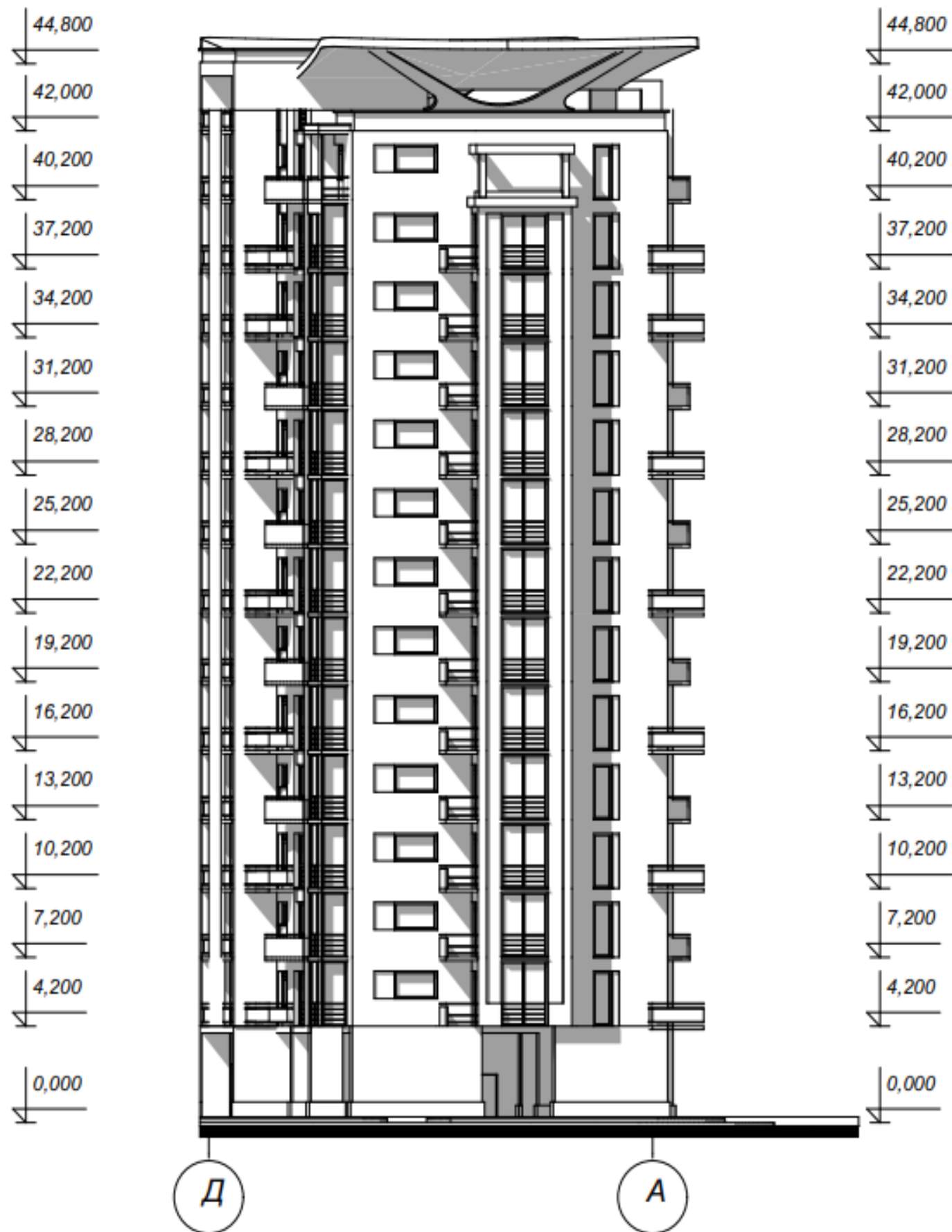
РОЗРІЗ 1-1 (1:100)



ФАСАД 2-10 (1:100)



ФАСАД Д-А (1:100)



ВІДГУК

керівника магістерської кваліфікаційної роботи

студента (ки) _____

Килимніюк А.О.
(прізвище, ім'я, по батькові)

на тему «Методи оцінки сейсмостійкості будівель при впливі повторних сейсмічних подій.»

Магістерська кваліфікаційна робота виконана згідно з завданням та відповідає темі, містить 12 аркушів графічного матеріалу і пояснювальну записку на ___ сторінках, підписана консультантами та має рецензію.

Таке природнє явище як землетруси проявляється без попереджень та при цьому супроводжується, в більшості випадків, значними, а то й катастрофічним матеріальними втратами та людськими жертвами. Будівельна наука постійно приділяє увагу вивченню цього явища та відповідно вносить корективи до існуючого досвіду та норм проектування сейсмостійких будівель. Тому актуальність досліджень цього явища та узагальнення досвіду проектування будівель та споруд безумовно є актуальною, затребуваною та своєчасною.

Основним розділом МКР є розрахунково-конструкторський.

В роботі приведено результати числового моделювання на аналіз параметрів НДС елементів безригельного каркасу 12-ти поверхової будівлі на сейсмічні впливи інтенсивністю 7 балів за методикою діючого державного ДБН, а також виконано дослідження впливу стінового заповнення та варіанту його врахування для підвищення сейсмостійкості будівництва.

Обґрунтування результатів отриманих за числовими моделюваннями та висновки зроблені на основі аналізу отриманих результатів сприймаються аргументованими, переконливими, професійними з елементами наукової новизни.

На основі результатів поданих в МКР рівень підготовки та ерудиції магістра достатній для присудження кваліфікації магістра Будівництва (промислове та цивільне будівництво).

Матеріал за темою дослідження представляється цікавим, актуальним творчо опрацьованим та відповідно поданим. МКР представлена вчасно, в відведенні терміни.

Дана МКР наукового рівня, виконана та представлена на відповідному рівні. Глибина числових моделювань достатня та переконлива.

Дана робота виконана та оформлена з використанням різнопланових пакетів прикладного програмного забезпечення. Числове моделювання виконано на ППЗ «ЛПРА-САПР», яке є професійним та загальноприйнятим в світовій практиці для вирішення такого класу завдань.

Оформлення роботи виконано з дотриманням відповідних норм та стандартів.

Робота виконана та представлена в відведенні для цього терміни.

Результати досліджень носять практичну цінність та значимість. І можуть бути вагомими та основою для подальших наукових досліджень та опанування наступних рівнів кваліфікації.


Зауваження по МКР:

- 1). Первинні результати досліджень опубліковано в тезах, про які є згадка в роботі, але в переліку літературних джерел їх немає та відповідно відсутнє посилання на них.
- 2). За результатами досліджень розроблені інженерні конструкторські рішення, які явно в роботі не представлено, а лише приведено висновки за результатами конструкторських рішень.

В цілому МКР виконана на достатньому науково-практичному рівні, зроблені зауваження не знижують цінність результатів досліджень представлених в даній роботі, пошукач заслуговує присудження кваліфікації магістр будівництва та при відповідному захисті заслуговує на оцінку «С» (80 б.).

**Керівник магістерської
кваліфікаційної роботи**

Доцент кафедри БМГА, к.т.н., доцент
(посада, науковий ступінь, вчене звання)



(підпис)

Андрухов В. М.
(ініціали, прізвище)

ВІДГУК ОПОНЕНТА
на магістерську кваліфікаційну роботу

студента (ки) _____

Килимчук А.О.
(прізвище, ім'я, по батькові)

на тему «Методи оцінки сейсмостійкості будівель при впливі повторних сейсмічних подій»

Магістерська кваліфікаційна робота виконана згідно з завданням та відповідає темі, містить 12 аркушах графічного матеріалу і пояснювальну записку на ____ сторінках, підписана консультантами та має рецензію.

З огляду на наслідки землетрусів, які нещодавно відбулись (Туреччина тощо) актуальність теми не викликає сумнівів.

Результати отримані на основі вивчення літературних джерел державних, світових та за числовими моделюваннями для обраного будівельного об'єкту дослідження можуть бути враховані при подальшому уточненні ДБН відповідного спрямування.

В роботі приведено результати числового моделювання на аналіз параметрів НДС елементів безригельного каркасу 12-ти поверхової будівлі на сейсмічні впливи інтенсивністю 7 за методикою діючого державного ДБН, а також виконано дослідження впливу стінового заповнення та варіанту його врахування для підвищення сейсмостійкості будівництва.

Обґрунтування результатів отриманих за числовими моделюваннями та висновки зроблені на основі аналізу отриманих результатів та вивчення та аналізу інформації з літературних джерел сприймаються аргументованими, переконливими, професійними з елементами наукової новизни

Рівень пророблення основного розділу представляється достатньо проробленим, аргументовано переконливим; спрямованих на підвищення факторів безпеки життєдіяльності в процесі експлуатації інженерних будівельних об'єктів.

За заявленою тематикою робота могла б бути кваліфікована, як наукова. Результати представлені в роботі в повній мірі відповідають такій оцінці. Результати числового моделювання представлені в роботі та саме числове моделювання виконано на достатньо-відповідному науковому рівні.

Дана робота виконана та оформлена з використанням різнопланових пакетів прикладного програмного забезпечення. Числове моделювання виконано на ППЗ

«ЛПРА-САПР», яке є професійним та загальноприйнятим не лише в державній практиці, а й в світовій практиці для вирішення такого класу завдань.

Стиль викладення записки обґрунтовальний, логічний, послідовний, та логічно сприймаємим.

Оформлення роботи виконано з дотриманням відповідних норм та стандартів.

Результати досліджень носять практичну цінність та значимість. І можуть бути вагомими та основою для подальших наукових досліджень та опанування наступних рівнів кваліфікації.

В графічній частині до роботи на достатньому для розуміння рівні представлено результати роботи. Будівельний об'єкт, для якого виконувались дослідження представлено в ГЧ та в ПЗ.

За результатами дослідження встановлено, що включення в просторову розрахункову модель конструктивних елементів кам'яного стінового заповнення, а не лише прикладанням навантаження від нього вносить значні корективи до параметрів НДС елементів каркасу. Та за результатами дослідження отримано висновок про підвищення сейсмостійкості, що вже само собою цінно з точки зору практичного значення результатів роботи.

Зауваження по МКР:

1). В пояснювальній записці мають місця виділення (в процесі розробки самої ПЗ) та не відредаговані в процесі друкування роботи.

2). Для результатів роботи було б ще гарним додатковим аргументом, приведення конкретних конструкторських рішень, а не лише їх констатація та приведення висновків за результатами конструкторських рішень.

В цілому МКР виконана на достатньому науково-практичному рівні, зроблені зауваження не знижують цінність результатів досліджень представлених в даній роботі, пошукач заслуговує присудження кваліфікації магістр будівництва та при відповідному захисті заслуговує на оцінку «С» (80 б.).

Опонент

Доцент кафедри ІСБ, к.т.н., доцент
(посада, науковий ступінь, вчене звання)

(підпис)



Слободян Н. М.

М.П.

Печатка установи, організації опонента