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:

ПІДВИЩЕННЯ ТОЧНОСТІ ВИЗНАЧЕННЯ ПАРАМЕТРІВ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ВИСОТНОГО БУДИНКУ ЗА РАХУНОК ВРАХУВАННЯ ҐРУНТОВОЇ ОСНОВИ

Виконав: студент 2 курсу, групи Б-23 м
спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
(шифр і назва напряму підготовки, спеціальності)
Романов Владислав Едуардович
(прізвище та ініціали)
Керівник: к.т.н., доцент
(науковий ступінь, посада)
Андрухов В. М.
(прізвище та ініціали)
«17» 12 2024 р.
Опонент: *Панкевич О. Д.*
(науковий ступінь, посада)
(прізвище та ініціали)
«17» грудня 2024 р.

Допущено до захисту
Завідувач кафедри БМГА
_____ В. В. Швець
(підпис) (прізвище та ініціали)
“17” 12 2024 року

Вінниця ВНТУ - 2024рік

Вінницький національний технічний університет
(повне найменування вищого навчального закладу)

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: «Промислове та цивільне будівництво»

ЗАТВЕРДЖУЮ
Завідувач кафедри БМГА
Швець В. В.
"10" *жовтня* 2024 року

З А В Д А Н Н Я

НА МАГІСТЕРСЬКУ КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ МАГІСТРАНТА

Владиславу Едуардовичу Романову
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема проекту (роботи) ***«Підвищення точності визначення параметрів напружено-деформованого стану висотного будинку за рахунок врахування ґрунтової основи»***

керівник роботи *Андрухов В. М., к.т.н., доцент*.
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)
затверджені наказом вищого навчального закладу від "17" вересня 2024 року №310.
2. Строк подання магістрантом роботи 30.11.2024 р.
3. Вихідні дані до роботи Архітектурно-будівельні проектні рішення 12-ти поверхової цегляної житлової будівлі, топографічний план ділянки, звіт з ІГУ. Оцінити проект 12-ти поверхової цегляної житлової будівлі в місті Одеса на предмет можливості його зведення в умовах з можливим сейсмічним впливом в 7 балів та з обов'язковим врахуванням в чисельних дослідженнях ґрунтової основи.
4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки: Вступ (актуальність та новизна наукових досліджень, об'єкт, предмет, мета і задачі, практична значимість, методи досліджень, апробація).

Науково-дослідна частина (огляд та аналіз літературних джерел). З доступних літературних джерел з'ясування та аналіз методики числового моделювання параметрів напружено-деформованого стану в будівельних елементах 12-ти поверхової цегляної будівлі при зведенні її в умовах ймовірного сейсмічного впливу інтенсивністю 7 балів та дослідити взаємовплив врахування ґрунтової основи на НДС наземної частини будівлі та навпаки. Передбачити будівельні рішення з підсилення елементів цегляної будівлі та коригування проектного варіанту пальового поля в разі необхідності.
Технічний розділ. Проектні архітектурно-будівельні рішення технічного об'єкту (12-ти поверхової цегляної будівлі запроектованої для зведення в районі з інтенсивністю сейсмічних коливань до 7 балів, експлікація приміщень, теплотехнічні розрахунки). Конструктивний розділ (конкретні будівельні рішення з підсилення елементів несучої зовнішньої оболонки та несучих елементів внутрішньої системи будівлі; коригування проектного плану пальового поля в разі необхідності). 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 – 3-6 арк. (плакати, що ілюструють результати науково-дослідної роботи)
2. Архітектурно-будівельні рішення – арк. (фасади, плани, план покрівлі, розріз, вузли, візуалізація будівлі, генеральний план,)
3.Конструктивний розділ – арк. (варіанти рішень підсилення та розташування підсилюючих елементів в несучій системі технічного об'єкту дослідження, коригування конструктивних рішень з армування залізобетонних елементів плит перекриття та коригування проектного плану пальового поля в разі необхідності.

6. Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		Завдання видав	Завдання прийняв
Науковий розділ	В. М. Андрухов, доц.. каф. БМГА, к.т.н.		
Технічна частина	В. М. Андрухов, доц.. каф. БМГА, к.т.н.		
Економічна частина	О. Г. Лялюк, доц.. каф. БМГА, к.т.н.		

7. Дата видачі завдання 10.14.2024 р.

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів магістерської кваліфікаційної роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітка
1	Складання вступу до МКР	14.10-17.10.24	
2	Науково-дослідна частина	02.09-13.10.24	
3	Архітектурно-будівельні рішення технічного об'єкту	14.10-31.10.24	
4	Другий підрозділ технічної частини	01.11-12.11.24	
5	Економічна частина	13.11-24.11.24	
6	Оформлення МКР	25.11-28.11.24	
7	Подання МКР на кафедру для перевірки	29.11-30.11.24	
8	Попередній захист	02.12-03.12.24	
9	Рецензування	04.12-09.12.24	

Магістрант _____ Романову В. Е.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Керівник роботи _____ Андрухов В. М.
(підпис) (прізвище та ініціали)

АНОТАЦІЯ

УДК 699.841

Романов В. Е. ПІДВИЩЕННЯ ТОЧНОСТІ ВИЗНАЧЕННЯ ПАРАМЕТРІВ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ВИСОТНОГО БУДИНКУ ЗА РАХУНОК ВРАХУВАННЯ ҐРУНТОВОЇ ОСНОВИ. Магістерська кваліфікаційна робота зі спеціальності 192 – «Будівництво та цивільна інженерія», освітня програма – «Промислове та цивільне будівництво». Вінниця: ВНТУ, 2024. 106 с. Укр. мовою. Бібліогр.: 41 назв; рис. 33; табл. 19.

В магістерській кваліфікаційній роботі проаналізовано вплив на параметри напружено-деформованого стану надземних конструкцій врахування характеристик ґрунтової основи з урахуванням сейсмічного впливу інтенсивністю 7 балів. Виконано числове моделювання тривимірної комп'ютерної моделі багатоповерхової кам'яно-каркасної будівлі в середовищі програмного комплексу «ЛІРА-САПР»; на основі результатів числового моделювання запропоновано ряд конструктивних рішень для підвищення надійності будівлі, які було виявлено в системі «грунт – основа –фундаменти – надземна частина будівлі».

Виконано оцінку параметрів сейсмічної реакції та напружено деформованого стану конструкцій будівлі з урахуванням сейсмічного впливу 7 балів з використанням програмного комплексу «ЛІРА САПР» при врахуванні ґрунтової основи (пальового поля).

В технічній частині роботи розроблена конструкторська документація на підсилення несучої системи 12-ти поверхової цегляної будівлі, а саме: локального підсилення цегляних несучих стін залізобетонними сердечниками, локального збільшення товщини цегляних стін, використання армувальних сіток в цегляних несучих стінах; підсилення армування деяких плит перекриття; а також внесення змін в план розташування паль за вихідним проектом зі одночасним збільшенням їх кількості.

Магістерська кваліфікаційна робота містить 13 аркушів графічної частини.

Ключові слова: *ґрунтова основа, напружено-деформований стан, несуча спроможність, сейсмічний вплив, багатоповерхова будівля, будівельні державні норми, розрахункові ситуації, числове моделювання, комп'ютерні моделі.*

ABSTRACT

Romanov V. E. INCREASING THE ACCURACY OF DETERMINING THE PARAMETERS OF THE STRESS-DEFORMATION STATE OF A HIGH-RISE BUILDING BY TAKING INTO ACCOUNT THE SOIL BASE. Master's qualification work on specialty 192 - "Construction and civil engineering", educational program - "Industrial and civil construction". Vinnytsia: VNTU, 2024. 106 p. Ukraine language Bibliography: 41 titles; Fig. 33; table 19.

The master's qualification work analyzed the influence of taking into account the characteristics of the soil base, taking into account the seismic impact with an intensity of 7 points, on the parameters of the stress-strain state of above-ground structures. Numerical modeling of a three-dimensional computer model of a multi-storey stone-frame building was performed in the environment of the LIRA-SAPR software complex; based on the results of numerical modeling, a number of constructive solutions were proposed to increase the reliability of the building, which were identified in the system "soil - base - foundations - above-ground part of the building".

An assessment of the parameters of the seismic response and the stressed-deformed state of the building structures was performed taking into account the seismic impact of 7 points using the "LIRA CAD" software package, taking into account the soil base (pile field).

In the technical part of the work, design documentation was developed for strengthening the load-bearing system of a 12-story brick building, namely: local strengthening of brick load-bearing walls with reinforced concrete cores, local increase in the thickness of brick walls, use of reinforcing mesh in brick load-bearing walls; strengthening of the reinforcement of some floor slabs; as well as making changes to the pile location plan according to the original design with a simultaneous increase in their number.

The master's thesis contains 13 sheets of graphic material.

Key words: *soil base, stress-strain state, bearing capacity, seismic impact, multi-storey building, state construction standards, design situations, numerical modeling, computer models.*

ЗМІСТ

ВСТУП……...……...10
РОЗДІЛ 1. Аналіз сучасного стану теорії та практики..……..15
1.1 Загальні положення…….…..……15
1.2 Аналіз сучасних можливостей визначення параметрів напружень та деформацій висотних будинків……..…….……...19
1.3 Висновки до розділу 1..…….…….…….…….21
РОЗДІЛ 2. Моделювання та чисельні дослідження……..23
2.1 Визначення мети та задач дослідження……..…….....23
2.2 Розроблення комп'ютерної моделі висотного будинку…….…...….25
2.2.1 Навантаження і впливи……..…33
2.3 Висновки до розділу 2……...……41
РОЗДІЛ 3. Аналіз та узагальнення результатів досліджень…….…….42
3.1 Результати розрахунку фундаментів і пальової основи……..…..……42
3.2 Результати розрахунку надземної частини……....…62
3.3 Модальний аналіз……...…..…66
3.4 Деформований стан будинку……..……69
3.5 Висновки за результатами досліджень……..……....…70
РОЗДІЛ 4. Технічна частина…….……..……75
4.1. Архітектурно-будівельні рішення……...…..……..…….75
4.1.1 Характеристика інженерно-геологічних умов……..……76
4.1.2 Об'ємно-планувальні рішення……...….82
4.2 Конструктивні рішення……...……...……..87
4.3 Висновки до розділу 4…….……..…88
РОЗДІЛ 5. Економічна частина…….……..89
ВИСНОВКИ……..……90
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.…….……..……92

ДОДАТОК А Протокол перевірки кваліфікаційної роботи на наявність текстових запозичень……..98
ДОДАТОК Б Кошторисні розрахунки…….99

ВІДОМІСТЬ АРКУШІВ 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	МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕНЬ	Плакат
4	Аркуш №4	МЕТОДИ КОМБІНАЦІЇ СКЛАДОВИХ СЕЙСМІЧНОЇ ДІЇ	Креслення
5	Аркуш №5	ОБ'ЄКТ ДОСЛІДЖЕНЬ. ФАСАД 1/1-7/1. ФАСАД 4/2-1/2. ПЛАН ПОКРІВЛІ. ВІЗУАЛІЗАЦІЇ	Креслення
6	Аркуш №6	РОЗРАХУНКОВА МОДЕЛЬ	Плакат
7	Аркуш №7	ФОРМИ ВЛАСНИХ КОЛИВАНЬ БУДИНКУ	Плакат
8	Аркуш №8	СХЕМИ УСТАНОВКИ ДОДАТКОВИХ СЕРДЕЧНИКІВ	Креслення
9	Аркуш №9	АРМУВАННЯ ПЛИТИ ПЕРЕКРИТТЯ НА ВІДМІТЦІ +42,150 БІЛЯ НИЖНЬОЇ ГРАНІ. СХЕМА РОЗМІЩЕННЯ МОНТАЖНОЇ ТА ПОПЕРЕЧНОЇ АРМАТУРИ ДЛЯ ПЛИТИ ПЕРЕКРИТТЯ. СПЕЦИФІКАЦІЯ МОНТАЖНОЇ ТА ПОПЕРЕЧНОЇ АРМАТУРИ ДЛЯ ПЛИТИ ПЕРЕКРИТТЯ	Креслення
10	Аркуш №10	ПЛАН ПЕРШОГО ПОВЕРХУ. РОЗРІЗ 1-1. ЕКСПЛІКАЦІЯ ПРИМІЩЕНЬ	Креслення
11	Аркуш №11	ФАСАД Л/1 – А/1. СИТУАЦІЙНА СХЕМА. ГЕНЕРАЛЬНИЙ ПЛАН. ЕКСПЛІКАЦІЯ ГЕНПЛАНУ. ВІЗУАЛІЗАЦІЯ	Креслення
12	Аркуш №12	ВИСНОВКИ ЗА РЕЗУЛЬТАТАМИ ДОСЛІДЖЕННЯ	Плакат
13	Аркуш №13	ВИСНОВКИ ЗА РЕЗУЛЬТАТАМИ ДОСЛІДЖЕННЯ	Плакат

ПЕРЕЛІК СКОРОЧЕНЬ

ДБН	-	Державні будівельні норми України
ДСТУ	-	Державний стандарт України
МКР	-	Магістерська кваліфікаційна робота
МСЕ	-	Метод скінченних елементів
НДС	-	Напружено-деформований стан
ПК	-	Програмний комплекс
РСН	-	Розрахункові сполучення навантажень
СЕ	-	Скінченний елемент

ВСТУП

Актуальність теми.

З огляду на те, що м. Одеса розташована в 7-бальній сейсмічній зоні, в якій поверховість зазначеного типу будівель обмежена 10 поверхами, будівництво запроектованої будівлі, відповідно до Наказу Мінрегіонбуду України № 282 від 23.08.06, повинно бути обґрунтовано з урахуванням вимог ДБН В. 1.1-12: 2014 [21] і ДБН В.1.2.-5:2007 «Науково-технічний супровід будівельних об'єктів» [23] та ін. [2; 3; 4; 8; 20].

Таким чином, на сьогоднішній день проектування та будівництво секції №1 12-ти поверхового житлового будинку з вбудованими приміщеннями громадського призначення та підземним паркінгом в Одесі по вул. Пироговській, 2/ Італійський бульвар, 1 може бути здійснено, як об'єкта експериментального будівництва з розробкою програми науково-технічного супроводу та отриманням дозволу в Мінрегіонбуді України.

В то й же час положення державних будівельних норм [3; 6; 7; 10] щодо забезпечення сейсмостійкості при проектуванні вказаних будівель стосуються лише обмеження їх поверховості; положення щодо оцінки та підвищення сейсмостійкості існуючих будівель відсутні.

Отже питання оцінки фактичної сейсмостійкості цих будівель та, за потреби, її підвищення до необхідного рівня, є актуальним.

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

Робота виконана відповідно до теми:

- № 60К1 «Особливості конструктивних рішень багатоповерхових каркасно-монолітних житлово-офісних будівель при сейсмічних впливах 7 балів».

Метою досліджень є аналіз та вивчення методів оцінки фактичної сейсмостійкості будівель і споруд, сучасних методів розрахунку будівельних конструкцій на сейсмічні впливи у складі сейсмічних розрахункових ситуацій, засобів підсилення конструкцій для забезпечення необхідної сейсмостійкості.

Задачі досліджень:

- оцінка відповідності конструктивного рішення нормативним документам;

- оцінка відповідності навантажень нормативним документам;
- оцінка напружено-деформованого стану пальового фундаменту і монолітного ростверку;
- оцінка напружено-деформованого стану несучих елементів;
- чисельні дослідження просторових моделей житлового будинку;
- розробити програму науково-технічно супроводу

Об’єктом досліджень є секція 1, яка являє собою 12-ти поверховий будинок з підвальним поверхом.

У плані секція 1 має Г-подібну складну форму.

Висоти поверхів складають:

підвальний поверх - 4.1 м;

перший поверх - 4.2 м;

житлові поверхи з 2 по 12 - 3,45 м.

мансардний поверх - 3,45 м, частина приміщень - 4,55 м.

Конструктивно будівля вирішено як каркасно-кам'яна з несучими стінами і залізобетонними монолітними сердечниками. Просторова жорсткість будівлі забезпечується за рахунок жорсткого з’єднання залізобетонних сердечників з плитами перекриття, об'єднаних між собою в єдиний горизонтальний диск-перекриттям.

Предметом дослідження є параметри напружено-деформованого стану (НДС) конструкцій багатоповерхового цегляного житлового будинку, а також конструктивне рішення його фундаментів, їх НДС та просторового характеру впливу.

Методи дослідження.

Для вирішення поставлених завдань будуть використані наступні методи досліджень:

- аналіз сучасного стану теорії та практики розрахунків конструкцій багатоповерхових будівель з урахуванням фундаментної основи при сейсмічні дії на основі огляду літературних джерел та вимог нормативних документів;

- теоретичні (розрахункові) дослідження параметрів НДС будівельних конструкцій з урахуванням сейсмічної дії, заданої відповідно з та без врахування ґрунтової основи на основі аналітичної комп'ютерної моделі багатоповерхового будинку;
- аналіз результатів розрахунку за визначеними параметрами динамічної реакції та НДС конструкцій, зокрема у порівнянні із граничними значеннями відповідно до вимог нормативних документів.

Наукова новизна роботи.

- В результаті виконаних попередніх розрахунків було досліджено напружено-деформований стан несучих конструкцій секції №1 12-ти поверхового житлового будинку з вбудованими приміщеннями громадського призначення та підземним паркінгом в Одесі по вул. Пироговській, 2 / Італійський бульвар, 1:
  - За результатами якого було розроблено архітектурно-будівельні рішення для підвищення сейсмостійкості будівлі (локальні ЗБ сердечники в кам'яній кладці, збільшення товщини кам'яної кладки в локальних зонах, визначено зони в ЗБ плитах перекриття, де проектного армування було недостатньо, а також встановлено необхідність внесення змін в план розташування паль та збільшення кількості паль в пальовому полі).
- Об'ємно-планувальне рішення будівлі відповідає, в основному, вимогам чинного в Україні нормативного документа [10] при розрахунковій сейсмічності майданчика будівництва 7 балів.
- У модифікованій розрахунковій схемі значення навантаження на палі при розрахункових сполученнях статичних завантажень не перевищує несучу здатність палі, рівну 120т. При особливих поєднаннях навантажень з урахуванням допустимого перевантаження в 20% (144 т при сейсмічних впливах) несуча здатність пальової основи також забезпечена.
- Максимальна деформативність будівлі при сейсмічних впливах, визначених за спектральним методом, що оцінюється перекосами поверхів, становить 1/486 висоти поверху, що не перевищує допустиме значення, рівне 1/400. Для

виключення руйнування перегородок під час землетрусу необхідно передбачити в проекті зазори між перегородками і несучими конструкціями не менше 20 мм.

- Нормальні напруження в кладці по неперев'язаному шву не перевищують відповідних розрахункових опорів кладки за винятком локальних зон заповнених одиничними кінцевими елементами, як правило, трикутної форми.
- При виконанні робіт необхідно забезпечити необхідну міцність на розтягнення цегляної кладки по неперев'язаному шву не менше 1.2 кг / см^2.

Практична цінність роботи

В результаті виконання МКР акумульовано системну інформацію для розуміння природи сейсмічних подій, а також отримано та поглиблено інженерний досвід з виконання чисельних досліджень будівельних конструкцій з урахуванням сейсмічних впливів; володіння основними методами розрахунків та умовами їх застосування відповідно до діючої нормативної бази, з прийняття визначальних параметрів сейсмічного впливу в залежності від типу та відповідальності конструкцій, формування числової моделі будівельного об’єкта, а також 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 узагальнені нормативної бази, наявного вітчизняного та світового досвіду з оцінки сейсмостійкості конструкцій, чисельне моделювання та аналіз поведінки конструкцій при сейсмічних впливах, оцінка параметрів сейсмічних впливів на НДС конструктивних елементів, а також розробка інженерно-конструкторських рішень для підвищення сейсмостійкості будівлі в цілому.

Апробація результатів роботи.

Міжнародна науково-практична Інтернет-конференція студентів, аспірантів та молодих науковців «МОЛОДЬ В НАУЦІ: ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРОБЛЕМИ, ПЕРСПЕКТИВИ (МН-2025)»

Публікації.

За темою МКР підготовлено наступні публікації:

В. Е. Романов, В. М. Андрухов

ПІДВИЩЕННЯ ТОЧНОСТІ ВИЗНАЧЕННЯ ПАРАМЕТРІВ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ВИСОТНОГО БУДИНКУ ЗА РАХУНОК ВРАХУВАННЯ ҐРУНТОВОЇ ОСНОВИ.

https://conferences.vntu.edu.ua/index.php/mn/mn2025/paper/viewFile/22983/18969

РОЗДІЛ 1. АНАЛІЗ СУЧАСНОГО СТАНУ ТЕОРІЇ ТА ПРАКТИКИ

1.1 Загальні положення

Основними показниками внутрішніх напружень та деформацій конструкцій, їхніх елементів характеризується виникнення зовнішніх навантажень, які діють на них або будівлю чи споруду в цілому [24]. Визначення та розрахунок такого напружено-деформованого стану виконується розрахунковими і експериментальними методами шляхом розподілу напружень, деформацій, переміщень в конструкціях будівлі, адже це є ключовим для статичної міцності і ресурсу конструкцій в будь який період життєвого циклу будівлі [25; 26; 27].

Відповідно до [1] механічним напруженням (напруженням) є зусилля, яке припадає на одиницю площі перерізу, проведеного умовно через дану точку конструкції (тіла) методом перерізів. Характеризується як інтенсивність внутрішніх зусиль. Деформацією називається будь яка зміна форми і розмірів конструкції, яка відноситься до твердого тіла.

Будівельні конструкції та споруди в цілому за часу експлуатації зазнають дії небезпечних чинників, зокрема зовнішніх, таких як перенавантаження об’єкта, пожежі, землетруси, вибухи, вплив антропогенних факторів тощо.

Для всіх будівель та споруд необхідним є здійснення контролю напружено-деформованого стану, проведення моніторингу технічного стану, проведення комплексної експертизи стану елементів конструкцій об’єкта, опор, перекриття, покрівлі, фундаментів, стін, проводити планові попереджувальні ремонти і забезпечувати унормований показник навантаження на складові елементи відповідно до їхніх параметрів [31].

При опрацюванні державних будівельних норм [2; 3; 4] слід зазначити, що дія навантажень та впливів має різновиди і залежно від характеру і потуги навантажень і впливів на будівлю виконується безпосередньо необхідний алгоритм розрахунку та метод моделювання. Вони поділяються на постійні, змінні (тривалі та короткочасні) та епізодичні.

Постійні характеризуються показником ваги частин будівельного об'єкту; ваги і тиску ґрунту (насипи, засипки) та води; деформації, що виникли протягом будівництва; зусилля від попереднього напруження та ін.

Змінні характеризуються типами навантажень [24; 30; 32], зокрема навантаження на перекриття, покриття чи інші частини будівлі (за винятком вітру та снігу); навантаження, спричинене снігом і зледенінням; спричинених навантажень води та ударами хвиль; температурні впливи; навантаження від матеріалів заповнення бункерів та силосів; динамічні впливи, викликані робочими процесами вантажопідіймальних кранів, будівельних машин і механізмів, іншого устаткування; навантаження від виконання будівельних робіт; впливи, обумовлені зміною вологості, усадкою і повзучістю матеріалів тощо.

Епізодичні характеризуються ударними навантаженнями; сейсмічними впливами; впливами від вибухів, пожеж; навантаженнями, що обумовлені різким порушенням технологічного процесу; також впливами, що обумовлені деформаціями основ, які супроводжуються докорінними змінами структури ґрунту або його осіданнями тощо.

Важливим є також прогнозування можливих аварійних ситуацій в разі виникнення подій, які спричинять аварійний стан об’єкта [33; 35; 36], адже це дасть можливість створення алгоритму проведення заходів з підвищення стійкості несучих конструкцій при аварії (поділ об’єкта на відокремлені частини; встановлення дублюючих або додаткових елементів тощо).

Для прикладу наведемо вимоги до функціонування об’єкта в аварійних ситуаціях (табл. 1.1 [2]), але принциповим є розгляд проєктної аварії з урахуванням впливу вторинних факторів в сполученні з відмовою елементів захисту, яка не залежить від причин проєктної аварії.

На сьогодні існує потреба у підвищенні точності визначення параметрів напружено-деформованого стану будівель для чіткого дотримання вимог «механічного опору та стійкості» стосовно будівельного об’єкту. Наведемо декілька виробів та їхні характеристики [4] в табл. 1.2.

Таблиця 1.1 – Категорія конструкцій та елементів і заходи для функціонування в аварійних ситуаціях

Номер випадку залежно від ситуації	Впливи, що підлягають урахуванню (+)					Вимоги, що ставляться до елементів категорії		
	від нормальної експлуатації	ПА	ММК	одна відмова елементів захисту	одна помилка персоналу	А1	А	Б
1	+					Ф	Ф	Ф
2		+		+		Ф	Б	Р
3		+			+	Ф	Б	Р
4			+			Б	Б	–
Позначення: Ф – необхідно забезпечити функціонування в повному обсязі; Б – необхідно забезпечити виконання всіх функцій, пов'язаних із безпекою; Р – необхідно забезпечити можливість відновлення шляхом ремонту.								

Таблиця 1.2 – Основні вироби, які мають істотне значення для дотримання вимоги «механічний опір та стійкість»

Вироби	**Характеристики**
Арматурна сталь	
Звичайна сталь, нержавіюча сталь, оцинкована сталь, стрижні з захисним епоксидним покриттям, стрижні плоскі, круглі гладкі та періодичного профілю	Допуски розмірів перерізу Зварюваність Тимчасовий опір розриванню Умовна (фізична) границя текучості Відносне видовження після розриву Повне відносне видовження за максимального навантаження Початковий модуль пружності Кут згинання в холодному стані Границя витривалості – низькоциклічна міцність від втоми
Арматурні вироби	
	Відхилення лінійних розмірів Знеміцнення арматурних стрижнів точковим або контактним зварюванням Міцність зчеплення з бетоном Довговічність (щодо кількісних величин наведених вище характеристик під дією таких факторів): - корозійні фактори
Попередньо напружена арматура	
Дріт, стрижні, канати	Те саме, що стосується арматурної сталі, і додатково: – втрата напружень від релаксації Довговічність (щодо кількісних величин наведених вище характеристик під дією таких факторів): - корозія під напругою; - корозійні фактори

Продовження табл. 1.2

Вироби	Характеристики
Збірні несучі та огороджувальні вироби	
Конструкції перекриття, покрівлі, колони, елементи стін, перегородки, фундаментні балки, палі, водовідводи, прогони, підпірні стінки, конструкції та деталі інженерних споруд і спеціального призначення тощо	За обставинами Міцність при згинанні Міцність при стисканні Міцність при зсуванні Міцність при скручуванні Міцність при зрізуванні Жорсткість при згинанні Жорсткість при стисканні Ударна міцність (при спеціальному використанні) Довговічність (щодо кількісних величин наведених вище характеристик в залежності від матеріалів, з яких виготовлені вироби)
Залізобетонні вироби	
	Характеристики, що зазначені вище і додатково: - коефіцієнт тертя
Металеві вироби	
Сходи, галереї, площадки сходові, огорожі, естакади тощо	Допуски геометричних розмірів Міцність, жорсткість у відповідності з використанням Довговічність (щодо кількісних величин наведених вище характеристик під дією таких факторів): - корозія
Конструкції та деталі фундаментів	
	Міцність при стисканні Міцність при зсуванні Міцність при сумісній дії стискання та зсування Жорсткість при стисканні Жорсткість при зсуванні Довговічність (щодо кількісних величин наведених вище характеристик під дією таких факторів): - втомленість матеріалу; - втомленість корозійна; - температура
Віброізолятори та амортизатори	
Гумові підшипники, енергопоглинальні системи, фрикційні муфти	Характеристики, що зазначені для конструкцій та деталей фундаментів і, крім того, енергопоглинальні властивості (наприклад, форма і стабільність петлі гістерезису)

Також необхідним при припиненні експлуатації або втрати цілісності об’єкта, визначити рівень можливих матеріальних збитків за допомогою розрахунку класу наслідків (відповідальності) даного об’єкта. Оцінювання збитків і втрат, а також підрахунок кількості осіб, яким загрожує небезпека, виконується зокрема за допомогою таблиці 1.3 та [5].

Відповідно до даного дослідження висотного дванадцяти поверхового будинку в м. Одеса слід зазначити, що методика розрахунку висотних будівель складається з окремих послідовних операцій (збору навантажень, визначення зусиль тощо). Зокрема, відповідальним етапом є створення розрахункової схеми будівлі.

Таблиця 1.3 - Клас наслідків (відповідальності) об’єкта

Клас наслідків (відповідальності) об’єкта	Характеристики можливих наслідків відмови об’єкта				
	Можлива небезпека, кількість осіб			Обсяг можливого економічного збитку, м.р.з.п.	Припинення функціонування лінійних об’єктів інженерно-транспортної інфраструктури, об’єктів комунікацій, зв’язку, енергетики та інженерних мереж, рівень
	Для здоров’я і життя людей, які постійно перебувають на об’єкті	Для здоров’я і життя людей, які періодично перебувають на об’єкті	Для життєдіяльності людей, які перебувають зовні об’єкта		
СС3 значні наслідки	Понад 400	Понад 1000	Понад 50 000	Понад 50 000	Загальнодержавний
СС2 середні наслідки	Понад 50 до 400 включно	Понад 100 до 1000 включно	Понад 100 до 50 000 включно	Понад 2 500 до 50 000 включно	Регіональний, місцевий
СС1 незначні наслідки	До 50 включно	До 100 включно	До 100 включно	До 2 500 включно	Об’єктовий

Примітка 1. Вважається, що на об’єкті постійно перебувають люди, якщо вони перебувають там більше ніж вісім годин на добу і не менш ніж 150 днів на рік (загалом не менше 1200 год за рік). Особами, що періодично відвідують об’єкт, вважаються ті, що заповнюють його не більше восьми годин на добу протягом не більше ніж 150 днів на рік (загалом від 450 до 1200 год за рік). Можливою небезпекою для життєдіяльності людей є ймовірне порушення нормальних умов життєдіяльності більш ніж на три доби відповідно [3].

Примітка 2. Обсяг можливого економічного збитку визначається відповідно до Методики [1]

Примітка 3. Мінімальний розмір заробітної плати (м.р.з.п.) щорічно встановлюється [2].

1.2 Аналіз сучасних можливостей визначення параметрів напружень та деформацій висотних будинків

Проведення досліджень щодо висотного будинку з використанням розрахунків ґрунтової основи супроводжується опрацюванням також [6; 7; 8; 9] тощо, тому необхідно враховувати різновиди інженерно-геологічних умов. У випадках, якщо розглядати геотехнічні дії з боку деформованої грунтової основи на будівлю, то основним напрямком проєктного дослідження буде визначення нерівномірних вертикальних та горизонтальних переміщень поверхні основи [10], а при сейсмічних і динамічних впливах розглядатимуться також впливи від знакозмінних динамічних навантажень [7].

З метою покращення забезпечення експлуатаційної надійності та недопущення нерівномірних деформацій або зведення їх до мінімальних величин,

в залежності від виду та характеру розвитку деформацій в ґрунтових основах необхідними є наступні заходи захисту:

– геотехнічний захист будівель і споруд, заснований на підготовці ґрунтової основи;

– захист будівель і споруд, що базується на пристосуванні конструкцій до надмірних нерівномірних деформацій ґрунтової основи (принципи жорсткості, піддатливості, комбіновані схеми);

– захист будівель і споруд, заснований на використанні методів компенсації нерівномірних деформацій ґрунтів основи, зокрема із системою сейсмоізоляції [10];

– комбіноване поєднання вищенаведених заходів.

Відповідно до [6] можемо навести граничні значення сумісних деформацій будинків з основою в табл. 1.4.

Таблиця 1.4 – Граничне значення сумісних деформацій будинків з основою

Види будівель і споруд	Граничні величини деформацій					
	за технологічними чи архітектурними вимогами до деформацій будівель і споруд			за умов міцності, стійкості і тріщиностійкості конструкцій, включаючи загальну стійкість будівлі і споруди		
	відносна різниця осідань $\left(\frac{\Delta S_{us}}{l}\right)_{us}$	крен i_{us}	середнє S_{us} (в дужках максимальне $S_{\max,us}$) осідання, см	відносна різниця осідань $\left(\frac{\Delta S_{uf}}{l}\right)_{uf}$	крен i_{uf}	середнє S_{uf} (в дужках максимальне $S_{\max,uf}$) осідання, см
1	2	3	4	5	6	7
Житлові багатоповерхові безкаркасні будівлі і споруди з несучими стінами з: – великих панелей;	0,0016	$\frac{0{,}005^{**)}}{0{,}008^{*)}}$	10	0,0020	0,008*)	10
– великих блоків або цегляної кладки без армування;	0,0020	$\frac{0{,}005^{**)}}{0{,}008^{*)}}$	10	0,0024	0,008*)	10
– те саме з армуванням, в тому числі з влаштуванням поверхових поясів	0,0024	$\frac{0{,}005^{**)}}{0{,}008^{*)}}$	15	0,0030	0,008*)	15

Базовим етапом у визначенні характеристик грунтової основи об’єкта є проведення інженерно-геодезичних вишукувань [11; 31], які забезпечують отриманням інформації про техногенні та природні умови території об’єкта, необхідної як для проєктування так і безпечної експлуатації об’єкта будівництва, планування територій [29; 34], інженерного захисту територій тощо [33].

1.3 Висновки до розділу 1

Основним в напрямку визначення значень є не допущення перевищень цих значень гранично-допустимих деформацій багатоповерхової будівлі сумісно з основою, у тому числі тих, що розраховані на зусилля взаємодії з основою, виходячи з умов виключення ризику порушення технологічних або архітектурних вимог до забезпечення їх нормальної експлуатації, змін проєктних рівнів та

положень будівлі в цілому, порушення роботи технологічного обладнання, а також вимог до міцності, стійкості і тріщиностійкості конструкцій, включаючи загальну стійкість будівлі.

У процесі експлуатації будівельні конструкції зазнають різних навантажень і впливів [7; 12; 13].

Робота конструкції, а отже, і особливості її розрахунку багато в чому залежать від природи, характеру і тривалості впливів. Так, при вибуху слід враховувати вплив швидкості навантаження на властивості матеріалу; при впливі низьких температур – підвищену небезпеку крихкого руйнування; при тривалій дії – повзучість матеріалу.

РОЗДІЛ 2. МОДЕЛЮВАННЯ ТА ЧИСЕЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ

2.1 Визначення мети та задач дослідження

Актуальність. В роботі охарактеризовано причини напружено-деформованого стану висотних житлових будівель через вплив різних чинників на грунтову основу, зокрема при впливі процесів у внутрішній структурі Землі, її сейсмічно активних зонах, також інженерні заходи в таких будівлях для підвищення точності визначення параметрів напружено-деформованого стану таких будівель.

Мета і задачі. Метою цієї роботи є вивчення сучасного інженерного досвіду визначення параметрів напружено-деформованого стану для забезпечення цілісності конструкцій, захисту від небезпечних природних та природно-техногенних процесів, мінімізації пошкоджень, і ,відповідно, захисту населення.

Основними задачами є оцінювання на відповідність конструктивного рішення державним нормативним документам, оцінювання на відповідність навантажень державним нормативним документам, оцінювання напружено-деформованого стану висотного будинку (напружено-деформованого стану конструкцій пальового фундаменту та основ, чисельні дослідження просторової моделі висотного будинку), підвищення точності визначення параметрів напружено-деформованого стану будинку.

Об’єктом є дванадцятиповерховий житловий висотний будинок.

Предметом є параметри напрженого деформованого стану конструкцій несучих елементів з урахуванням ґрунтової основи 12 поверхової будівлі.

Методи дослідження – Порівняльний аналіз величин основних факторів напружено-деформованого стану будівлі при врахуванні ґрунтової основи.

Наукова новизна:

- В результаті виконаних попередніх розрахунків для 12-ти поверхового житлового будинку в Одесі по вул. Пироговській, 2 / Італійський бульвар, 1 було досліджено напружено-деформований стан з урахуванням ґрунтової основи.

- Об'ємно-планувальне рішення будівлі відповідає, в основному, вимогам чинного в Україні нормативного документа [3; 6] при розрахунковій сейсмічності майданчика будівництва 7 балів.

- У модифікованій розрахунковій схемі значення навантаження на палі при розрахункових сполученнях статичних завантаженнях не перевищує несучу здатність палі [13], рівну 120 т. При особливих поєднаннях навантажень з урахуванням допустимого перевантаження в 20% (144 т при сейсмічних впливах) несуча здатність пальового підстави також забезпечена.

- Максимальна деформативність висотного будинку оцінюється перекосами поверхів та становить 1/486 висоти поверху, що не перевищує допустиме значення, рівне 1/400. Для виключення руйнування перегородок під час землетрусу необхідно передбачити в проекті зазори між перегородками і несучими конструкціями не менше 20 мм.

- Нормальні напруги в кладці по неперев'язаному шву не перевищують відповідних розрахункових опорів кладки за винятком локальних зон певних одиничними кінцевими елементами, як правило, трикутної форми.

Практична цінність:

- Результати розрахунків вихідної розрахункової схеми висотного будинку відображають навантаження на палі при розрахункових сполученнях навантажень, що перевищує несучу здатність палі, рівну 120 т, а розрахункове армування фундаменту перевищує граничне значення. В ряді цегляних стін 1-го, 2-го і мансардного поверхів стискання і розтягнення напруги перевищує гранично допустиме значення.

- Для забезпечення несучої здатності пальової основи необхідно збільшити кількість паль до 371 шт. і збільшити ширину фундаментного ростверку. Для усунення зон кладки, в яких розрахункові напруги перевищують гранично допустимі необхідно додати залізобетонні сердечники і збільшити товщину стін.

- Цегляну кладку стін будинку виконувати з арматурними сітками не менше ніж через 700 мм по висоті відповідно до [7].

- Величина армування несучих залізобетонних елементів будівлі не перевищує значень, вказаних нормативними документами [12; 13].

- Так як розрахунки виконувались для першої секції житлового комплексу (що наведено в графічній частині роботи), то секції 2 і 3 привести у відповідність з несучими конструкціями секції 1.

2.2 Розроблення комп’ютерної моделі висотного будинку

На основі вихідних даних [14-17] було розроблено тривимірну комп'ютерну модель будинку (рис. 2.1). Розрахунки виконуємо в програмному комплексі «LIRA» [18], та створюємо комп’ютерну модель.

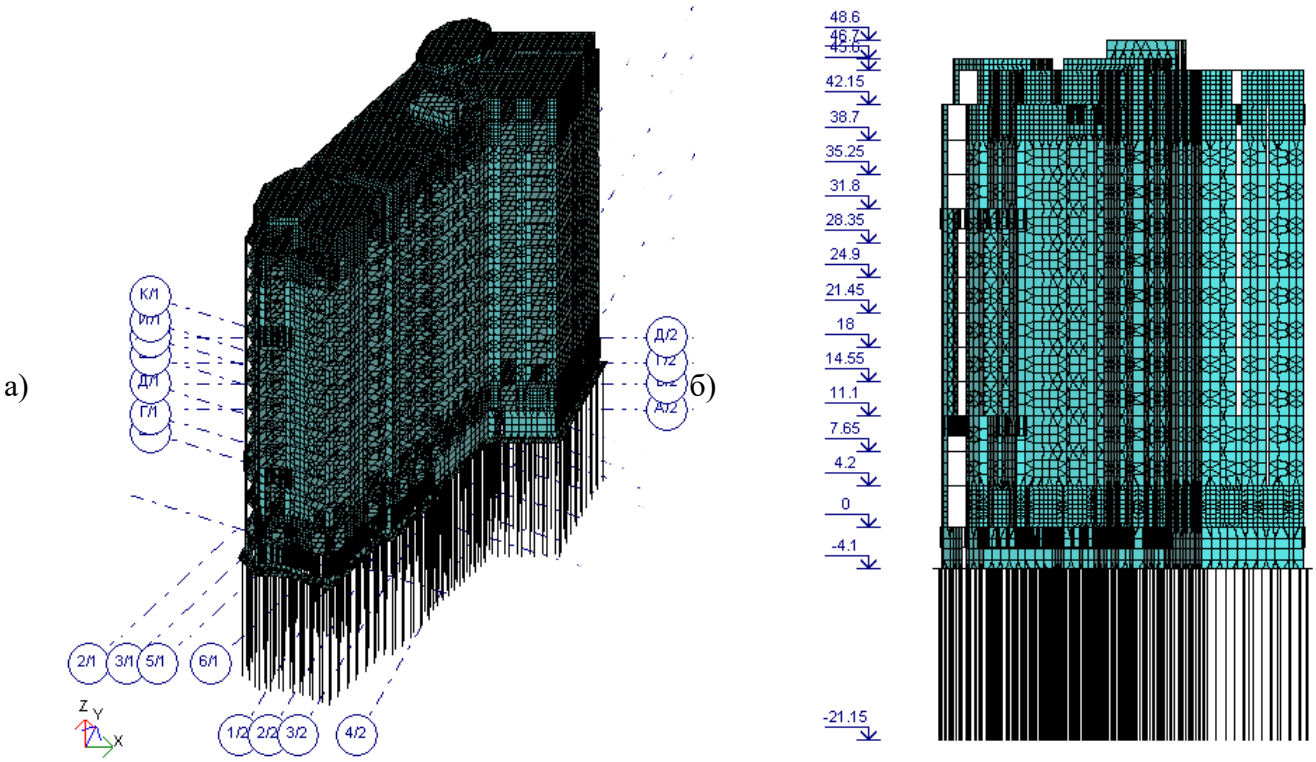


Рис. 2.1 - Комп'ютерна модель будинку

а - загальний вигляд; б - характерні аплікати

Розрахункова модель виконана на 12 житлових поверхів, підвальний і мансардний поверхи з технічними приміщеннями. Динамічні розрахунки виконані відповідно до [19].

Розрахункова схема - у вигляді просторової системи. Вона відображає конструктивне рішення висотного будинку і включає стрижневі й пластинчасті (оболонкові) кінцеві елементи (табл. 2.1).

Загальна висота від рівня підлоги підвалу до рівня верху плити покриття складає 49,7 м.

Визначаємо висоту поверху підвалу - 4,1 м; 1-го поверху - 4,2 м; житлових поверхів - 3,45 м; мансардного поверху - 3,45 м, окремі приміщення - 4,55 м.

Для виконання розрахункової схеми прийнято просторову систему із стрижневих елементів, які моделюють роботу сердечників і балок, оболонкових елементів (які моделюють роботу несучих стін, перекриттів і фундаментного ростверку (табл. 2.2)). Сполучення елементів між собою - жорстке.

Графічне відображення елементів розрахункової схеми на характерних відмітках будинку наведено на рис. 2.2; 2.3; 2.4; 2.5; 2.6.

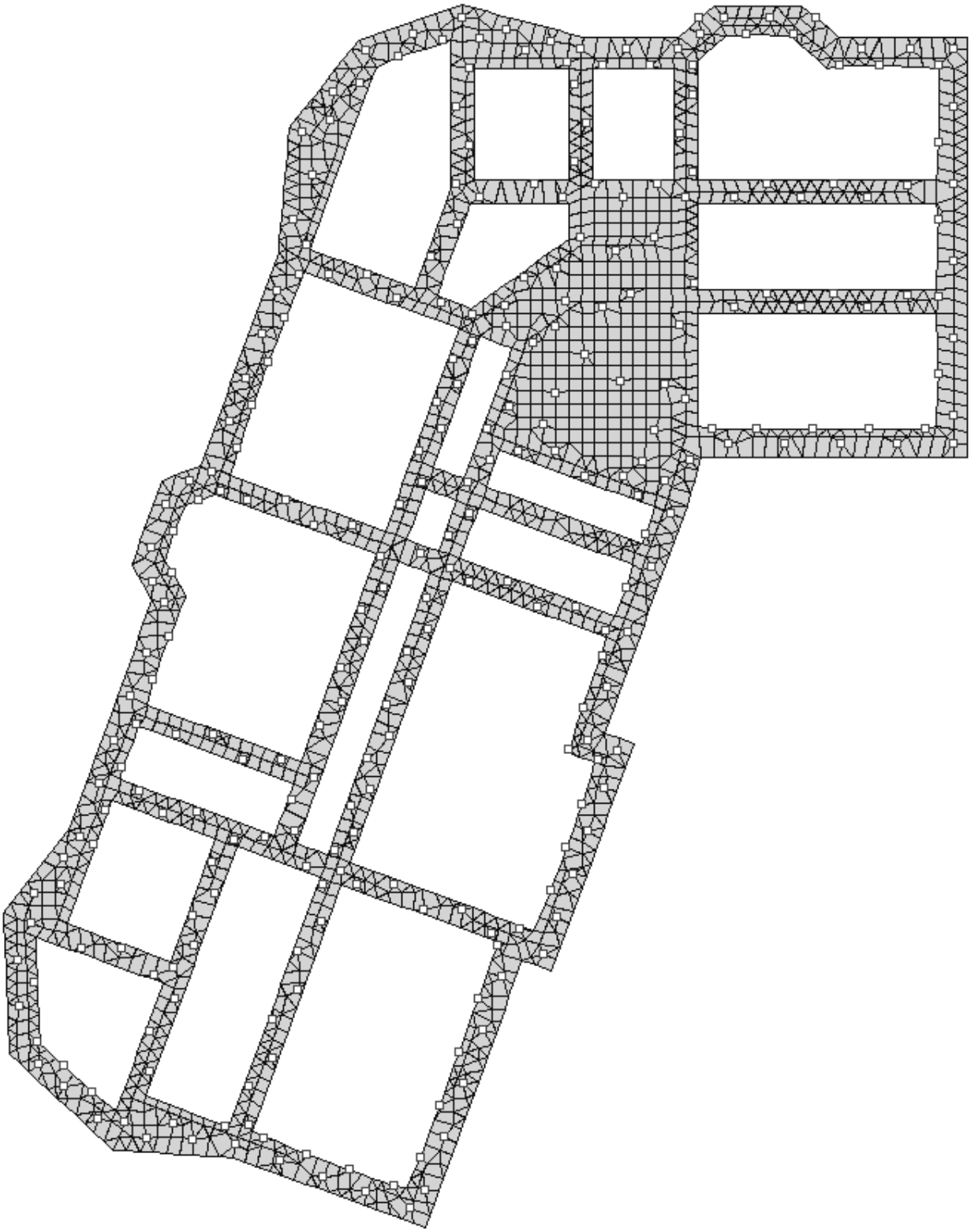


Рис 2.2. Схема пальового поля і фундаментного ростверку

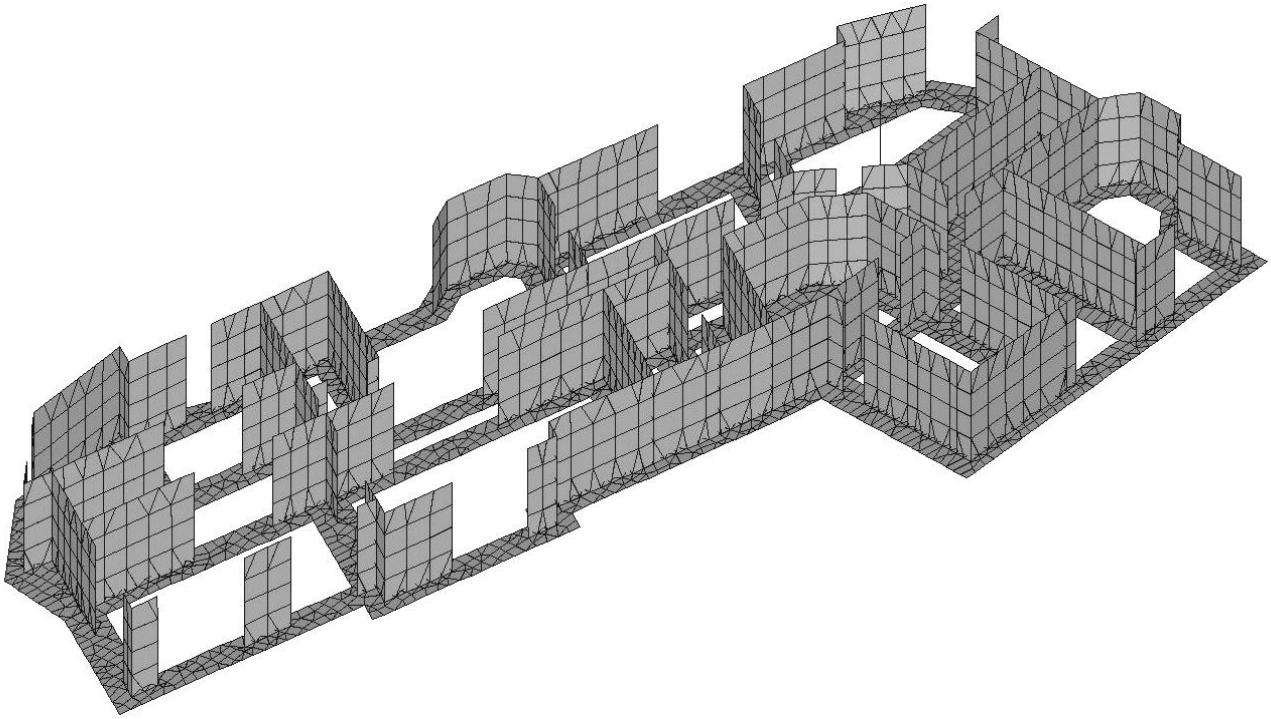


Рис 2.3. Підвальний поверх

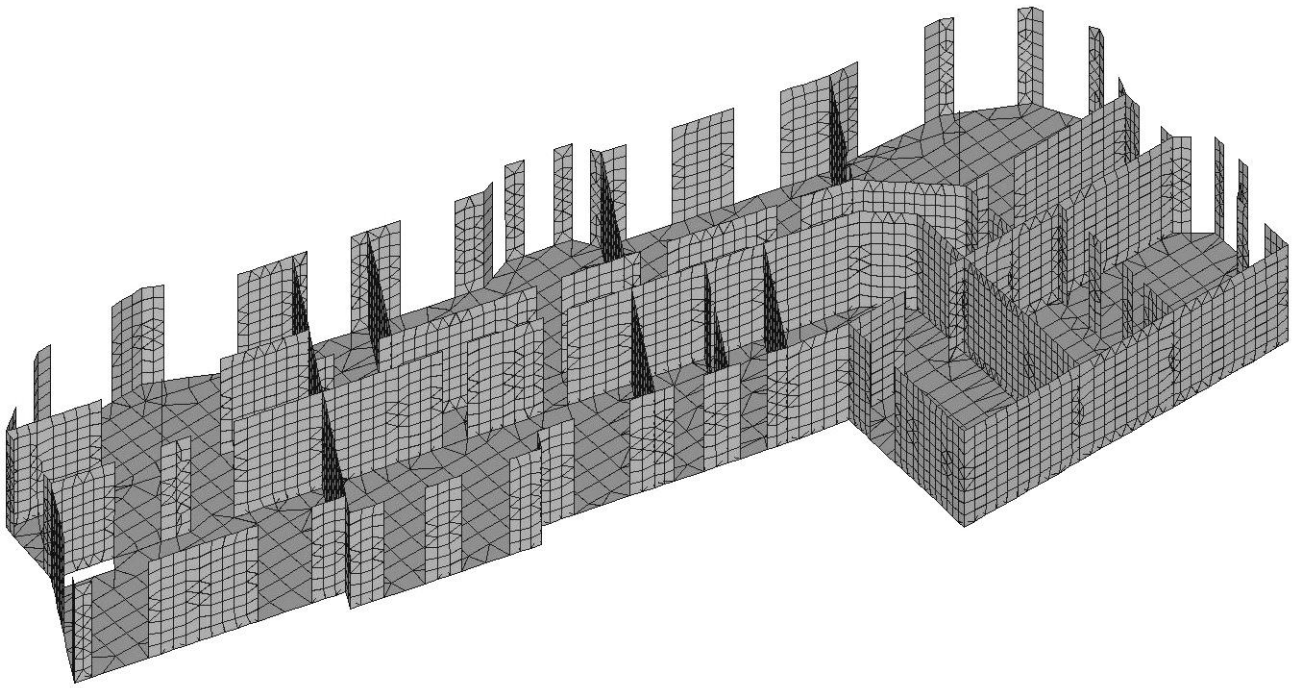


Рис 2.4. Перший поверх

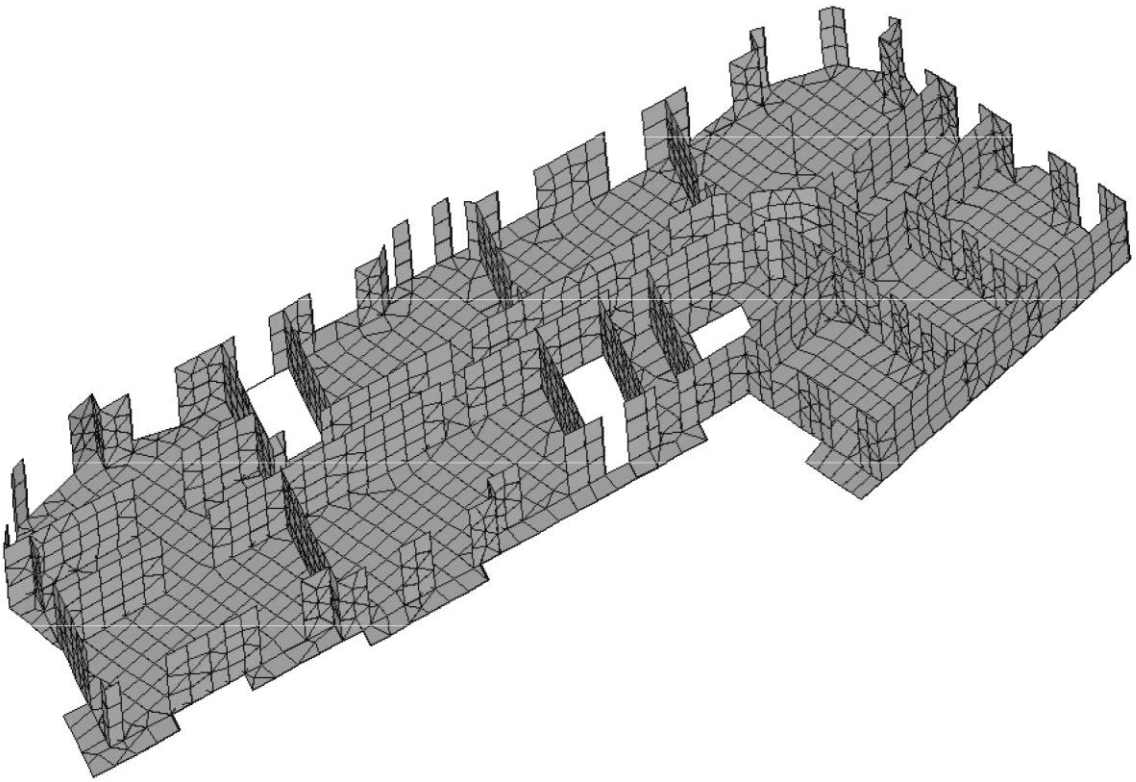


Рис 2.5. Типовий поверх

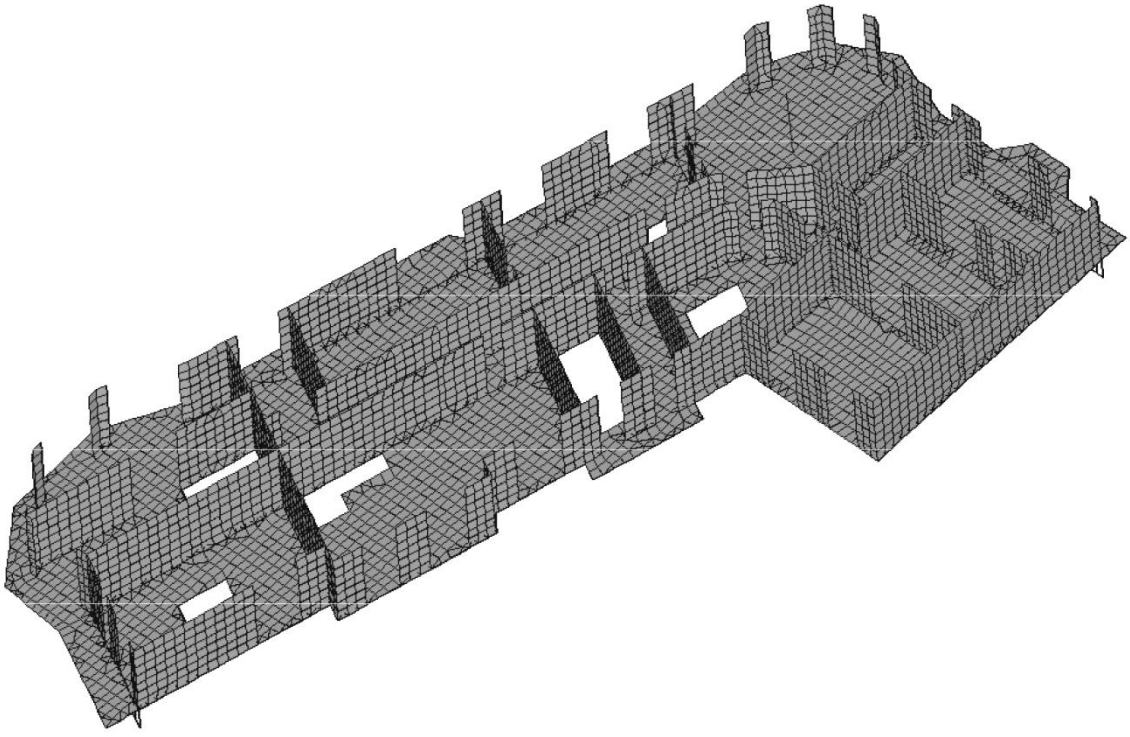


Рис 2.6. Мансардний поверх

Таблиця 2.1 - Опис типів кінцевих елементів (КЕ), що використовуються при створенні комп'ютерної моделі

N КЕ	Найменування КЕ	Площина розташування	Ступені свободи	Коментар
1	2	3	4	5
10	Універсальний стрижень	довільно	X, Y, Z, UX, UY, UZ	1. Використовується для одно-, дво- і тривимірних задач.
41	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	Універсальний трикутний елемент оболонки	довільно	X, Y, Z, UX, UY, UZ	1. Допускається наявність пружної основи. 2.Учітиваются властивості матеріалу: - ізотропія; - трансверсальна ізотропія; - ортотропія; - анізотропія
44	Універсальний чотирикутний елемент оболонки	довільно	X, Y, Z UX, UY, UZ	1. Допускається наявність пружної основи. 2.Враховуються властивості матеріалу: - ізотропія; - трансверсальна ізотропія;
451	Одновузловий кінцевий елемент	Довільно	X, Y, Z UX, UY, UZ	Пружний зв'язок

Таблиця 2.2 - Параметри кінцевих елементів комп'ютерної моделі (секції 1)

№ т.ж	Геометричні параметри	Фізико-механічні параметри	Положення в конструктивній схемі будинку
1	КЕ 51	Чисельне Z, EF = 6000	Палі
2	Брус 40х40	Ro = 2.75, E = 3e + 006, GF = 0	Залізобетонні сердечники
3	Брус 1 х 2	Ro = 2.75, E = 3e + 006, GF = 0	Фіктивні стрижні для реалізації лінійних навантажень від ваги ліфтових шахт
4	Брус 60 х 60	Ro = 2.75, E = 3e + 006, GF = 0	Монолітні залізобетонні ригеля
5	Брус 60 х 80	Ro = 2.75, E = 3e + 006, GF = 0	Монолітні залізобетонні ригеля
6	Брус 2 х 2	Ro = 2.75, E = 3e + 006, GF = 0	Фіктивні стрижні для реалізації лінійних навантажень від сходових маршів і майданчиків
7	Брус 1 х 3	Ro = 2.75, E = 3e + 006, GF = 0	Фіктивні стрижні для реалізації лінійних навантажень від підвіконної частини віконних прорізів і вітрового навантаження
8	Брус 1 х 4	Ro = 2.75, E = 3e + 006, GF = 0	Фіктивні стрижні для реалізації лінійних навантажень від вітрового навантаження
9	Брус 40 х 80	Ro = 2.75, E = 3e + 006, GF = 0	Монолітні залізобетонні ригеля
10	Пластина H 22	E = 3e + 006, V = 0.2, H = 22, Ro = 2.75	Плити перекриття
11	Пластина H 60	E = 3e + 006, V = 0.2, H = 60, Ro = 2.75	Монолітні залізобетонні стіни підвалу

Продовження табл. 2.2

12	Пластина H 40	E = 3e + 006, V = 0.2, H = 40, Ro = 2.75	Монолітні залізобетонні стіни підвалу
13	Пластина H 64 (1-2 поверхи)	E = 253000, V = 0.25, H = 64, Ro = 1.98	Несучі цегляні стіни товщиною 640 мм 1-2 поверхів
14	Пластина H 51 (1-2 поверхи)	E = 253000, V = 0.25, H = 51, Ro = 1.98	Несучі цегляні стіни товщиною 510 мм 1-2 поверхів
15	Пластина H 38 (1-2 поверхи)	E = 253000, V = 0.25, H = 38, Ro = 1.98	Несучі цегляні стіни товщиною 380 мм 1-2 поверхів
16	Пластина H 64 (8-ой і вище)	E = 195500, V = 0.25, H = 64, Ro = 1.98	Несучі цегляні стіни товщиною 640 мм 8-13 поверхів
17	Пластина H 51 (8-ой і вище)	E = 195500, V = 0.25, H = 51, Ro = 1.98	Несучі цегляні стіни товщиною 510 мм 8-13 поверхів
18	Пластина H 38 (8-ой і вище)	E = 195500, V = 0.25, H = 38, Ro = 1.98	Несучі цегляні стіни товщиною 380 мм 8-13 поверхів
19	Пластина H 40 (газобетон)	E = 250000, V = 0.2, H = 40, Ro = 0.88	Несучі стіни з пористого бетону мансардного поверху
20	Пластина H 64 (3-8 поверху)	E = 230000, V = 0.25, H = 64, Ro = 1.98	Несучі цегляні стіни товщиною 640 мм 3-8 поверхів
21	Пластина H 51 (3-8 поверху)	E = 230000, V = 0.25, H = 51, Ro = 1.98	
22	Пластина H 38 (3-8 поверху)	E = 230000, V = 0.25, H = 38, Ro = 1.98	
23	Брус 38 x 20	Ro = 2.75, E = 3e + 006, GF = 0	

Завершення табл. 2.2

24	Брус 50 х 50	Ro = 2.75, E = 3e + 006, GF = 0	
25	Пластина H 60	E = 3e + 006, V = 0.2, H = 60, Ro = 2.75	Монолітний фундаментний ростверк
Для основних сполучень навантажень			
26÷41	КЕ 56 Числовий	Одновузлові пружні зв'язки, що моделюють відпір ґрунту по боковій поверхні паль в горизонтальній площині (Rx=Ry=23.3÷9790,0) тс/м	
42÷412	КЕ 56 Числовий	Одновузлові пружні зв'язки, що моделюють відпір ґрунту по кінцях паль в горизонтальній площині (Rx=Ry=6531 і Rz=1676÷2105) тс/м	
Для особих сполучень навантажень			
26÷41	КЕ 56 Числовий	Одновузлові пружні зв'язки, що моделюють відпір ґрунту по боковій поверхні паль в горизонтальній площині (Rx=Ry=4492.0÷13162,2) тс/м	
42÷412	КЕ 56 Числовий	Одновузлові пружні зв'язки, що моделюють відпір ґрунту по кінцях паль в горизонтальній площині (Rx=Ry=13162.2 і Rz=84452.3) тс/м	
Позначення:			
Ro - щільність матеріалу елементів розрахункової схеми, тс/м^3;			
E - модуль пружності, тс/м^2.			
ν - коефіцієнт Пуассона			

Для всіх залізобетонних елементів прийнятий бетон класу С25/20.

2.2.1 Навантаження і впливи

До основних вертикальних навантажень включено:

Відповідно до технічного завдання, до складу вертикальних навантажень включено:

1. Постійні розрахункові навантаження:

- вага залізобетонних конструкцій визначається автоматично виходячи з питомої ваги залізобетону 2,5 тс/м^{3}х1.1 = 2,75 тс/м^3 (модуль Юнга - 3,0х106 тс/м^2);

- вага цегляних стін враховується автоматично виходячи з питомої ваги цегляної кладки 1,8 тс/м^{3}х1.1 = 1,98 тс/м^3 (модуль Юнга - для стін 1-2 поверхів - 253000 тс/м^2, 3-8 поверхів - 230000 тс/м^2, 8-13 поверхів - 195500 тс/м^2);

- вага стін з пористого бетону враховується автоматично виходячи з питомої ваги кладки 0,8 тс/м^{3}х1.1 = 0,88 тс/м^3 (модуль Юнга - 250000 тс/м^2),

- вага конструкції підлоги - 0,195 тс/м^2 на типових і технічному поверхах і 0,325тс/м^2 в підвалі;

- вага конструкції покриття - 0,25 тс/м^2;

- вага підвіконної частини стін - 1,0 тс/м^2;

- вага парапету - 1,0 тс/м^2;

- вага сходових маршів і майданчиків - 1,65 тс/м^2;

- вага огорожі ліфтової шахти - 1,7 тс/м^2;

2. Тривалі навантаження на плити типових поверхів:

- вага тимчасових перегородок 0,3 х 1,1 = 0,33тс/м^2 для житлових поверхів;

- вага ліфтового обладнання - 0,85 тс/м^2;

3. Короткочасні (корисні) навантаження на плити перекриттів [3; 13; 20]:

- для житлових приміщень - 0,15х1,3 = 0,195 тс/м^2;

- для коридорів і сходових кліток - 0,4х1,2 = 0,48т с/м^2;

- для офісних приміщень, техприміщення, балкони - 0,2х1,2 = 0,24 тс/м^2;

- для підвалу і котельні - 0,5х1,2 = 0,6 тс/м^2;

Снігове навантаження:

Розрахунок снігового навантаження виконуємо відповідно до [3].

Характеристичне значення снігового навантаження для 2 району - 88кг/м^2 .

Коефіцієнт, що враховує режим експлуатації покрівлі C_e = 1.

Коефіцієнт географічної висоти C_{alt} = 1 (Н <0,5км).

Коефіцієнт μ = 1 (для горизонтальних поверхонь).

Коефіцієнт $C = \mu C_e C_{alt} = 1$.

Граничне розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну проєкцію покриття є наступним:

$$S_m = \gamma_{fm} S_0 C = 1{,}14 \cdot 88 \cdot 1 = 100{,}3 кг/м^2,$$

де $\gamma_{fm} = 1{,}14$ при Т = 100 років [3].

Експлуатаційне розрахункове значення снігового навантаження є наступним:

$$S_e = \gamma_{fe} S_0 C = 0{,}49 \cdot 88 \cdot 1 = 43{,}1 кг/м^2,$$

де $\gamma_{fe} = 0{,}49$ при $\eta = 0{,}02$ [3].

Вітрове навантаження:

Розрахунок вітрового навантаження виконуємо відповідно до [3] і відображаємо в табл. 2.3.

Таблиця 2.3 Дані для вітрового навантаження

Початкові дані	
Вітровий район	**3**
Нормативне значення вітрового тиску W_0 (Додаток Є ДБН В.1.2-2: 2006)	**46 кг/м²**
Тип території IV	**IV**- міські території, на яких принаймні 15% поверхні зайнято будівлями, що мають середню висоту понад 15 м.
Тип споруди	Вертикальні і що відхиляються від вертикальних не більше ніж на 15 °

Експлуатаційне розрахункове значення вітрового навантаження визначається за формулою

$$W_e = \gamma_{fe} W_0 C \qquad (1)$$

$\gamma_{fe} = 0{,}21$ при $\eta = 0{,}02$;

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

$$C_{aer} = 0{,}8 + 0{,}6 = 1{,}4;$$

C_h - залежить від висоти споруди і типу місцевості [3];

C_{alt} = 1 при H <0,5км;

C_{rel} = 1 при φ <0,05;

C_{dir} = 1.

Для напряму вітру уздовж осі X:

$$C_d = 0,92;\ C = 1,4x0,92x\ C_h = 1,29\ C_h;$$

$$W_e = 0,21x46x1,29\ C_h = 12,46\ C_h.$$

Граничне розрахункове значення вітрового навантаження визначається за формулою

$$W_m = \gamma_{fm} W_0 C \qquad (2)$$

$$\gamma_{fm} = 1,14 \text{ при } T = 100 \text{ років [3];}$$

$$W_m = 1,14x46x1,29\ C_h = 67,65\ C_h$$

Для напряму вітру уздовж осі Y:

$$C_d = 0,93;\ C = 1,4x0,93x\ C_h = 1,06\ C_h$$

$$W_e = 0,21x46x1,06C_h = 10,23\ C_h$$

Граничне розрахункове значення вітрового навантаження визначається за формулою

$$W_m = \gamma_{fm} W_0 C \qquad (3)$$

$$\gamma_{fm} = 1,14 \text{ при } T = 100 \text{ років [3];}$$

$$W_m = 1,14x46x1,06\ C_h = 55,59\ C_h.$$

Погонне вітрове навантаження, прикладене до перекриттів поверхів, обчислюємо та заносимо до таблиці 2.4.

Таблиця 2.4. Вітрове навантаження

№ поверху	Від мітка полу поверху	Ch	Граничне розрахункове значення навантаження в рівні перекриття уздовж осі X, (т/м^2)	Граничне розрахункове значення навантаження в рівні перекриття уздовж осі Y, (т/м^2)	Граничне значення навантаження в рівні перекриття уздовж осі X, (т/м п)	Граничне значення навантаження в рівні перекриття уздовж осі Y, (т/м п)
1	0	0.6	0.041	0.033	0.085	0.070
2	4.2	0.6	0.041	0.033	0.155	0.128
3	7.65	0.8	0.054	0.044	0.187	0.153
4	11.1	1.05	0.071	0.058	0.245	0.200
5	14.55	1.17	0.079	0.065	0.273	0.223
6	18	1.32	0.089	0.073	0.308	0.252
7	21.45	1.45	0.098	0.081	0.338	0.276
8	24.9	1.55	0.105	0.086	0.362	0.296
9	28.35	1.63	0.110	0.091	0.380	0.311
10	31.8	1.72	0.116	0.096	0.401	0.328
11	35.25	1.82	0.123	0.101	0.425	0.347
12	38.7	1.92	0.130	0.107	0.448	0.366
мансард.	42.15	1.97	0.133	0.110	0.460	0.376
Покр.	45.6	2.06	0.139	0.115	0.241	0.198

Сейсмічні впливи

Сейсмічні навантаження визначаємо відповідно до [21].

За отриманими вихідними даними розрахункова сейсмічність майданчика будівництва дорівнює 7 балів, ґрунти III категорії за сейсмічними властивостями.

Відповідно до спектрального методу розрахунку сейсмічні навантаження S_{ik} в k-ой точці будівлі за прийнятим напрямком сейсмічного впливу і і-му тону власних коливань визначалися за формулою

$$S_{ki} = k_1 k_2 k_3 S_{0ki}, \quad S_{0ki} = Q_k a_0 k_{гр} \beta_i \eta_{ki}, \qquad (4)$$

де k_1 - коефіцієнт, що враховує непружні деформації і локальні пошкодження елементів будівлі, прийнятий рівним 0,35;

k_2 - коефіцієнт відповідальності споруди, прийнятий рівним 1;

k_3 - коефіцієнт, що враховує поверховість будівлі більше 5 поверхів, прийнятий рівним

$$k_3=1+0,06(n-5)=1+0,06914-5)=1,54$$

Оскільки до підвального поверху з усіх боків прибудовані приміщення паркінгу він прирівнюється до надземному поверху і тому кількість поверхів при визначенні коефіцієнта k_3 прийнято рівним n=14.

a_0 - відносне прискорення ґрунту, прийнято рівним 0,1 для сейсмічності 7 балів;

$k_{гр}$ - коефіцієнт, що враховує нелінійне деформування ґрунту, прийнятий рівним *0,8* для ґрунту 3 категорії за сейсмічними властивостями при сейсмічності 7 балів;

Q_k - вага ділянки будівлі, зосереджений в точці k, який визначається з урахуванням розрахункових навантажень на конструкції;

β_i - коефіцієнт динамічності, що відповідає і-му тону власних коливань будівлі і приймається згідно з графіками, наведеними в ДБН В.1.1-12;

η_{ik} - коефіцієнт, що залежить від форми деформації будівлі при власних коливаннях за і-му тону 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.

Сейсмічні дії прикладаються по осях Х, У, під кутом 45° і під кутом 135°.

Всі діючі навантаження представлені в зведеній таблиці навантажень (табл. 2.5). Значення навантажень прийняті відповідно до технічного завдання.

Також в табл. 2.6 наведені коефіцієнти сполучень зусиль для статичного і динамічного розрахунку комп'ютерної моделі з урахуванням сейсмічних впливів.

Таблиця 2.5 - Зведена таблиця навантажень

№ Завантаж.	Найменування навантаження	Характеристичне значення	Коеф. надійності за навантаженням	Розрахункова граничне значення
1	**Постійна_01**			
	власну вагу несучих конструкцій		1,1	визначається автомат.
2	**Постійна_02**			
	вага підлог типового поверху, офісних приміщень, технічного поверху	150 кг/м^2	1,3	195 кг/м^2
	вага підлог підвалу	250 кг/м^2	1,3	325 кг/м^2
	вага покриття			250 кг/м^2
	вага підвіконної частини стін			1000 кг/м п.
	вага парапету			1000 кг/м п.
	вага сходових маршів і майданчиків			1650 кг/м п.
	вага огорожі ліфтової шахти			1700 кг/м п.
3	**Тривала**			
	вага перегородок на перекриття типового поверху, офісних приміщень	300 кг/м^2	1,1	330 кг/м^2
	Вага ліфтового обладнання			850 кг/м^2
4	**Короткочасна_01**			
	жилі приміщення	150 кг/м^2	1,3	195 кг/м^2
	коридори, сходи	400 кг/м^2	1,2	480 кг/м^2
	приміщення офісів, техприміщення мансардного поверху, балкони	200 кг/м^2	1,2	240 кг/м^2
	котельня	500 кг/м^2	1,2	600 кг/м^2
	підвал	500 кг/м^2	1,2	600 кг/м^2
5	**Короткочасна_02**			
	снігова	88 кг/м^2	1.14	100 кг/м^2
6	**Вітрова статична по X**	Характеристичне значення вітрового тиску 46 кг/м^2		
7	**Вітрова статична по Y**			
8	**Сейсмічна по X**	Розрахункова сейсмічність майданчика 7 балів, категорія ґрунтів за сейсмічними властивостями - III		
9	**Сейсмічна по Y**			
10	**Сейсмічна 45**			
11	**Сейсмічна 135**			

Таблиця 2.6 - Коефіцієнти сполучень зусиль для статичного і динамічного розрахунку комп'ютерної моделі з урахуванням сейсмічних впливів

№ завантаження	Назва навантаження	k_f	$k_{дл}$	ψ для		
				РСУ 1	РСУ 2	РСУ 3
1	**Постійна_01**	1,10	1,00	1,05	0,95	0,878
2	**Постійна_02**	1,30	1,00	1,05	0,95	0,878
3	**Тривала**	1,10	1,00	1,05	0,902	0,78
4	**Короткочасна_01**	1,20	0,35	1,05	0,855	0,49
5	**Короткочасна_02**	2,33	0,35	1,05	0,855	0,49
6	**Вітрова статична по X**	5,43	0,00	1,05	0,855	0,49
7	**Вітрова статична по Y**	5,43	0,00	1,05	0,855	0,49
8	**Сейсмічна по X**	1,00	0,00	0,00	0,00	0,975
9	**Сейсмічна по Y**	1,00	0,00	0,00	0,00	0,975
10	**Сейсмічна 45**	1,00	0,00	0,00	0,00	0,975
11	**Сейсмічна135**	1,00	0,00	0,00	0,00	0,975

Примітка:
1. Для динамічних завантажень маси були сформовані з навантажень №№ 1-5; з коефіцієнтами 0,9; 0,8; 0,5.
Позначення:
$k_f=\gamma_{fm}/\gamma_{fe}$ - коефіцієнт надійності за навантаженням, де γ_{fm} - коефіцієнт надійності за граничним значенням навантаження, а γ_{fe} - коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням навантаження;
$k_{дл}$ - частка тривалості навантаження;
ψ- коефіцієнти сполучення навантажень;
РСУ 1 - перше основне розрахункове поєднання зусиль;
РСУ 2 - друге основне розрахункове поєднання зусиль;
РСУ 3 - особливе розрахункове поєднання зусиль.

Частку тривалості навантажень визначаємо як співвідношення квазіпостійних їхніх частин до характеристичних значень. Вітрові і сейсмічні навантаження визначено взаємовиключними.

Для визначення навантажень на конструктивні елементи складено розрахункові сполучення навантажень, куди увійшли як статичні, так і динамічні завантаження (табл. 2.7). Коефіцієнти в наведеній нижче таблиці прийнято у відповідності до вимог ДБН В.1.2-2 [3] та ДБН В.1.2-14 [2].

Таблиця 2.7. Комбінації завантажень для розрахунку зусиль в конструктивних елементах

	Завантаження	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	**Постійна_01**	1.05	1.05	1.05	1.05	0.878	0.878	0.878	0.878	0.878	0.878	0.878	0.878
2	**Постійна_02**	1.05	1.05	1.05	1.05	0.878	0.878	0.878	0.878	0.878	0.878	0.878	0.878
3	**Тривала**	0.998	0.998	0.998	0.998	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78
4	**Короткочасна_01**	0.945	0.945	0.945	0.945	0.488	0.488	0.488	0.488	0.488	0.488	0.488	0.488
5	**Короткочасна_02**	0.945	0.945	0.945	0.945	0.488	0.488	0.488	0.488	0.488	0.488	0.488	0.488
6	**Вітрова статична по X**	0.945		-0.945									
7	**Вітрова статична по Y**		0.945		-0.945								
8	**Сейсмічна по X**					0.975				-0.975			
9	**Сейсмічна по Y**						0.975				-0.975		
10	**Сейсмічна 45**							0.975				-0.975	
11	**Сейсмічна 135**								0.975				-0.975

2.3 Висновки до розділу 2

Методика розрахунку висотних будівель і споруд складається з окремих послідовних операцій, зокрема з вибору розрахункової схеми, збору навантажень, визначення зусиль тощо. При цьому, відповідальним етапом є створення розрахункової схеми будинку. Адже сучасний рівень розвитку обчислювальної техніки дозволяє вирішувати завдання практично будь-якої складності.

Тому для оцінки реального напружено-деформованого стану висотної житлової будівлі необхідно отримати і проаналізувати детальну історію навантаження і експлуатації. Необхідними є знання про поведінку елементів несучої системи, дію вертикального навантаження в період зведення, врахування реальних фізичних властивостей матеріалів і конструкцій.

В процесі зведення формується напружено-деформований стан елементів несучих систем багатоповерхових будинків, який відрізняється від того, що визначається при розгляді остаточно сформованої розрахункової схеми з прикладеним сумарним навантаженням.

РОЗДІЛ 3. АНАЛІЗ ТА УЗАГАЛЬНЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕНЬ

3.1 Результати розрахунку фундаментів і пальової основи

Конструктивним рішенням фундаментів і оцінкою несучої здатності паль по ґрунту є:

Для 12-ти поверхового будинку в якості фундаменту прийнято монолітний залізобетонний ростверк, з бетону С20/25, товщ. 600 мм на призматичних збірних залізобетонних палях 350×350 мм із заглибленням в шар ІГЕ-6 на глибину 1.0 м (рис. 3.1). При розрахунку навантажень на палі, крім вертикальних навантажень, враховуємо і горизонтальні навантаження, що виникають при вітрових і сейсмічних впливах. За результатами статичних випробувань допускається вертикальне навантаження на палю, та становить 120,0 тс [15].

В результаті аналізу конструкції фундаменту вказуємо наступне:

1. Основою пальового фундаменту служать грунт - суглинок червоно-бурий важкий твердий, ІГЕ-6 [14, 15] з модулем деформації Е = 20 МПа.

2. Розрахунок будівлі на пальовій фундаменті виконувався по комплексній схемі «наземні конструкції-фундамент палі - ґрунтову основу» при сейсмічності майданчика 7 балів [16].

У попередніх розрахунках палі моделювалися за допомогою КЕ-51 з жорсткістю в вертикальному напрямку рівній 6000т/м, в горизонтальному напрямку були встановлені лінійні зв'язку. Вертикальне навантаження на палі визначалася від комбінації завантажень, наведених в табл. 3.1.

Розрахунки пальового поля показали, що вертикальне навантаження на палі перевищує гранично допустиме значення більш ніж на 20%, що свідчить про недостатній їх кількості. При аналізі характеру розподілу навантажень на палі було прийнято рішення збільшити кількість паль до 371 шт. і збільшити ширину пальового ростверку. У зміненому варіанті пальового поля палі перерізом 350×350 мм із заглибленням в шар ІГЕ-6 на глибину 1.0 м прийняті довж. 17.4 м.

Схема уточненого конструктивного рішення фундаментного ростверку і пальового поля наведені на рис. 3.2.

При виконанні розрахунків пальових фундаментів прийнята планувальна відмітка - 51.3, що вище рівня підошви плитного ростверку на 3.6 м. Розрахункове навантаження, що допускається на палю, визначається за результатами розрахунків відповідно до формули [3]:

$$N \le \frac{F_d}{\gamma_k}, \qquad (5)$$

де N - розрахункове навантаження, кН (тс), що передається на палю;

F_d - несуча здатність, кН (тс), що визначається відповідно [3].

γ_k - коефіцієнт надійності, γ_k = 1.25 [3].

$$F_d = \gamma_c(\gamma_{cR} RA + u\sum \gamma_{cf} f_i h_i),$$

де γ_c — коефіцієнт умов работи палі в грунті, що приймається рівним $\gamma_c = 1$

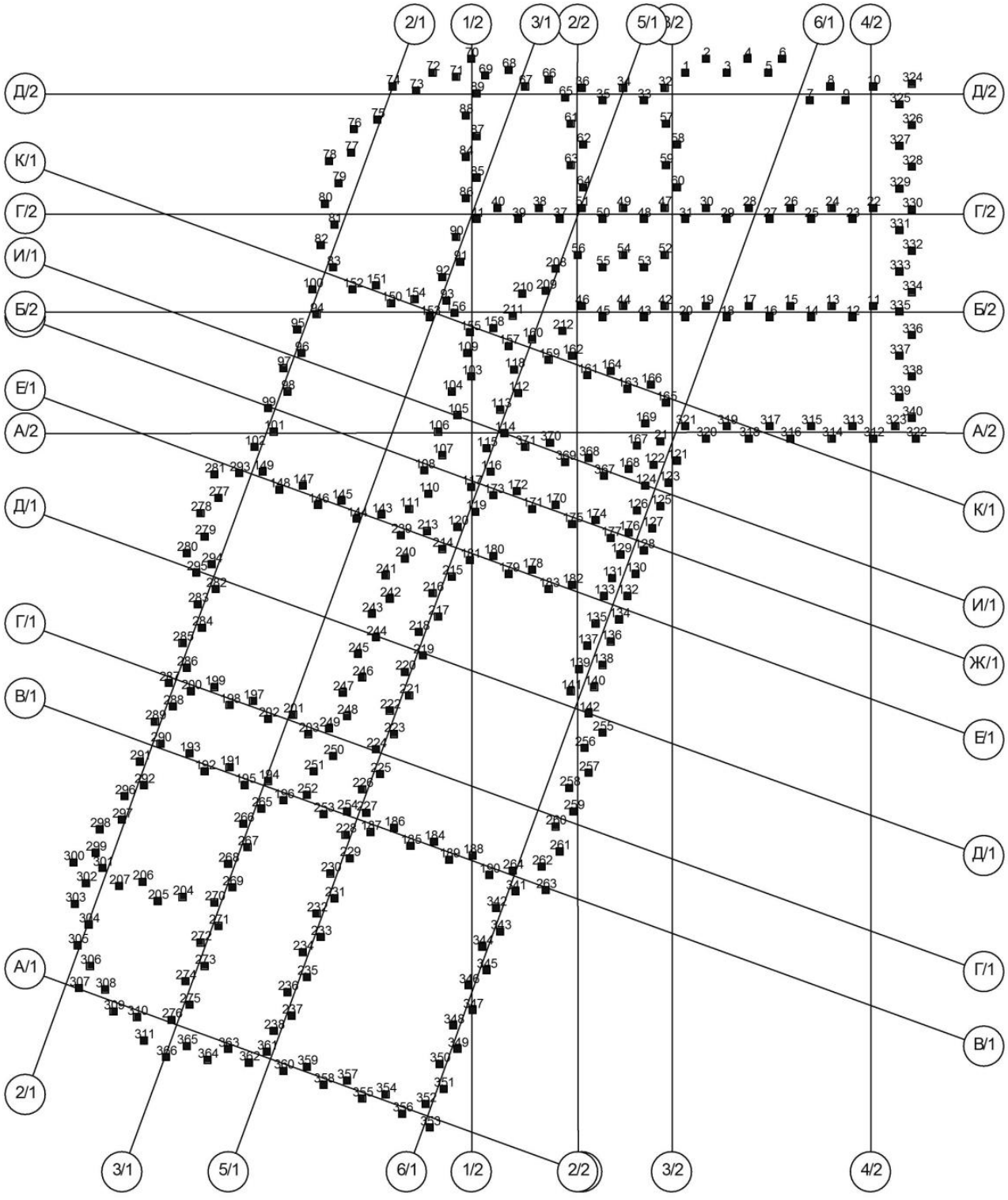


Рисунок 3.1 - Схема пальового поля за проєктним варіантом

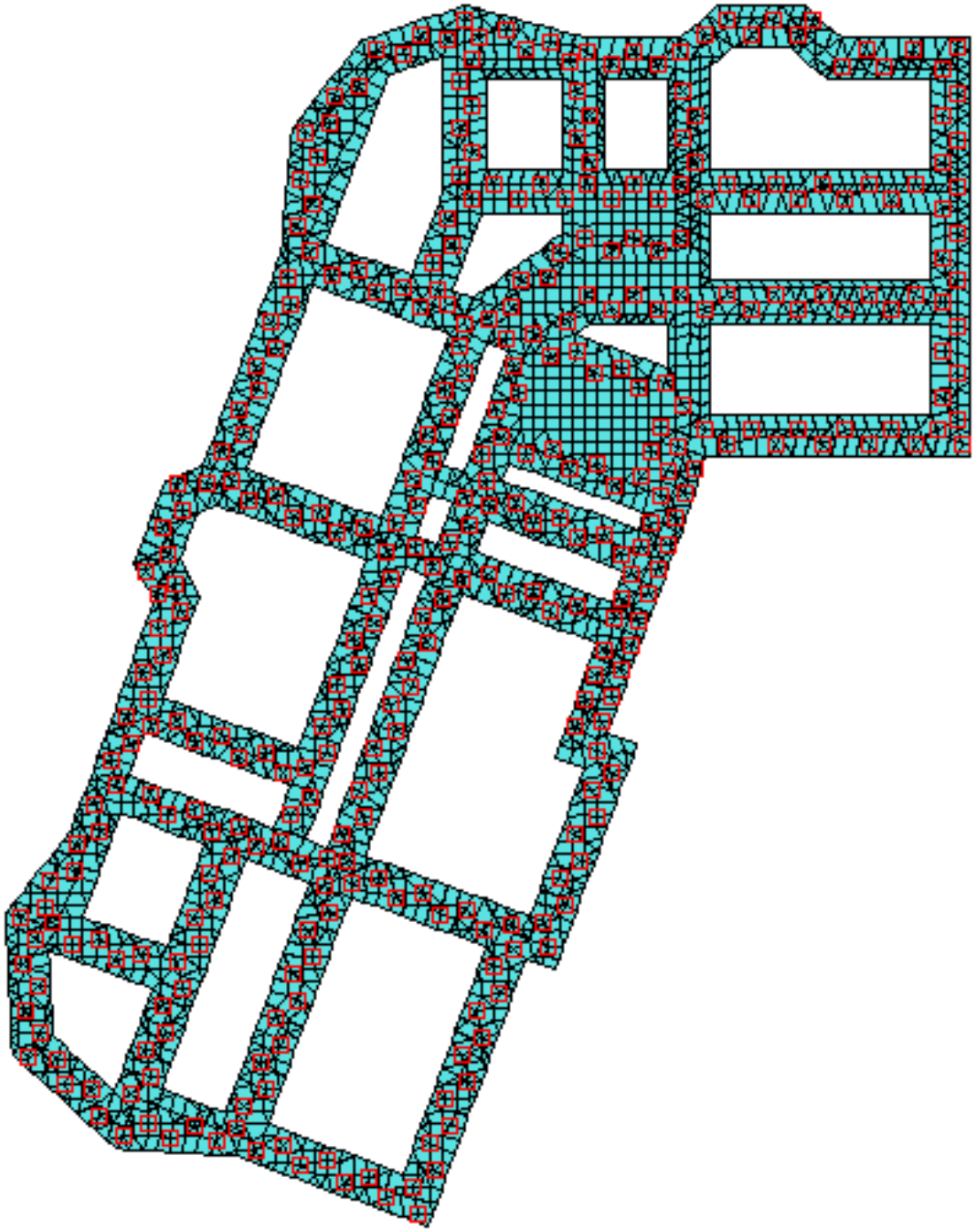


Рисунок 3.2 - Схема уточненого конструктивного рішення фундаментного ростверку і пальового поля

R розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, кПа (тс/м^2), що приймається за [3];

A - площа обпирання на грунт палі, м^2, що приймається відповідно до площі поперечного перерізу палі;

u - зовнішній периметр поперечного перерізу палі, м;

f_i - розрахунковий опір і-го шару ґрунту основи на бічній поверхні палі, кПа (тс/м^2), що визначається за формулою:

$$f_i=\sigma_{zg,i}v_i/(1-v_i)tg\varphi_{II,i}+C_{II,i} \qquad (6)$$

$\sigma_{zg,i}$ - напруження від власної ваги ґрунту в середині і-го розрахункового шару ґрунтової основи;

h_i - товщина і-го шару ґрунту, що стикається з бічною поверхнею палі, м;

γ_{cR} і γ_{cf} - коефіцієнти умов роботи ґрунту відповідно під нижнім кінцем і на бічній поверхні палі, що враховують вплив способу занурення палі на розрахункові опору ґрунту і прийняті за [3].

Відповідно до [15] ІГЕ-3 (див. Розділ 2) володіє просадними властивостями при додатковому навантаженні. Верхній рівень ґрунтових вод з урахуванням сезонних коливань має позначку 47.66 м, тобто просадочні шари повністю знаходяться в замоченому стані. При відсутності просідання від власної ваги ґрунту значення дорівнює нулю [3]. Тому при розрахунку паль по несучій здатності ґрунтів складова довантаження від сили тертя не враховується.

Результати розрахунку несучої здатності палі перерізом 35х35 см без урахування сейсмічних впливів наведені в таблиці 3.1.

При розрахунку несучої здатності паль на стиск або висмикуючі навантаження F_{eq} значення R і f_i множаться на понижуючі коефіцієнти умов роботи ґрунту основи $\gamma_{eq,1}$ і γ_{eq2}. Значення коефіцієнтів $\gamma_{eq\ 1}$ і $\gamma_{eq\ 2}$ приймаємо рівними 0, як для паль стійок, тому що середнє значення модуля деформації ґрунтової основи E> 50 МПа [3]. Значення R слід також множити на коефіцієнт умов роботи $\gamma_{eq\ 3}$ (γ_{eq3} = 0.9) [3].

Розрахункова глибина h_d, до якої не враховується опір ґрунту на бічній поверхні палі, визначається за формулою, але приймається не більше $3/a_\epsilon$ [3]

$$h_d = \frac{a_1 (H + a_\circ \grave{a}_3 \grave{I})}{b_p (\frac{a_2}{a_\circ} \gamma_1 tg\varphi_1 + c_1)}, \qquad (7)$$

де a_1, a_2, a_3 - безрозмірні коефіцієнти, рівні 1,2; 1,2 і 0 - при жорсткому закладанні палі в низький ростверк;

Н, М - розрахункові значення відповідно горизонтальної сили, кН (тс), і згинального моменту, кН•м (тс•м), прикладених до палі в рівні поверхні ґрунту при особливому сполученні навантажень з урахуванням сейсмічних впливів;

a_ϵ - коефіцієнт деформації, 1/м, що визначається за формулою [3], тобто

a_ϵ = 0.518м;

b_p - умовна ширина палі, м, визначається за рекомендованим додатком 1 [3]

b_p=1.5d + 0.5 = 1,025 м;

γ_1 - розрахункове значення питомої ваги ґрунту, кН/м^3 (тс/м^3), яке визначається в водонасичених ґрунтах з урахуванням зважуючої дії води, γ_1 = 1.2 т/м^3;

φ_1, $з_1$ - розрахункові значення відповідно кута внутрішнього тертя ґрунту, град. і питомого зчеплення ґрунту, кН/м^2 (тс/м^2), що приймаються відповідно до вказівок [3].

Визначення розрахункової глибини h_d при впливі сейсмічних навантажень встановлюється, приймаючи значення розрахункового кута внутрішнього тертя φ_1 зменшеним для розрахункової сейсмічності 7 балів - на 2^O, тобто $\varphi_1 = 12^\circ$, $з_1$ = 0.88 тс/м^2 [3]. Тоді при діючій перерізуючих сил на голову палі Н = 2.336 тс.

h_d=1.85 м, що менше, а ніж $3/a_\epsilon$=5.79 м. Приймаємо h_d=1.85 м.

Результати розрахунку несучої здатності паль перетином 35х35 см з урахуванням сейсмічних впливів наведені в таблиці 3.2.

Таблиця 3.1 - Визначення несучої здатності палі і граничного розрахункового навантаження, переданого на палю, при відсутності сейсмічних впливів

Товщина шару, м	γ_c	CR	A,м2	R,т/м2	U, м	γ_{cf}	φIIi	v_i	CIIi, т/м2	σZG, ср. /м2	fi, т/м2 м	$F_{d.тс}$	$N=F_d/1.25$ тс
1.0							14	0.3	0.7	7.50	1.50		
1.4							14	0.3	0.7	9.40	1.70		
1.2							14	0.3	0.7	11.51	1.93		
1.3							14	0.3	0.7	13.92	2.18		
1.0							19	0.4	2.3	16.10	5.99		
1.0							19	0.4	2.3	16.10	5.99		
1.0							19	0.4	2.3	16.10	5.99		
1.0							19	0.4	2.3	16.10	5.99		
1.3			0.122	1237.1	1,4	,0	19	0.4	2.3	16.10	5.99	271.0	216.84
1.0							17	0.4	1.0	26.27	6.36		
1.0							17	0.4	1.0	28.16	6.74		
1.0							20	0.15	2.4	30.05	4.33		
1.6							22	0.15	3.3	32.51	5.93		
0.3							19	0.45	2.1	34.32	11.76		
1.3							22	0.15	3.3	35.84	6.19		
1.0							23	0.1	4.9	38.03	6.70		

Таблиця 3.2 - Визначення несучої здатності палі і граничного розрахункового навантаження, переданого на палю, при сейсмічних впливах

Товщина шару, м	γ_c	CR	A,м2	R*0.9 т/м2	U, м	γ_{cf}	φIIi	v_i	CIIi, т/м2	σZG, ср. /м2	Fi* γ_{eq}, т/м2	$F_{eq.тс}$	$N=F_{eq}/1.25$ тс
1.0													
1.4													
1.2							14	0.3	0.7	11.51	1.93		
1.3							14	0.3	0.7	13.92	2.18		
1.0							19	0.4	2.3	16.10	5.99		
1.0							19	0.4	2.3	16.10	5.99		
1.0							19	0.4	2.3	16.10	5.99		
1.0			0.122	1237	1.4	1.0	19	0.4	2.3	16.10	5.99	225.9	180.72
1.3							19	0.4	2.3	16.10	5.99		
1.0							17	0.4	1.0	26.27	6.36		
1.0							17	0.4	1.0	28.16	6.74		
1.0							20	0.15	2.4	30.05	4.33		
1.6							22	0.15	3.3	32.51	5.93		
0.3							19	0.45	2.1	34.32	11.76		
1.3							22	0.15	3.3	35.84	6.19		
1.0							23	0.1	4.9	38.03	6.70		
1.0							14	0.3	0.7	7.50	1.50		

Коефіцієнт, що враховує зниження несучої здатності паль при сейсмічних впливах $\mathbf{K_{eq}=225.9/271.05=0.83}$.

Значення коефіцієнта Пуассона ν_i для шарів ґрунту в залежності від показника плинності прийняті з [17], стор. 176.

Несуча здатність паль і розрахункові навантаження на стиск і висмикування, що передаються на палю, відповідно рівні:

- для варіанту без сейсмічних впливів **F_d = 271.05 тс (N_d = 216.84 тс), F_{du} = 119.5 тс (N_{du} = 95.6 тс)**;
- для варіанту з урахуванням сейсмічних впливів **F_{eq} = 225.9 тс (N_{eq} = 180.72 тс), F_{equ} = = 89.5 тс (N_{equ} = 71.6 тс)**.

Згідно до матеріалів Звіту за результатами польових випробувань паль [15], розрахункова вдавлюють навантаження на палі перерізом 35х35 см і довжиною 21 м становить N = 126.667 тс. При цьому, з матеріалів звіту випливає, що гранична середня осідання будівлі $S_{u,mt}$ прийнята рівною 8 см і тому осідання палі при випробуваннях, відповідно до граничного опору палі F_u дорівнює S = ξ* $S_{u,mt}$ = 1.6 см (рис. 3.3).

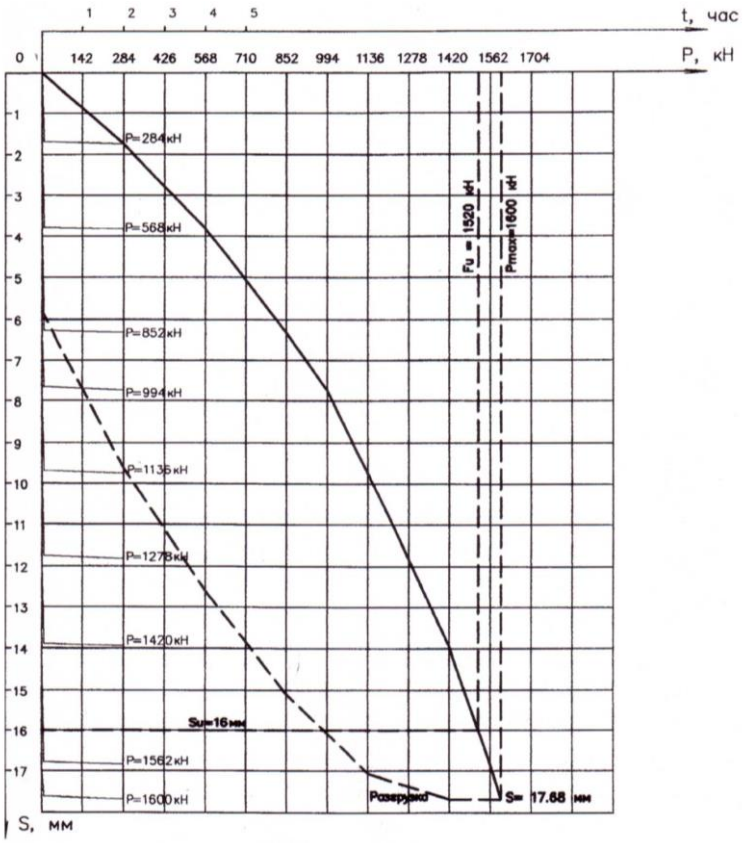


Рисунок 3.3 - Залежність осідання випробовуваної палі від навантаження

Аналіз матеріалів звіту з випробувань паль показав:

- граничну величину середньої осідання цегляної будівлі висотою 12 поверхів слід призначати відповідно до [3] рівній 18 см, а не 8 см;

- палі, що випробовувались мають довжину на 4 м більше, ніж застосовувані в проекті;

- палі під час випробувань не доведені при статичному навантаженні до тиску, що забезпечує осадку $S = \xi * S_{u,mt} = 3.6$ см, тому зафіксована авторами випробувань несуча здатність паль має низьку величину N = 126.667 тс.

Чисельна обробка графіка функції S=f(P) шляхом апроксимації з екстраполюванні кривої осідання палі (рис. 3.4) показує, що для величини опади S = 3.6 см отримаємо значення граничного опору палі $F_u = = 207.8$ тс, а відповідно до [10] $N_d = = 173.2$ тс. Для варіанту з сейсмічним впливом [3] $F_{eq}=F_d * K_{eq} = 207.8 * 0.83 = 172.5$ тс, а $N_{eq} = = 143.7$ тс. З урахуванням короткочасності дії сейсмічного навантаження, несуча здатність палі за результатами випробувань на статичне навантаження для варіанту сейсмічного впливу з урахуванням екстраполювання кривої осад буде дорівнює:

$$N_{eq}^{аппр} = 143.7 * 1.3 = 186.8 \text{ тс}$$

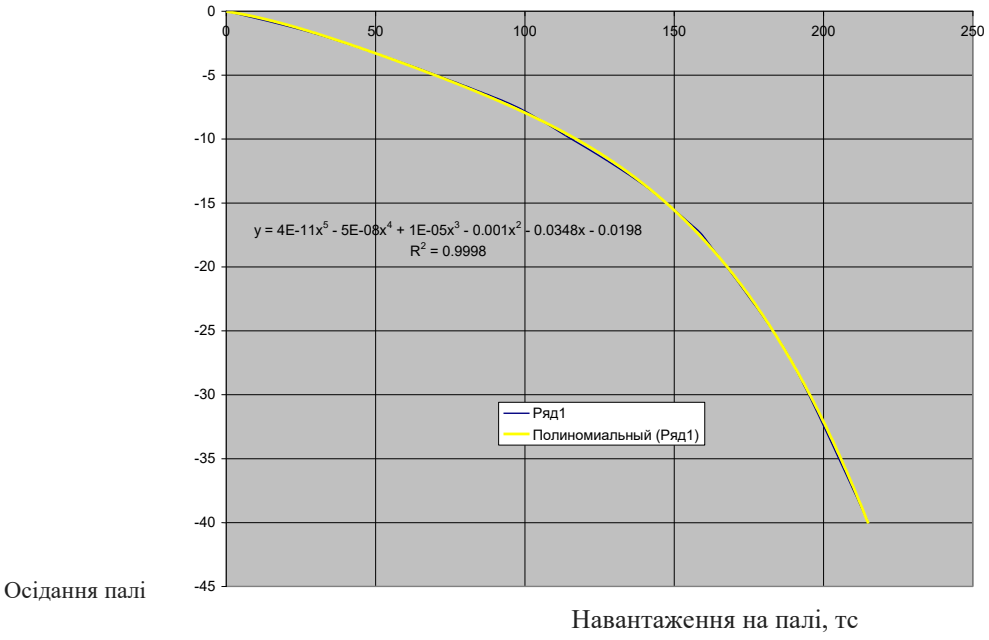


Рисунок 3.4 - Апроксимація кривої функції S=f(P) при випробуваннях палі (S - осідання палі; P - навантаження на палю)

Порівняння величин розрахункового значення несучої здатності паль (N_{eq} = 180.72 тс) відповідно до положень норм [3] і апроксимованого ($N_{eq}^{аппр}$ = 186,8 тс) показує досить хорошу збіжність (розбіжність 3.36%), що дає підставу з довірою ставитися до розрахункових величин несучої здатності. Тому при виконанні досліджень сейсмостійкості будівлі використовувалися розрахункові величини несучої здатності паль.

Для уточнення фактичної величини несучої здатності паль необхідно додатково провести контрольні випробування паль відповідно до положень діючих норм України [3; 4; 6; 7] з доведенням величини статичного навантаження до значення, при якому осідання палі буде дорівнює 3.6 см.

При горизонтальних сейсмічних дій можливе досягнення ґрунтом стану граничної рівноваги, коли паля переміщаючись щодо нерухомого ґрунту викликає зростання горизонтальних напружень в ґрунті. Граничне значення горизонтального напруження в ґрунті при заданому вертикальному напруженні σ_1 визначається за відомою в механіці ґрунтів формулою

$$\sigma_2 = \sigma_{їд} = \rho(z+h)\,\mathrm{tg}^2(45^\circ+\frac{\varphi}{2})+2c\,\mathrm{tg}(45^\circ+\frac{\varphi}{2}), \qquad (8)$$

де $h=q/\rho$;

q - довантаження шару ґрунту, що розглядається;

ρ - щільність ґрунту;

z – глибина шару, що розглядається. Для відмітки верху палі z =0.

Максимальні розрахункові значення горизонтальних реактивних зусиль в ґрунті на рівні верху паль і нижче на 1.0 м складають відповідно 4.581 тс і 0.253 тс. Середнє розрахункове напруження в ґрунті буде одно 6.9 т/м^2, а гранично допустиме горизонтальне напруження $\sigma_{їд}$, підраховане за вище наведеною формулою, дорівнюватиме 12.78 т/м^2. Таким чином, величина розрахункових горизонтальних напружень в ґрунті у верхній зоні паль не перевищує гранично допустимої величини.

Наступним виконуємо розрахунок пальових фундаментів і їхніх основ за деформаціями:

Відповідно до [3], розрахунок фундаменту з висячих паль і його заснування за деформаціями слід, як правило, робити як для умовного фундаменту на природній основі відповідно до [7]. Межі умовного фундаменту (рис. 3.5) визначаються наступним чином:

знизу - площиною *АБ*, що проходить через нижні кінці паль:

з боків - вертикальними площинами *АВ* і *БГ*, віддаленими від зовнішніх граней крайніх рядів вертикальних паль на відстані $htg(\varphi_{II,mt}/4)$ (див. рис. 3.5) зверху - поверхнею планування ґрунту *ВГ*, тут $\varphi_{II,mt}$ - осереднене розрахункове значення кута внутрішнього тертя ґрунту, що визначається за формулою

$$\varphi_{II,mt} = \frac{\sum_{0}^{h} \varphi_{II,i} h_i}{\sum h_i}, \qquad (9)$$

де $\varphi_{II,i}$ - розрахункові значення кутів внутрішнього тертя для окремих пройдених палями шарів ґрунту товщиною h_i;

h - глибина занурення паль в грунт.

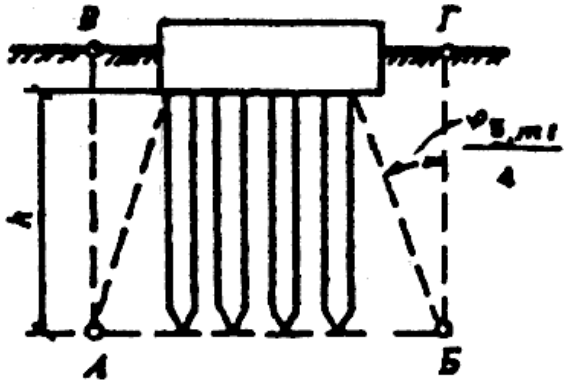


Рисунок 3.5 - Визначення границь умовного фундаменту при розрахунку осідання пальових фундаментів

$\varphi_{II,mt}/4 = 4.47°$; $\quad tg4.47° = 0.078$;

$\Delta X = L_{св} * tg4.47° = 17.4 * 0.078 = 1.36$ м.

Таким чином, наведена ширина і довжина умовного фундаменту дорівнюватимуть:

$$B_{ум.фунд.}=B+2\Delta X=18.01+2*1.36=20.75 \text{ м};$$

$$L_{ум.фунд.}=L+2\Delta X=54.2+2*1.36=56.9 \text{ м}.$$

У власну вагу умовного фундаменту включений вага паль і ростверку, а також вага ґрунту в обсязі умовного фундаменту. Сумарна кількість паль у фундаменті 371 шт. Нормативне навантаження від ваги паль, ростверку і верхніх конструкцій будівлі становить 30695.9 тс. Сумарна вага паль - 1948.79 тс, вага ґрунту в складі фундаменту - 39637.6 тс. Напруга в рівні підошви умовного фундаменту від ваги конструкцій будівлі, ваги паль і ґрунту в складі умовного фундаменту становить 59.6 т/м^2. Напруга від власної ваги ґрунту на рівні підошви умовного фундаменту з урахуванням зважуючої дії води становить 33.6 т/м^2.

Виконуємо розрахунок деформацій основи, та застосовуємо розрахункову схему основи у вигляді лінійно-деформованого шару відповідно до [7].

Осідання окремо розташованого фундаменту s з використанням розрахункової схеми у вигляді лінійно-деформованого півпростору [7] методом пошарового підсумовування обчислюємо з урахуванням взаємного впливу сусідньої секції *Б* за формулою:

$$s = \beta\sum_{i=1}^{n}\frac{(\sigma_{zp,i}-\sigma_{z\gamma,i})h_i}{E_i}+\beta\sum_{i=1}^{n}\frac{\sigma_{z\gamma,i}h_i}{E_{e,i}}, \qquad (10)$$

де β - безрозмірний коефіцієнт, який дорівнює 0,8;

$\sigma_{zp,i}$ – середнє значення вертикального нормального напруження від зовнішнього навантаження в і-му шарі ґрунту на вертикалі, що проходить через центр підошви фундаменту (Д.2);

h_i - товщина і-го шару ґрунту, приймається 1.0м;

n - кількість шарів, на які розділена товща основи, що зазнає стиску;

$\sigma_{z\gamma,i}$ - середнє значення вертикального напруження від власної ваги ґрунту, вийнятого з котловану, в і-му шарі ґрунту на вертикалі, що проходить через центр підошви, на глибині z від підошви фундаменту;

E_i - модуль деформації і-го шару ґрунту по гілці первинної навантаження;

$E_{e,i}$ – модуль пружності, прийнятий рівним наведеному модулю деформації ґрунту (п. П.1.3 [10]);

E_i *і* $E_{e,i}$ визначаються в межах діючих навантажень від власної ваги ґрунту і будівлі.

Приведений модуль деформації ґрунту визначається за показниками:

E_f - усереднений в межах довжини палі модуль деформації ґрунтів основи, МПа;

h_i - товщина І-го шару ґрунту основи в межах бічної поверхні палі, м;

E_p - модуль деформації під нижнім кінцем палі, МПа, який визначається в межах одного діаметра вище і чотирьох діаметрів нижче рівня нижнього кінця палі;

k_E - відношення усереднених модулів деформації під нижнім кінцем і в межах бічної поверхні палі;

k_f - коефіцієнт умов роботи ґрунту уздовж бічної поверхні палі, визначається відповідно [3];

k_P - коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі, визначається відповідно [3];

b - коефіцієнт, що визначає частину навантаження, яка передається нижнім кінцем палі, визначається відповідно до [3].

Усереднений в межах довжини палі модуль деформації ґрунтів основи визначається за формулою (П.1.4) [10]

E_p=20 МПа; E_f =12.08 МПа; k_E = 1.66; b = 0.0974; k_f = 0.9; k_P = 1.15. Тоді наведений модуль деформації ґрунту Е =12.05 МПа.

Середній показник осаду умовного фундаменту з урахуванням взаємного впливу сусідньої секції Б, певна за вищенаведеною формулою становить 46.47 мм, що не перевищує гранично допустимої величини S_u = 18 см (додаток І [7]).

Розрахункові значення коефіцієнтів жорсткості основи в горизонтальному і вертикальному напрямку наведені в таблицях 3.3 - 3.4 відповідно до [10, 11].

Таблиця 3.3 - Розрахунок горизонтальних жорсткостей ґрунту в перетинах паль без урахування сейсмічних впливів

№ перетину	Товщина шару, м	Z, м	K, тс/м^4	C_z, тс/м^3	γ_c	$K_{x,y}$, тс/м
1	2	3	4	5	6	7
1	1.0	0	400	0	1	23.3
2	1.4	2.4	400	400	1	151.7
3	1.20	3.60	400	800	1	334.7
4	1.3	4.90	400	1300	1	584.6
5	1.0	5.90	400	1820	1	801.6
6	1.0	690	592	3285.6	1	1073.5
7	1.0	7.90	592	3877.6	1	1357.2
8	1.0	8.9	592	4469.6	1	1564.4
9	1.3	10.2	592	5061.6	1	2073.0
10	1.0	11.2	592	5831.2	1	2129.0
11	1.0	12.2	400	4340	1	1684.5
12	1.0	13.2	400	4740	1	2947.5
13	1.6	14.8	1546	19866.1	1	9789.5
14	0.3	14.8	2400	34680	1	8980.4
15	1.3	15.1	1120	16520	1	2725.8
16	1.0	16.4	2400	36120	1	7912.8
17	1.0	17.4	2400	38520	1	65310

Таблиця 3.4 - Розрахунок горизонтальних жорсткостей ґрунту в перетинах паль при сейсмічних впливах

Довжина ділянки палі, L_k, м	Z, м	K, тс/м^4	α∈	A_0	B_0	C_0	ρ	Cz={b_0*E*[1+(A10/A)$^{0.5}$]}*0.7, т/м3	K_x, тс/м	K_y, тс/м
1.0	0	400	0.514	2.401	1.6	1.732	0.923	1876228	4492	4492
1.4	2.4	400	0.514	2.401	1.6	1.732	0.923		4492	4492
1.20	3.60	400	0.514	2.401	1.6	1.732	0.923		4492	4492
1.3	4.90	400	0.514	2.401	1.6	1.732	0.923		4492	4492
1.0	5.90	400	0.514	2.401	1.6	1.732	0.923		4492	4492
1.0	690	592	0.555	2.401	1.6	1.732	0.923		5683	5683
1.0	7.90	592	0.555	2.401	1.6	1.732	0.923		5683	5683
1.0	8.9	592	0.555	2.401	1.6	1.732	0.923		5683	5683
1.3	10.2	592	0.555	2.401	1.6	1.732	0.923		5683	5683
1.0	11.2	592	0.555	2.401	1.6	1.732	0.923		5683	5683
1.0	12.2	400	0.514	2.401	1.6	1.732	0.923		4492	4492
1.0	13.2	400	0.514	2.401	1.6	1.732	0.923		4492	4492
1.6	14.8	1546	0.673	2.401	1.6	1.732	0.923		10109	10109
0.3	14.8	2400	0.735	2.401	1.6	1.732	0.923		13162	13162
1.3	15.1	1120	0.631	2.401	1.6	1.732	0.923		8332	8332
1.0	16.4	2400	0.735	2.401	1.6	1.732	0.923		13162	13162
1.0	17.4	2400	0.735	2.401	1.6	1.732	0.923		13162	13162

Наводимо результати розрахунку армування паль в програмному комплексі.

Розрахунок армування плитного ростверку проводився за програмою Ліра-Арм програмного комплексу Ліра на зусилля, отримані в розрахунках системи «основа - фундамент - споруда» за варіантами на основне і аварійне навантаження з сейсмічними впливами при найбільш невигідних поєднаннях навантажень (РСН).

Прив'язка центру ваги робочої арматури до бічної поверхні палі прийнята 4 см. Коефіцієнт умов роботи для бетону паль m = 1.2 при сейсмічних впливах [17].

Коефіцієнт надійності за матеріалом для бетону при розрахунках по I групі граничних станів γ_c = 1.3 і при розрахунках за II групою граничних станів γ_c = 1 для основного навантаження. Для варіанту сейсмічного впливу γ_c = 1. Коефіцієнт надійності за матеріалом для арматури при розрахунках по I групі граничних станів γ_s = 1.1 і при розрахунках за II групою граничних станів γ_s = 1 для основного навантаження. Для варіанту сейсмічного впливу γ_s = 1 [16].

Результати розрахунку армування паль перетином 350х350 мм показують, що при основному поєднанні навантажень максимальний відсоток армування складає

0.84%, а при аварійному (з урахуванням сейсмічних навантажень) - 1.46%, що відповідає армуванню кутовою арматурою з 4 стрижнів Ø20 мм і 4 стрижнів Ø25 мм відповідно.

Наводимо результати розрахунку армування пальового ростверку в програмному комплексі.

Розрахунок армування плитного ростверку проводився за програмою Ліра-Арм програмного комплексу Ліра на зусилля, отримані в розрахунках системи «основа - фундамент - споруда» за варіантами на основне і аварійне навантаження з сейсмічними впливами при найбільш невигідних поєднаннях навантажень (РСН).

Розрахунок армування стрічкового фундаменту проводився за програмою Ліра-Арм програмного комплексу Ліра на зусилля, отримані в розрахунках системи «основа - фундамент - будівля» за варіантами на основне і особливе навантаження з сейсмічними впливами при найбільш невигідних поєднаннях навантажень (РСН). Прив'язка робочої арматури в плиті приймалася для верхньої зони a_1 = 55 мм і для нижньої зони a_2 = 55 мм. Коефіцієнт умов роботи для бетону паль m = 1.2 при сейсмічних впливах [17].

Коефіцієнт надійності за матеріалом для бетону при розрахунках по I групі граничних станів γ_c = 1.3 і при розрахунках за II групою граничних станів γс = 1 для основного навантаження. Для варіанту сейсмічного впливу γ_c = 1.

Коефіцієнт надійності за матеріалом для арматури при розрахунках по I групі граничних станів γ_s = 1.1 і при розрахунках за II групою граничних станів γс = 1 для основного навантаження. Для варіанту сейсмічного впливу γ_s = 1 [10].

Результати розрахунку армування плитного ростверку товщ. 1200 мм наведені на рис. 3.6-3.13.

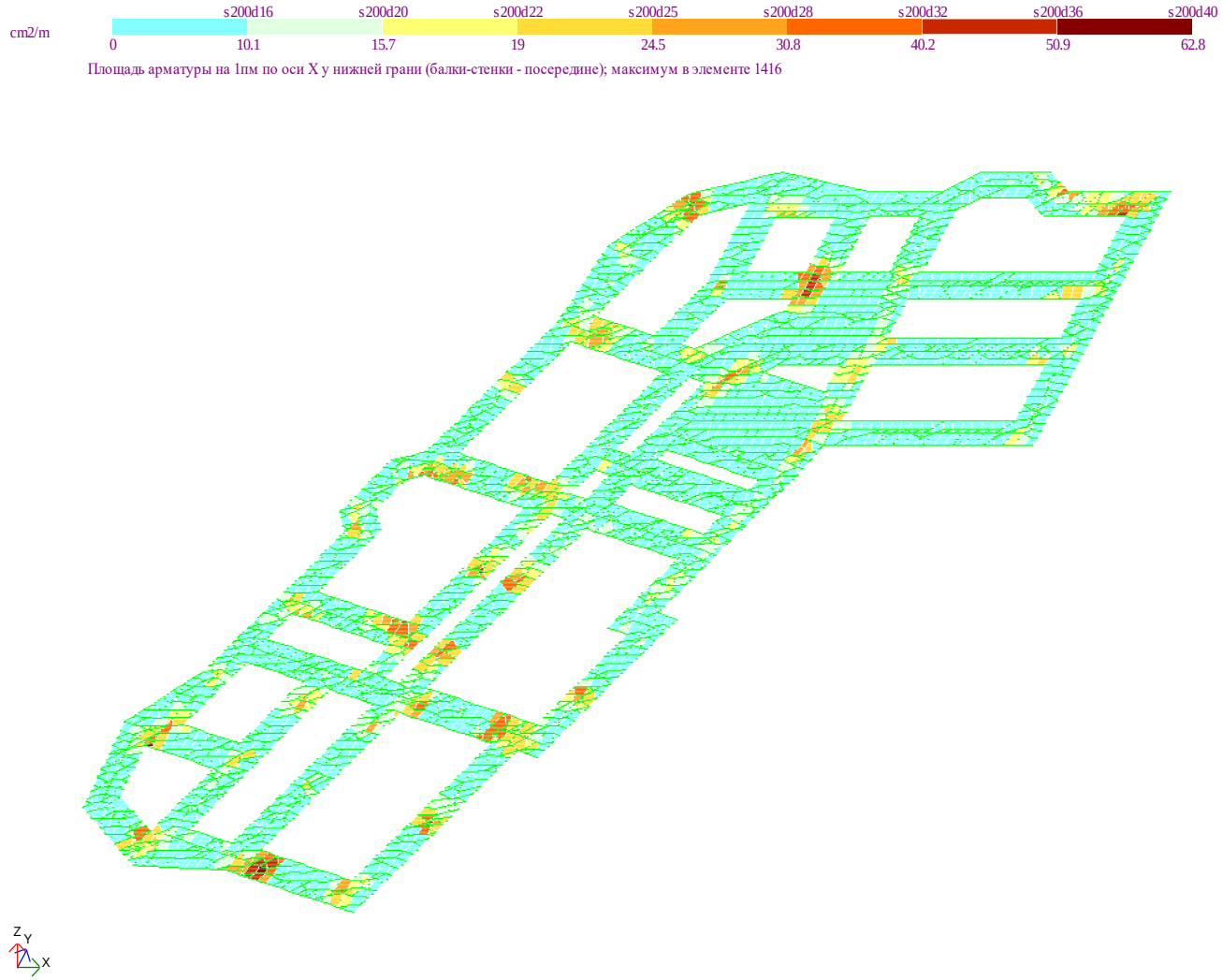


Рисунок 3.6 - Армування по нижній грані ростверку по осі X (варіант без сейсміки)

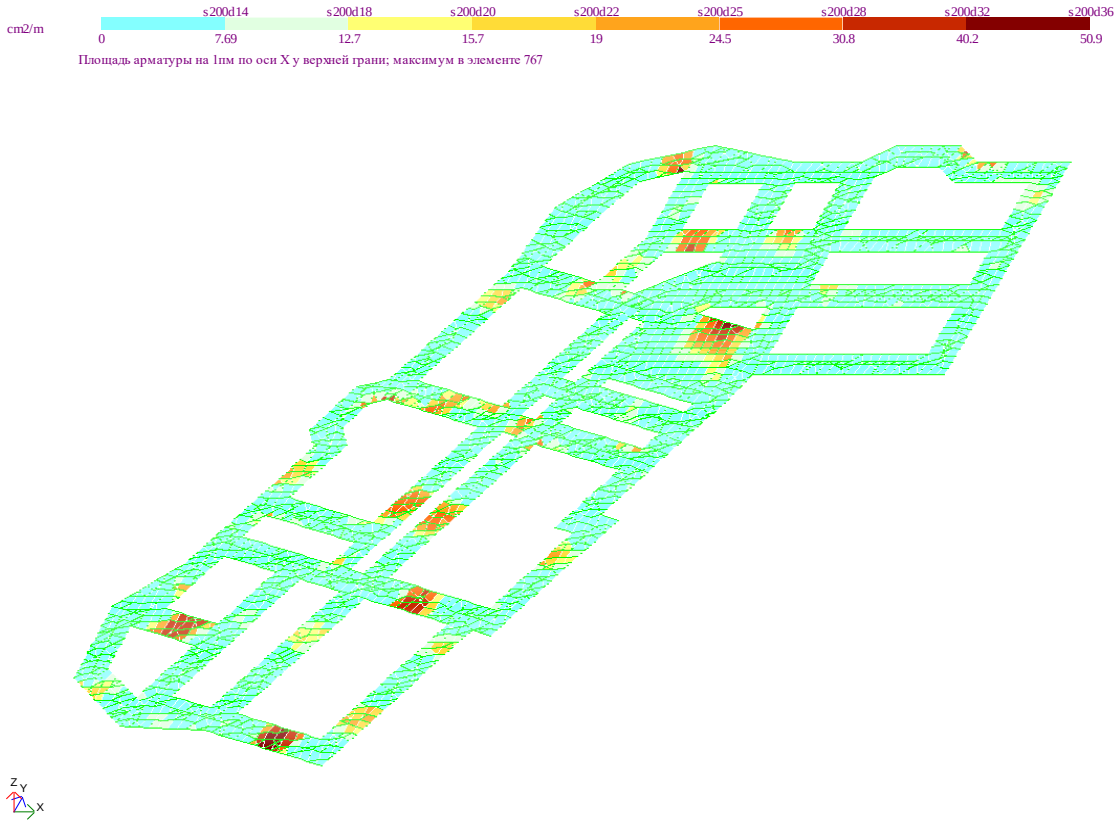


Рисунок 3.7 - Армування по верхній грані ростверку по осі Х (варіант без сейсміки)

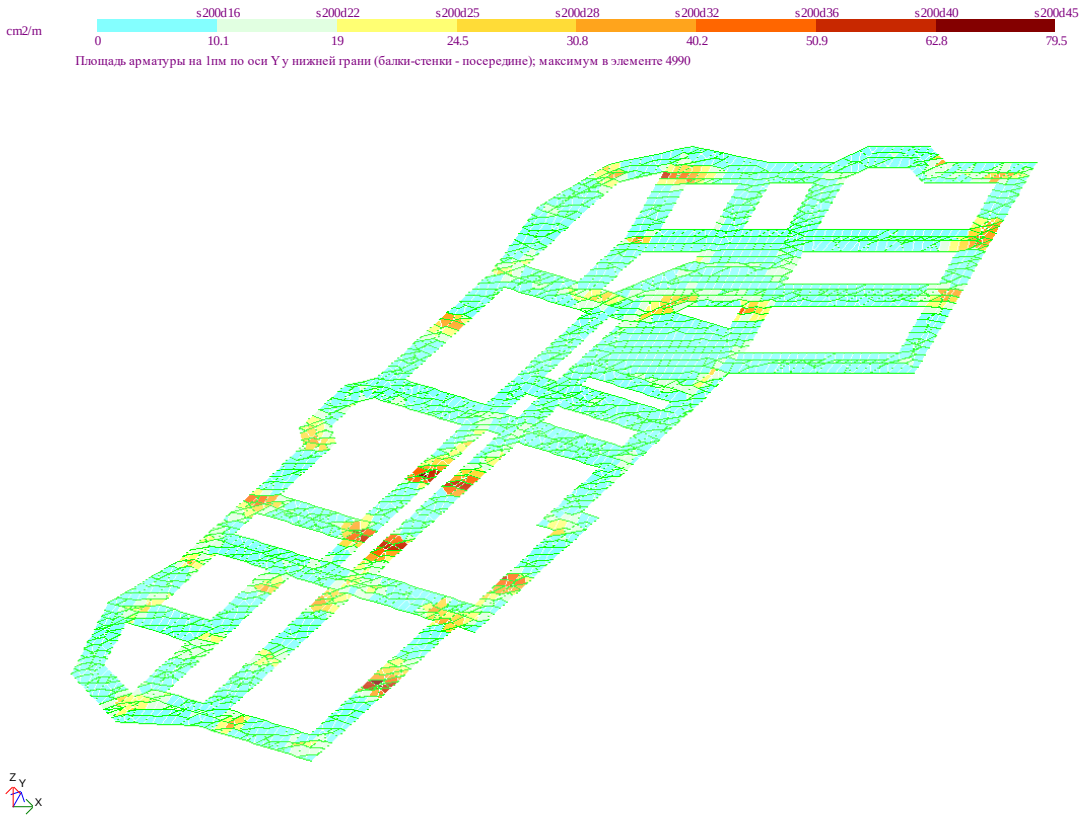


Рисунок 3.8 - Армування по нижній грані ростверку по осі У (варіант без сейсміки)

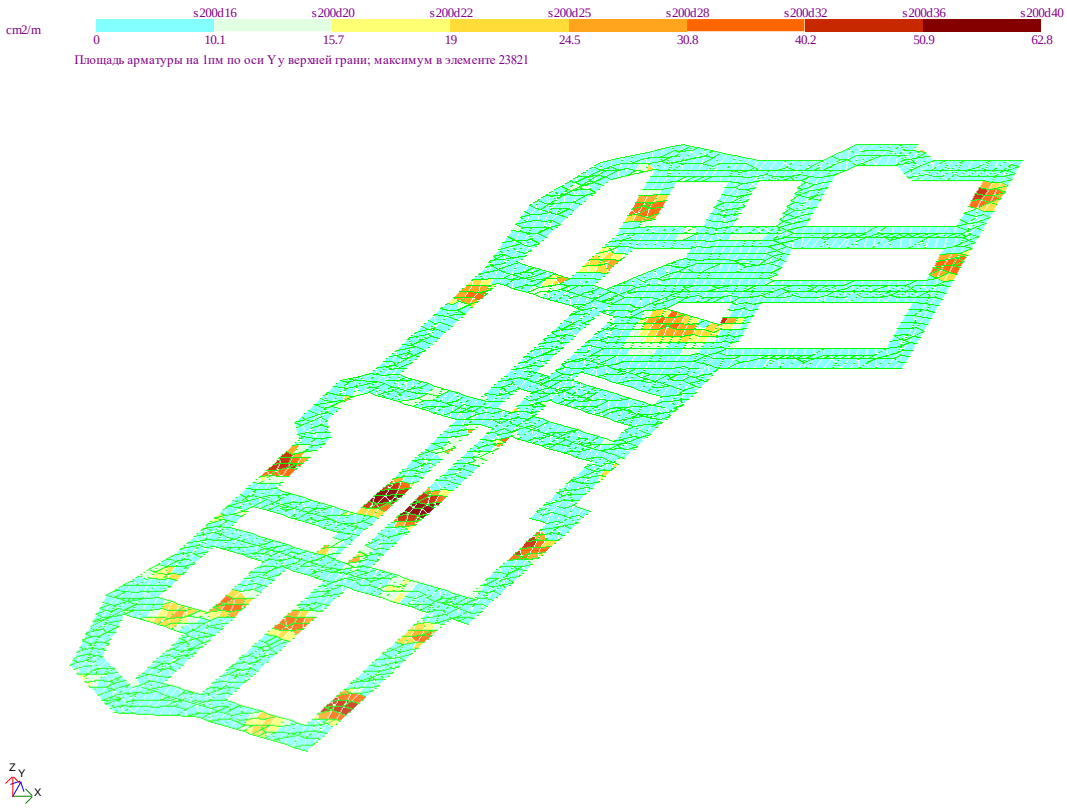


Рисунок 3.9 - Армування по верхній грані ростверку по осі У (варіант без сейсміки)

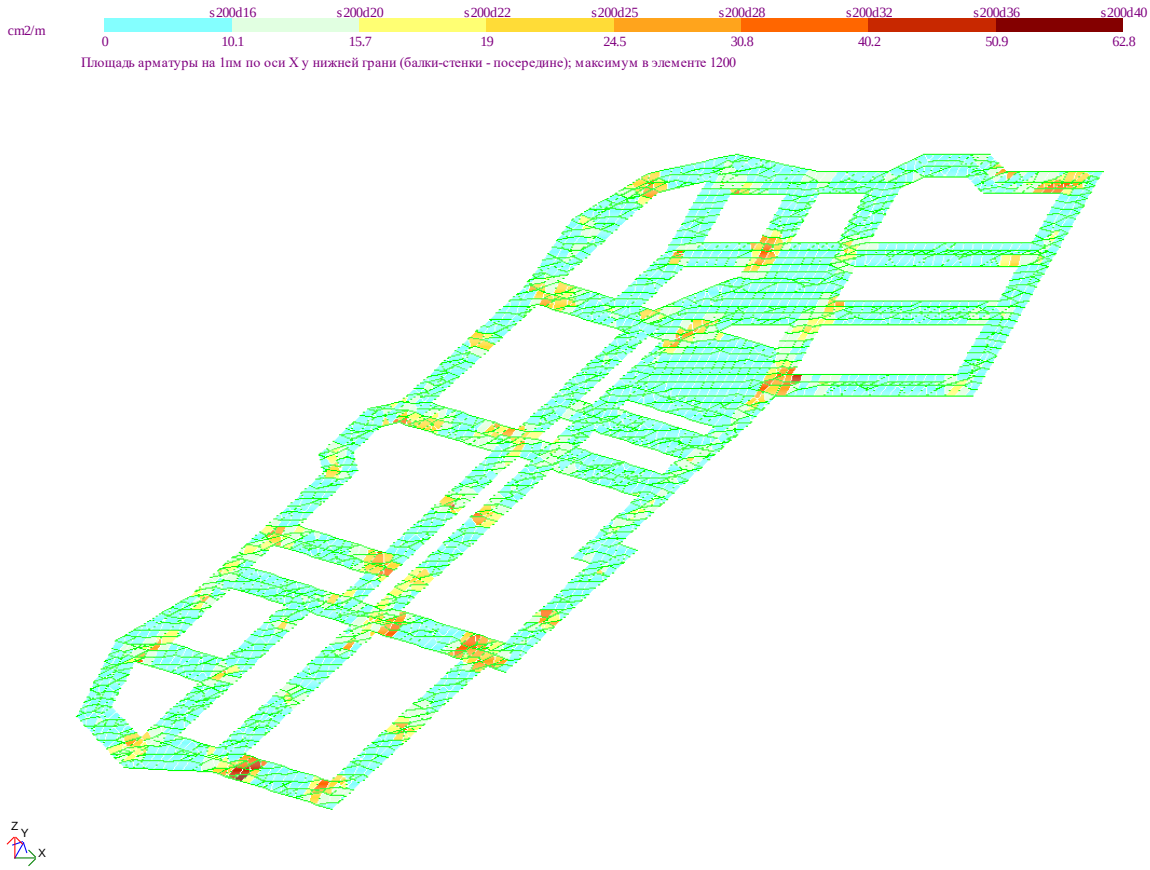


Рисунок 3.10– Армування по нижній грані ростверку по осі Х (варіант з сейсмікою)

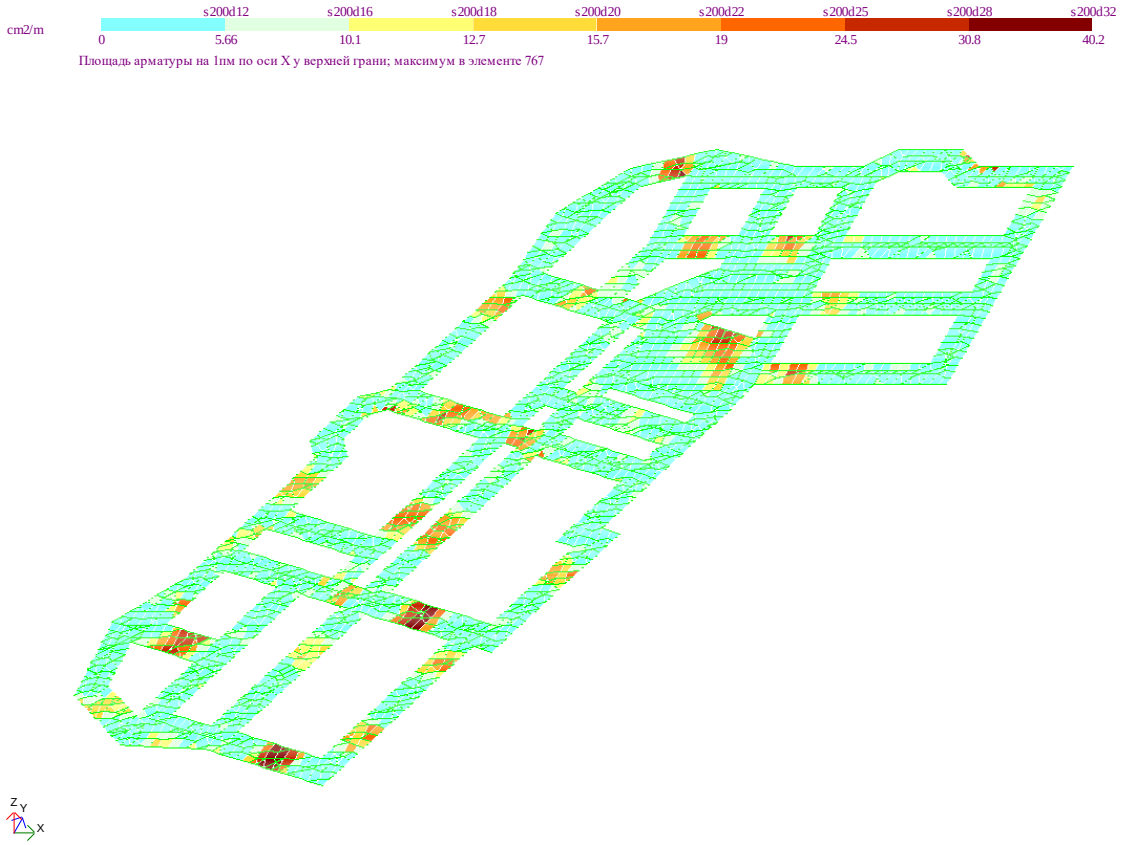


Рисунок 3.11 – Армування по верхній грані ростверку по осі X (варіант з сейсмікою)

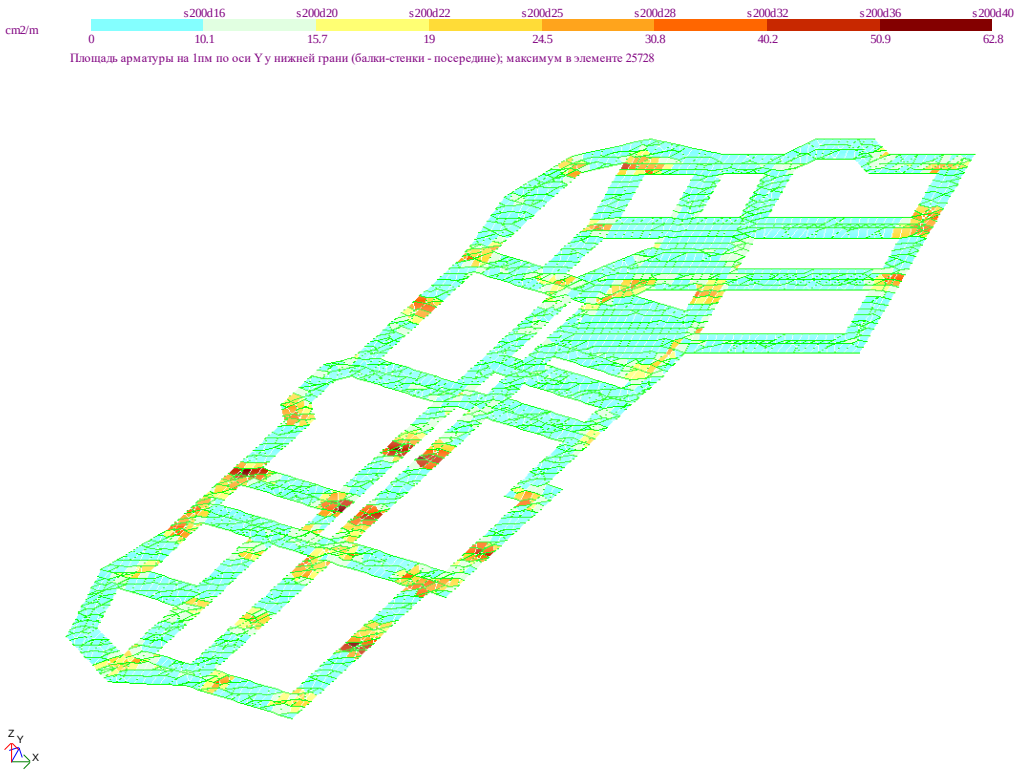


Рисунок 3.12 – Армування по нижній грані ростверку по осі У (варіант з сейсмікою)

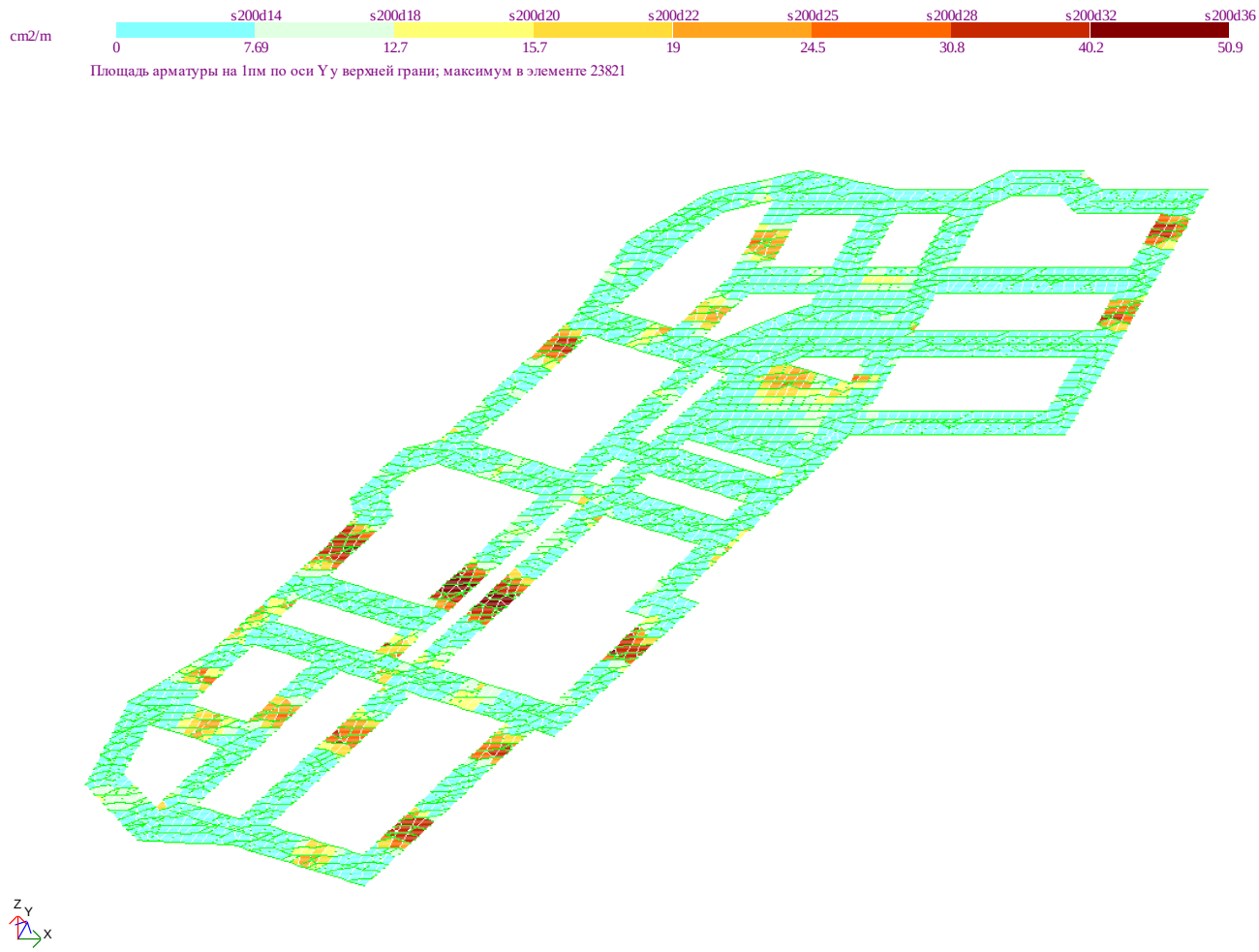


Рисунок 3.13 – Армування по верхній грані ростверку по осі У (варіант з сейсмікою)

3.2 Результати розрахунку надземної частини

При проєктуванні будинків повинні бути враховані вимоги [3-10].

Зокрема, жорсткість будівлі повинна бути такою, щоб перекоси поверхів від сейсмічних впливів не перевищували допустимих значень, а для визначення зусиль в несучих елементах конструкцій слід враховувати таку кількість форм власних коливань споруди, при якому сума модальних мас була б не менше 85% при горизонтальних впливах і не менше 75% при вертикальних впливах.

Критерієм міцності залізобетонних конструкцій може служити необхідний коефіцієнт їх армування при невигідних поєднаннях розрахункових зусиль. В рамках цього дослідження було прийнято, що для виключення крихкого руйнування залізобетонних елементів, армування їх не повинно перевищувати:

3% - для колон, сердечників і ригелів; 4% - для стін; 2.5% - для перекриттів.

Критерієм міцності цегляних стін є стиснення, розтягнення, дотичні напруження в цегляній кладці.

Попередні розрахунки показали, що в ряді цегельних стін 1-2 поверхів стискають напруги перевищують гранично допустиме значення - 257,9 т/м^2. У ряді цегляних стін 12-13 поверхів розтягують напруги перевищують гранично допустиме значення - 12 т/м^2.

При аналізі характеру розподілу напруг в кладці прийнято рішення додати вертикальні залізобетонні сердечники перетином 400х400 мм по всій висоті будівлі на перетині осей В/1-7/1, а також збільшити товщину стіни по осі К/1 до 510 мм.

Для усунення зон кладки, в яких розрахункові напруги перевищують гранично допустимі, прийнято рішення додати залізобетонні сердечники перетином 380х200 мм в рівні одного поверху на відмітках:

0.000 - в стіні по осі А/1 в осях 5/1-6/1;
в стіні по осі 2/1 в осях Б/1-В/1;
в стіні по осі 4/1 (2 шт.) в осях Д/1-Е/1;
в стіні по осі 5/1 (2 шт.) в осях Д/1-Е-1;
на перетині осей Ж/1-2/1 та К/1-3/1;
в стіні по осі Г/2 (2 шт.) в осях 3/2-4/2;

+38.700 - в стіні по осі 5/1 (2 шт.) В осях Б 1-В/1;
в стіні по осі 5/1 в осях Д/1-Е-1;
в стіні по осі 4/1 (2 шт.) в осях Д/1-Е-1;
на перетині осей Е-1-3/1, Ж/1-6 1 і Г/1-2/2;
в стіні по осі К/1 в осях 3/1-4/1;
на перетині осей К/1-3/1 (перетин 400х400 мм)

+42.150 - в стіні по осі 5/1 (2 шт.) В осях Д/1-Е/1;
на перетині осей Е/1-3/1, Ж/1-7/1 та К/1-4/1.

В рівні мансардного поверху в стіни з ніздрюватого бетону прийнято рішення додати залізобетонні сердечники перетином 400х400 мм.

Схеми установки додаткових залізобетонних сердечників (відмічені червоним кольором) наведені на рис. 3.14; 3.15; 3.16.

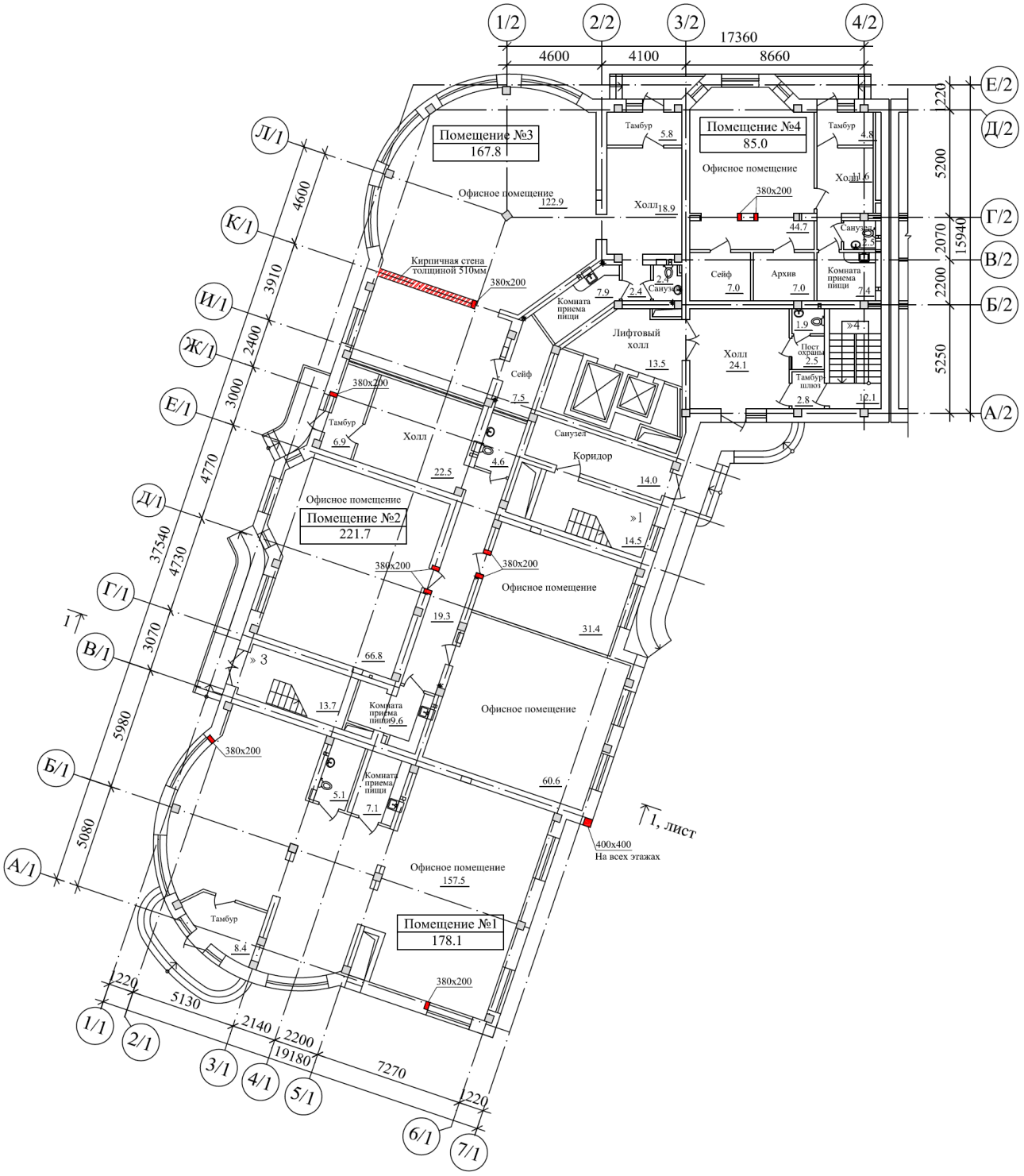


Рисунок 3.14 - Схема установки додаткових сердечників (відм. 0.000)

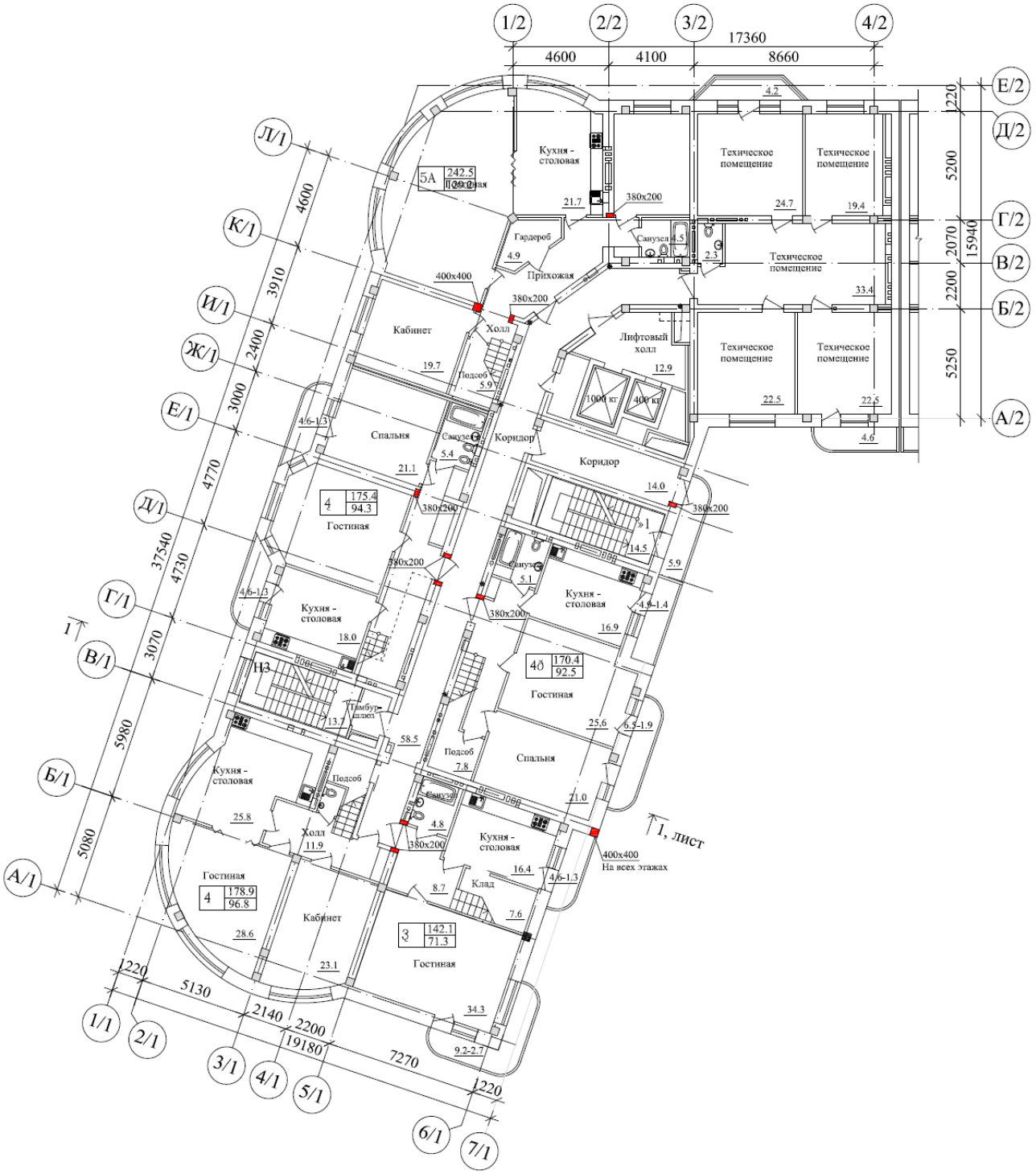


Рисунок 3.15 - Схема установки додаткових сердечників (відм. +38.700)

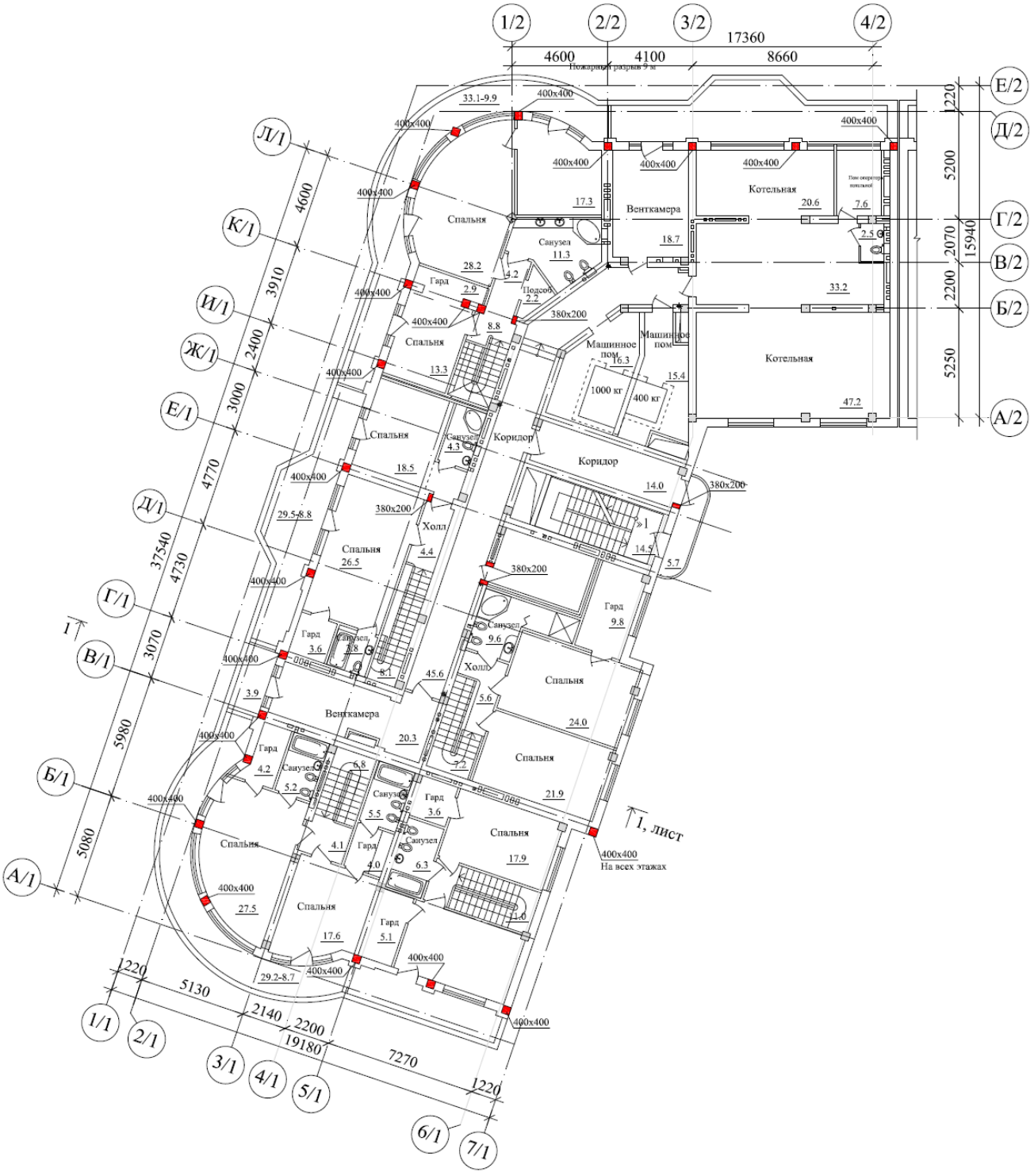


Рисунок 3.16 - Схема установки додаткових сердечників (відм. +42.150)

3.3 Модальний аналіз

Тривимірна динамічна модель є багатомасовою системою. Маси зосереджені в усіх вузлах розрахункової динамічної моделі будинку.

Розрахунки динамічної моделі будівлі виконані відповідно до [3].

Для задоволення вимог [3] за сумою модальних мас, комп'ютерна модель секцій будівлі була розрахована на 24 форми власних коливань.

В результаті проведених розрахунків отримані динамічні характеристики розглянутих моделей будівлі за формами власних коливань (табл. 3.5).

Форми власних коливань представлені на рис. 4.7. Перша і третя форми є поступальні коливання; друга форма коливань - кручення.

Таблиця 3.5 - Частоти і періоди власних коливань висотного будинку (секції 1)

Номера Форм коливань	Частота коливань, Гц	Період коливань, с	Сума модальних мас,%, при сейсмічних впливах по осях:			
			X	Y	45º	135º
1	0.738	1.354	40.61	16.29	2.73	54.17
2	0.856	1.169	45.60	17.96	3.17	60.39
3	0.999	1.001	64.11	65.46	65.82	63.74
4	2.684	0.373	70.35	68.26	66.16	72.44
5	2.910	0.344	75.49	68.51	67.72	76.28
6	3.220	0.311	77.43	78.43	78.04	77.82
7	4.291	0.233	77.43	78.44	78.05	77.82
8	4.714	0.212	77.44	78.92	78.21	78.15
9	4.946	0.202	78.96	79.13	78.50	79.59
10	5.169	0.193	80.19	79.15	78.98	80.36
11	5.640	0.177	81.19	79.53	80.29	80.43
12	5.785	0.173	81.28	81.90	81.99	81.20
13	5.929	0.169	81.87	82.77	82.00	82.64
14	6.147	0.163	82.38	82.90	82.58	82.70
15	6.416	0.156	82.38	82.90	82.58	82.70
16	6.535	0.153	82.39	82.90	82.59	82.71
17	7.028	0.142	82.62	82.91	82.75	82.78
18	7.055	0.142	82.64	82.91	82.78	82.78
19	7.259	0.138	82.91	83.14	82.78	83.28
20	7.420	0.135	82.92	83.15	82.78	83.29
21	7.742	0.129	84.92	83.16	83.93	84.15
22	7.875	0.127	84.93	84.36	84.44	84.86
23	8.054	0.124	85.12	84.56	84.44	85.24
24	8.317	0.120	85.26	85.55	85.38	85.43
Примітки. Заливкою відзначені форми коливань, програмно що визначають напружено-деформований стан будівлі.						

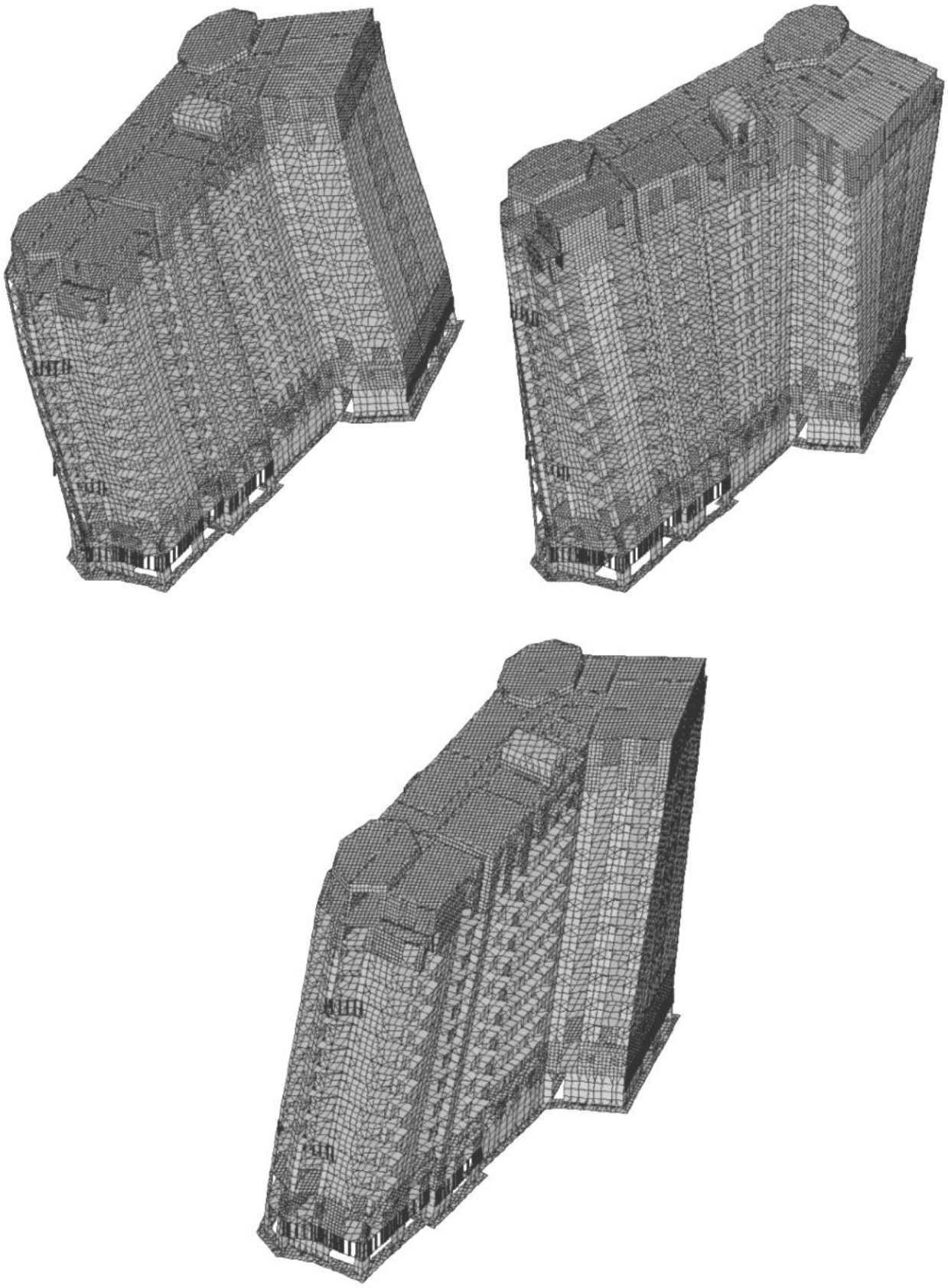


Рис. 3.17 - Форми власних коливань будинку

3.4 Деформований стан будинку

У [7] горизонтальні переміщення у вигляді перекосів поверхів обмежуються і стосовно оскільки він розглядався будівлі не повинні перевищувати 1/400 висоти поверху [3; 7]. Про здійсненності цих вимог свідчать дані, наведені в табл. 3.6.

Максимальні значення перекосів поверхів становлять - 1/477 висоти, що не перевищує допустиме значення, рівне 1/400.

Таблиця 3.6 - Деформований стан будинку при сейсмічних впливах

Z, м	Переміщення $\Sigma X_y Y_y$, мм, при сейсміці за напрямками:				Перекоси поверхів при сейсміці за напрямками:			
	X	Y	45°	135°	X	Y	45°	135°
45.60	71.2	45.1	36.3	82.3				
42.15	67.9	43.0	34.3	78.5	1047	1654	1739	907
38.70	64.7	41.0	32.2	74.7	1060	1673	1633	918
35.25	59.7	37.8	29.9	69.0	696	1099	1489	603
31.80	54.5	34.5	27.4	62.9	660	1042	1347	571
28.35	48.8	30.9	24.6	56.4	610	964	1234	528
24.90	42.7	27.1	21.6	49.4	565	892	1156	489
21.45	36.6	23.1	18.6	42.2	557	880	1142	483
18.00	30.3	19.2	15.5	35.0	550	869	1115	**477**
14.55	24.1	15.2	12.3	27.8	554	875	1106	480
11.10	18.3	11.6	9.3	21.1	599	946	1121	518
7.65	12.7	8.0	6.3	14.7	616	973	1169	533
4.20	7.3	4.6	3.7	8.4	636	1005	1325	551
0.00	1.7	1.1	1.4	1.9	753	1189	1800	652
-4.10	0.0	0.0	0.0	0.0	2429	3837	2975	2104

Позначення:
Z - апплікати перекриттів з вибраними вузлами розрахункової схеми, розташованими на одній вертикалі.
ΣXyYy - геометрична сума пружних переміщень вузлів в горизонтальній площині.
Пружні переміщення - різницю між повними (обчисленими) переміщеннями і кінематичними
переміщеннями обраних вузлів за рахунок повороту і лінійного зміщення фундаментної плити.
Перекіс - величина, зворотна відношенню висоти поверху до різниці пружних переміщень обраних вузлів суміжних поверхів.

Примітка. Для розглянутої розрахункової схеми кінематичні переміщення вузлів будівлі за рахунок повороту фундаментної плити не враховувалися, оскільки і з ними перекоси виявилися меншими гранично допустимих (1/477<1/400)

Максимальні значення перекосів поверхів складають - 1/477 висоти, що не перевищує допустиме значення, рівне 1/400.

Максимальні горизонтальні переміщення будівлі при сейсмічних впливах досягають значення 75,93 мм.

3.5 Висновки за результатами досліджень

1. В результаті виконаних попередніх розрахунків було досліджено напружено-деформований стан несучих конструкцій висотного житлового будинку, який є 12-ти поверховим з вбудованими приміщеннями громадського призначення та підземним паркінгом в місті Одеса.

2. Об'ємно-планувальне рішення будівлі відповідає, в основному, вимогам чинних норм [10] при розрахунковій сейсмічності територіального майданчика 7 балів.

3. Результати розрахунків вибраного варіанту будинку показали:

- навантаження на палі при сейсмічних впливах перевищує несучу здатність палі, встановлену за результатами натурних випробувань паль [3], що дорівнює 120 т.
- розрахункове армування фундаментного ростверку перевищує граничне значення, а також в ряді цегляних стін 1-го, 2-го і мансардного поверхів стискають і розтягують напруги перевищують гранично допустиме значення.

4. З метою забезпечення сейсмостійкості будівлі пропонується збільшити кількість паль до 371 шт. і збільшити ширину фундаментного ростверку. Для усунення перевищення розрахункових напружень в кладці гранично допустимих значень запропоновано додати залізобетонні сердечники і збільшити товщину стін у відповідність зі схемами на рис. 3.18.

5. Основою пальового фундаменту служить шар ІГЕ-6 [17] - суглинок червоно-бурий важкий твердий з модулем деформації Е = 20 МПа. Заглиблення паль завдовжки 17.4 м в несучий шар ІГЕ-6 становить 1.0 м. Товщина опорного шару ІГЕ-6 нижче п'яти паль не менше 5.0 м.

6. Середня розрахункова осадка фундаменту палі при впливі вертикальних навантажень складає 4.65 см, що не перевищує гранично допустимої величини [18 см], регламентованої нормами [7].

7. При виконанні розрахунків пальових фундаментів прийнята планувальна відмітка 51,3 м, що вище рівня підошви плитного ростверку на 3.6 м.

8. Розрахункові величини несучої здатності паль і розрахунок на стиск і висмикування, що передаються на палю, відповідно рівні:

- для варіанту без урахування сейсмічних впливів F_d = 271.05тс (N_d = 216.84тс), F_{du} = = 119.5тс (N_{du} = 95.6тс)
- для варіанту з урахуванням сейсмічних впливів F_{eq} = 172.2тс (N_{eq} = 137.7тс), F_{equ} = = 89.5тс (N_{equ} = 74.28тс).

Для уточнення фактичної величини несучої здатності паль необхідно додатково провести контрольні випробування паль відповідно до положень діючих норм України з доведенням величини статичного навантаження до значення, при якому осаду палі буде дорівнює 3.6 см.

9. Максимальна деформативність будівлі при сейсмічних впливах, визначених за спектральним методом, що оцінюється перекосами поверхів, становить 1/477 висоти поверху, що не перевищує допустиме значення, рівне 1/400. Для виключення руйнування перегородок під час землетрусу необхідно передбачити в проекті зазори між перегородками і несучими конструкціями не менше 20 мм.

10. Величина армування несучих залізобетонних елементів не перевищує значень, що пред'являються до них нормативними документами.

11. При подальших розрахунках наступних секцій та їхньому проєктуванні - їхні несучі конструкції необхідно привести у відповідність з несучими конструкціями цього об’єкта дослідження.

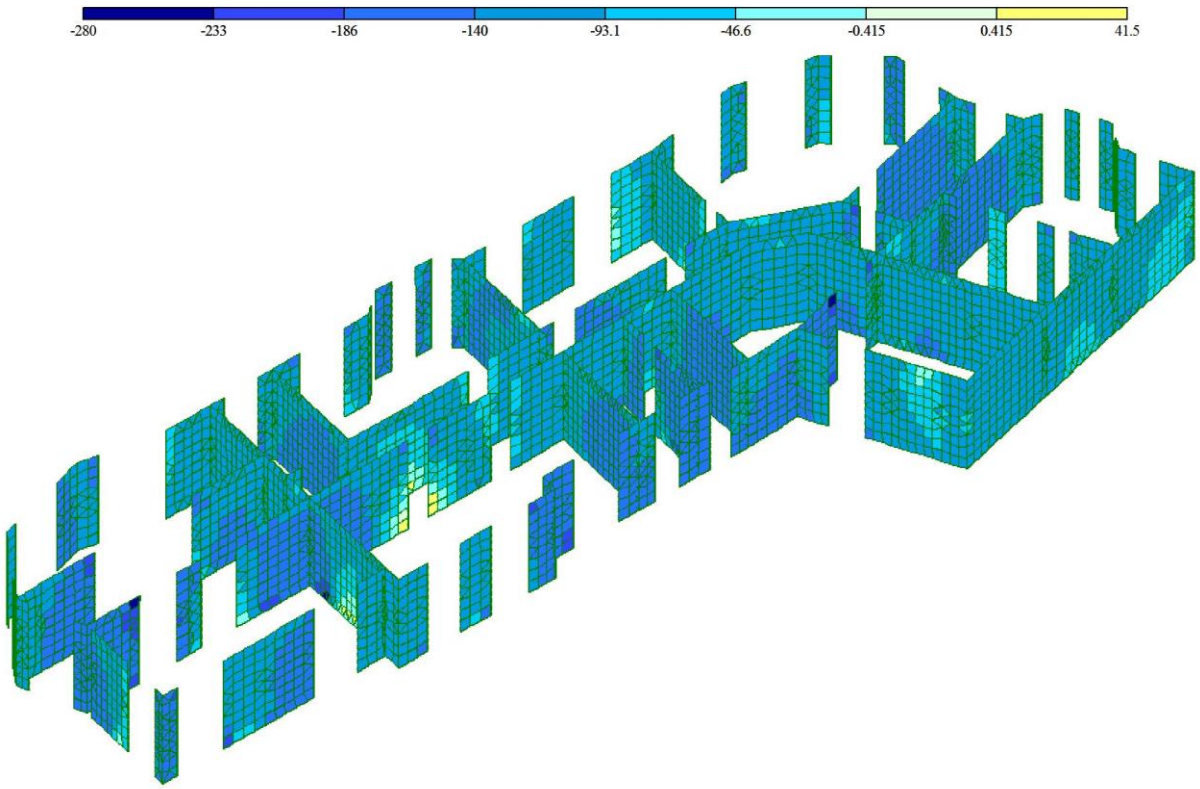


Рис. 3.18 - Напруги до кладки стін 1-го поверху по неперев'язаному шву (РСН-1)

Результатами армування залізобетонних елементів є наступні отримані розрахункові величини:

Визначення розрахункового армування конструкцій будівлі виконувалося за допомогою модулів ЛІР-АРМ програмного комплексу «LIRA» [18]. Система ЛІР-АРМ призначена для визначення та перевірки армування в стрижневих і пластинчастих елементах відповідно до нормативних вимог [3; 7; 13].

Опис підбору і розміщення арматури в стрижневих і плоских конструкціях в модулі ЛІР-АРМ.

При визначенні розрахункового армування несучих конструкцій будівлі враховувалися розрахункові сполучення зусиль.

В особливому поєднанні навантажень враховані всі постійні і тимчасові навантаження навантажень з знижувальними коефіцієнтами поєднань відповідно до [3].

Слід зазначити, що зусилля від сейсмічних впливів для підбору арматури по особливому поєднанню навантажень визначалися тільки за спектральним

методом [3]. Вплив акселерограми нерозглядалася, тому що в разі їх обліку зусилля в надземних конструкціях слід визначати з урахуванням їх нелінійного деформування.

Крім того, з огляду на призначення розраховується будівлі, коефіцієнт k1 прийнятий рівним 0,35 - при розрахунку по [3], тобто в обох випадках допускалися залишкові деформації і пошкодження конструкцій будівлі. З цієї причини ширина розкриття тріщин не обмежувалася і підбір арматури за цим параметром не виконувався. Аналіз результатів свідчить про те, що при розрахунку будинку на навантаження, визначені за чинними нормативними документами з урахуванням сейсмічних, зусилля в основному у всіх несучих конструкціях сприймаються проектними перетинами.

У залізобетонних сердечниках армування, що перевищує 3%, потрібно в двох обмежених областях - в місці з'єднання сердечників з монолітної залізобетонної стіною підвалу (рис. 3.19). В інших сердечниках армування менше 3%.

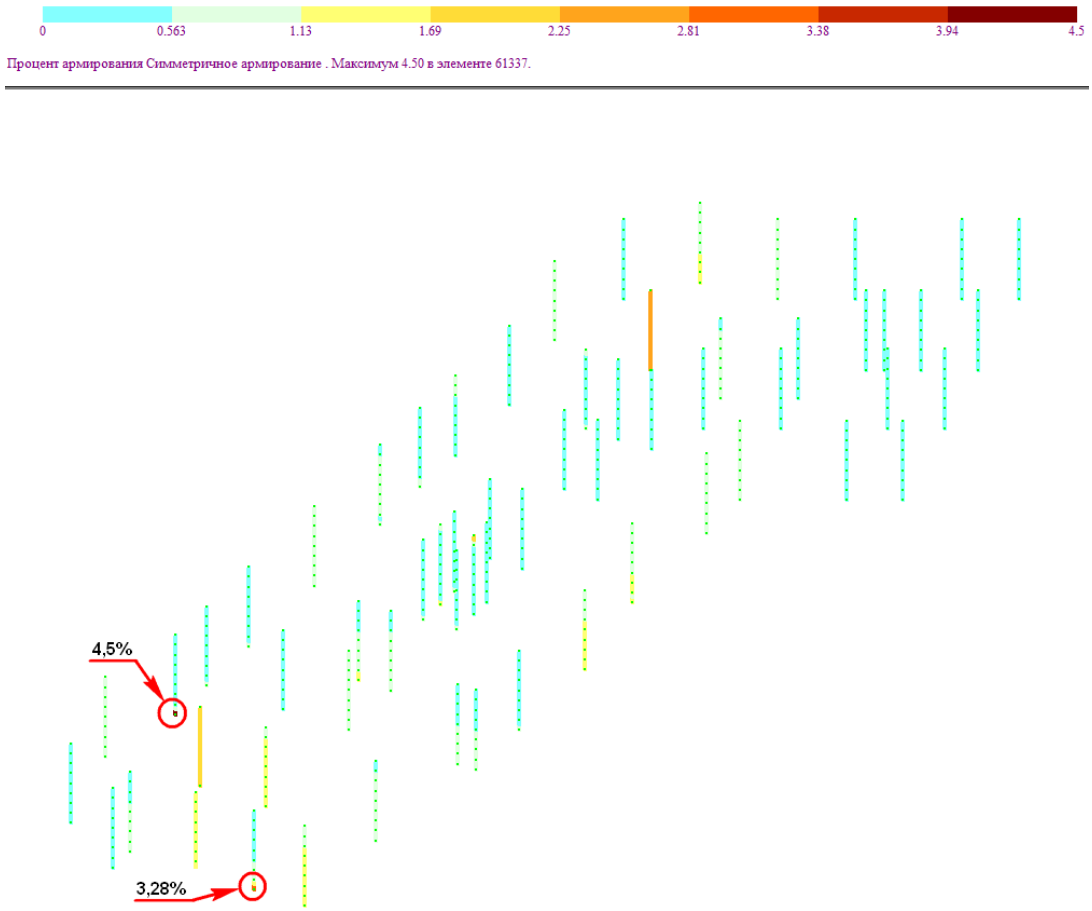


Рис. 3.19 - Армування залізобетонних сердечників в рівні 1-го поверху

Далі зображено армування плити перекриття, яка є найбільш навантаженою (рис. 3.20), але з розрахунків можна зробити висновок, що армування не перевищує допустимих значень.

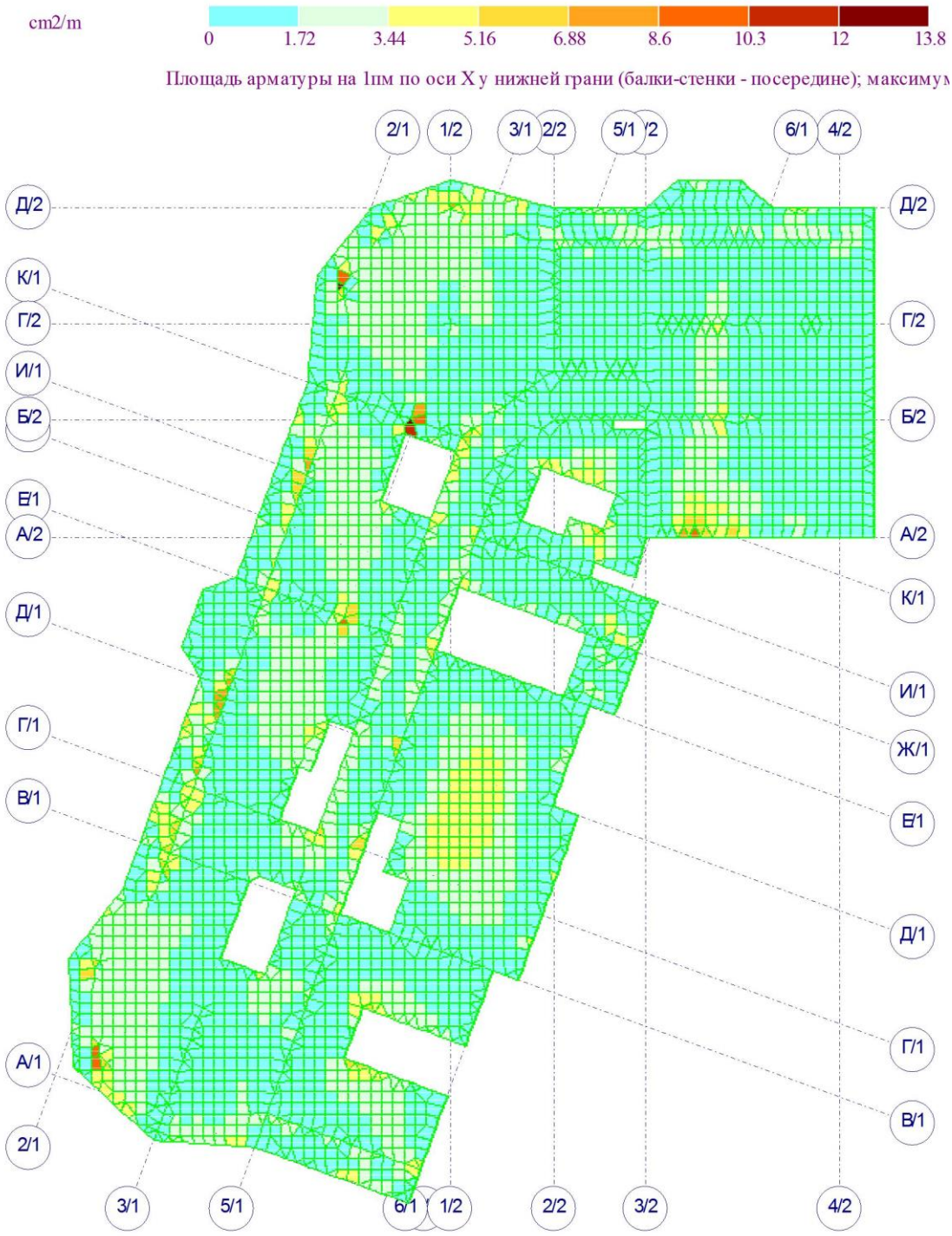


Рис. 3.20 - Армування плити перекриття на відм. +42.150

арматура по осі X у нижній межі

РОЗДІЛ 4. ТЕХНІЧНА ЧАСТИНА

4.1Архітектурно-будівельні рішення

Для виконання аналізу було отримано наступні вихідні дані:

- Висновок «Про інженерно-геологічні умови майданчика для будівництва житлових будинків на ділянці між вул. Пироговською, 2, бул. Італійським, 1 у м. Одесі (перший етап)», виконаний КП «Прохідник», Одеса – 2009 [14].
- Звіт за результатами занурення паль на об'єкті «3-х секційний 12-ти поверховий житловий будинок із вбудованими приміщеннями громадського призначення та підземним паркінгом, розташований за адресою: м. Одеса, вул. Пироговська, 2 / Італійський бульвар, 1», виконаний ДП «Криворізька дослідна партія», Кривий Ріг – 2012 [15].
- Звіт на тему: «Визначення сейсмічної небезпеки будівельного майданчика 3-х секційного 12-поверхового житлового будинку з вбудованими приміщеннями громадського призначення та підземним паркінгом на вулиці Пироговській, 2, Італійський бульвар, 1 в м. Одесі за даними сейсмічного районування та генерування розрахункових акселерограм», виконаний ДП «Сейсмобуд», Інститутом геофізики ім. С.І. Суботіна НАН України, Київ-Одеса – 2012 [16].
- Висновок «Про результати буріння структурних свердловин з метою визначення потужності вапняку-черепашника (пильного) на майданчику будівництва багатоповерхового житлового будинку на території між вул. Пироговській, 2/бул. Італійський, 1у м. Одесі», виконано ТОВ «Спеціалізоване гірничо-будівельне підприємство «ОДЕСМІСТБУД», Одеса – 2012 [17].

Висновок про інженерно-геологічні умови майданчика для будівництва житлових будинків використовуємо як основу для оцінки об'ємно-планувального і конструктивного рішень будинку в частині відповідності вимогам діючих норм з сейсмостійкого будівництва [6]. Інші отримані документи використовуємо для оцінки інженерно-геологічних умов і визначення розрахункової сейсмічності.

4.1.1. Характеристика інженерно-геологічних умов

Інженерно-геологічні умови майданчика будівництва прийняті відповідно до отриманих інженерно-геологічних умов ділянки будівництва житлових будинків на ділянці між вул. Пироговській, 2, бул. Італійським, в м. Одесі (перший етап), а також [28].

В інженерно-геологічному відношенні ділянка відноситься до III категорії складності. За результатами буріння розвідувальних свердловин і лабораторних визначень в межах стиснутої товщі, результатів польових випробувань методом статичного зондування виділено 8 інженерно-геологічних елементів, а саме 1; 2; 3; 4; 5; 5а; 5б; 6 ІГЕ.

Геологічний розріз представлений на рис. 4.1.

В гідрогеологічному відношенні ділянка будівництва відноситься до потенційно підтоплюваних територій. Пройденими свердловинами виявлений водоносний горизонт техногенного походження, який обмежений супісками Бузького горизонту (ІГЕ-2) і легким суглинком дніпровського (ІГЕ-4). Глибина залягання склала в період вишукувань 3.8-4.0 м. За даними режимних спостережень, сезонні коливання рівня ґрунтових вод (УГВ) можуть становити ± 0,5-1,5 м. Тугопластична і напівтверда консистенція ґрунтів ІГЕ-1 непрямим чином свідчить про локальні витоки води з водогінних комунікацій (водопровід, каналізація, теплотраса).

Інженерно-геологічні елементи занесено в табл. 4.1.

За просіданням ділянка відноситься до першого типу. За сейсмічними властивостями ґрунти відносяться до третьої категорії [3].

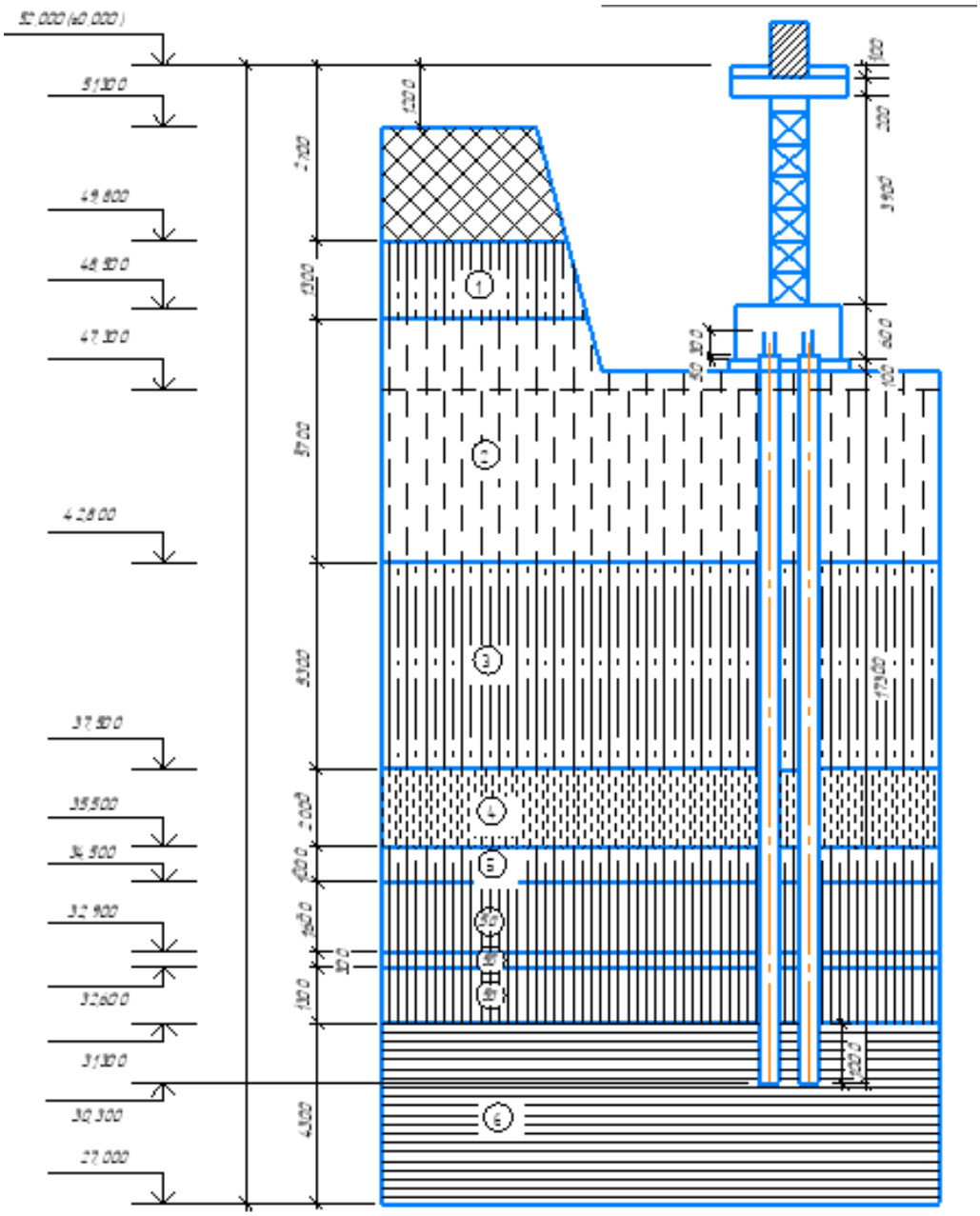


Рис. 4.1. Геологічний розріз

Таблиця 4.1 - Інженерно-геологічні елементи

Насипний шар (**tHhl**) не однорідний і підлягає зрізку.
ІГЕ-1 (vdPIIIpc-ePIIIdf) - суглинок жовто-бурий лесовидний середній напівтвердий, тугопластичний характеризується просадними властивостями від додаткових навантажень. Нерівномірно зволожений витоками з водогінних комунікацій. Потужність шару становить - 1.1-2.8 м.
ІГЕ-2 (vdPIIIbg) - супісок палевий лесовий від текучої до пластичної консистенції сільностисливий. Потужність шару - 5,2-6,0 м.
ІГЕ-3 (ePIIkd-edPIIIvt) - суглинок світло-бурий лесовидний середній напівтвердий і тугопластичної консистенції, просадковий при додаткових навантаженнях. Потужність шару - 4.3-5.3 м.
ІГЕ-4 (vdPIdn) -с суглинок палевий легкий від м'якопластичної до текучепластичної консистенції, ільностисливий. Потужність шару - 2.0-2.2 м.
ІГЕ-5 (e, vdPImr-ePIIzv) - суглинок червоно-бурий середній напівтвердий тугопластичний. Потужність шару - 1.1-1.8 м.
ІГЕ-5а (e, vdPImr-ePIIzv) - суглинок червоно-бурий важкий твердий напівтвердий, потужність шару - 0.4-2.2 м.
ІГЕ-5б (e, vdPImr-ePIIzv) - суглинок червоно-бурий середній м'якопластичний потужність шару - 0.3-0.6 м.
ІГЕ-6 (EIIkr-PIsh) - глина буро-сіра, червоно-бура тверда з карбонатними включеннями. Розкрита загальна потужність шару - 6,0.

Глибина промерзання - 0.8 м. Як ґрунти основи для глибинного пальового фундаменту рекомендується використовувати сіро-бурі, червоно-бурі тверді глини (ІГЕ-6).

У 2012 році з метою визначення потужності вапняку-черепашнику (пильного) виконані додаткові бурові роботи. Пройденими свердловинами (8 шт.) Глибиною 38-40 м розкритий вапняк черепашник потужністю 2,0-3,7 м, що свідчить про малу ймовірність поширення підземних виробок (катакомб).

Геологічну колонку свердловини «4с» наведено на рис. 4.2.

Інженерно-сейсмологічну характеристику майданчика розміщення об’єкта визначаємо за нормативною інтенсивністю сейсмічних впливів для міста Одеса, і приймаємо на основі карти «А» та списку населених пунктів України, наведеного в [3]. Вона становить 7 балів за шкалою MSK-64.

Відповідно до класифікації ґрунтів за результатами інженерно-геологічних вишукувань та за таблицею 1.1 [3] – ґрунти майданчика будівництва відносимо до ІІІ категорії за сейсмічними властивостями.

В табл. 4.2 наведені нормативні та розрахункові значення показників властивостей ґрунтів.

Таблиця 4.2 – Нормативні та розрахункові значення показників властивостей ґрунтів

Таблиця нормативних та розрахункових значень показників властивостей грунтів

Індекс генезису та вік	ІГЕ	Номенклатурне найменування грунту	Нормативні значення											Розрахункові значення								Початковий тиск просідання	Питомий опір під конусом зонду	Порядковий № класифікації згідно ДБН Д.2.2-1-99
			Природна вологість	Число пластичності	Показник текучості	Коефіцієнт пористості	Ступінь вологості	Щільність	Щільність частинок грунту	Щільність грунту в сухому стані	Модуль деформації	Кут внутрішнього тертя	Питоме зчеплення	Щільність грунту при α=0.95	Щільність грунту при α=0.85	Питоме зчеплення при α=0.95	Питоме зчеплення при α=0.85	Кут внутрішнього тертя при α=0.95	Кут внутрішнього тертя при α=0.85				
			Долі одиниці					г/см^3			МПа	Град	кПа	г/см^3		кПа		Град.		кПа	МПа		
			W	I_p	I_L	e	S_r	ρ	ρ_s	ρ_d	E	φ	c	ρ_I	ρ_{II}	c_I	c_{II}	φ_I	φ_{II}	$P_{поч.}$	q		
	1	Шар грунто-рослинний																						
t IV	1а	Насипний грунт																				4,9		
vd III pc	2	Пісок мілкий				0,63		1.74 2.09	2.65	1,63	18,5	32	2	1.65 2.02	1.69 2.05	1	2	29	32		6,1	29а
vd III pc	3	Лесовидний супісок.vd III pc	0,11	0,03	<0 2.11	0,58	0,51	1.86 2.04	2.66	1,68	8,5 4,5	19	15	1.82 2.02	1.83 2.03	10	15	16	19	28	2,1	36б
e III df	4	Суглинок e III df (похований грунтово-рослинний шар)	0,22	0,11	0.16 1.46	0,97	0,61	1.68 1.86	2.68	1,37	10 3	15	12	1.65 1.85	1.66 1.85	8	12	14	15	100	0,8	35а
vd III bg	5	Лесовидний супісок,vd III bg	0,22	0,07	0.27 2.04	0,90	0,64	1.70 1.87	2.67	1,41	20 4,5	16	15	1.68 1.87	1.69 1.87	9	14	15	15	134	0,5	35б
e III pl	6	Суглинок гумусований,e III pl (похований грунтово-рослинний шар)	0,25	0,10	0.55 1.60	0,94	0,70	1.78 1.89	2.68	1,38	11,5 4	15	14	1.73 1.87	1.75 1.88	9	14	14	15	145	0,6	35б
f II dn	7	Суглинок флювіогляціальний	0,19	0,09	0.35	0,56	0,91	2.07 2.09	2.68	1,73	10,0	18	19	2.03 2.07	2.05 2.08	12	19	15	18		1,4	35в
f II dn	7а	Суглинок флювіогляціальний, текучопластичний	0,23	0,08	0.91	0,56	1,11	2.08 2.06	2.68	1,73	8,5	16	13	2.03 2.03	2.05 2.04	8	13	13	16		1,1	35в
f II dn	8	Супісок флювіогляціальний	0,22	0,06	0.48	0,61	0,96	2.04 2.05	2.67	1,68	13,0	25	14	2.02 2.04	2.03 2.04	9	14	21	25		2,6	36в
f II dn	8а	Супісок флювіогляціальний, текучий	0,23	0,06	0.91	0,69	1,00	1,99 1.98	2.69	1,59	4,0	21	6	1,99 1.99	2,00 2,00	4	6	18	21		0,8	36в
g II dn	9	Супісок моренний	0,17	0,06	0.26	0,43	1,09	2.18 2.17	2.68	1,89	46,0	30	21	2.15 2.15	2.16 2.16	14	21	26	30		11,3	36а
lg II dn	9а	Супісок озерно-льодовиковий	0,22	0,06	0.55	0,62	0,96	2.03 2.04	2.67	1,66	19,0	25	14	2.01 2.03	2.02 2.03	9	14	21	25		13,6	36а
lg II dn	10	Суглинок озерно-льодовиковий	0,21	0,13	0.07	0,55	1,01	2.12 2.10	2.70	1,76	16,0	25	37	2.06 2.08	2.08 2.09	24	37	21	25		2,3	35а
N	11	Глина	0,20	0,22	<0	0,54	1,01	2.13 2.13	2.74	1,79	28,0	24	59	2.12 2.12	2.12 2.12	39	59	20	24		4	8д

№ ІГЕ	Геологічний індекс	Глибина до підошви, м	Абс. відмітка підошви шару, м	Потужність шару, м	Опис порід	Геологічний розріз	Рівень підземних вод (глиб,м)
1	tHhl	1.0	50.40	1.0	Насипний шар.		
2	vdPmp-ePmdf	3.3	8.10	2.3	Суглинок лісовий жовто-бурий важкий (середній) твердий		▼4.1
3	vdPmbg	9.4	42.0	6.1	Суглинок легкий з прошарками супіску лісоподібний злітло-палевий текучої консистенції		47.30
4	tPnkd-ePmvt	12.9	38.50	3.5	Суглинок лісоподібний світло-бурий важкий (середній) твердий, напівтвердий з прошарками м'якопластичної консистенції		
5	Pndn	14.9	36.50	2.0	Суглинок легкий лісоподібний буро-палевий, палевий текучої консистенції		
6	e,vdP1mr-ePnzv	19.3	32.10	4.4	Суглинок червоно-бурий важкий твердий		
7	*P1sh-Enkr*	28.5	22.90	9.1	Глина червоно-бура, сіро-бура, сіро-коричнева тверда		
8	N1p	33.0	18.40	4.5	включеннями червоно-бурої, жовтої глини		
9		35.0	16.40	2.0	Вапняк жовтий вивігрілий, із Вапняк світло-сірий перекристалізований, плитчастий		
10		37.20	14.20	2.2	Вапняк-черепашник жовтий з прошарками перекристалізованого		
11		39.0	12.40	1.8	Вапняк світло-жовтий, білий мергелистий І		

Рис. 4.2 - Геологічна колонка свердловини «4с»

4.1.2 Об'ємно-планувальні рішення

Житловий будинок є однією з секцій трисекційного житлового комплексу і має 12 поверхів з підвальним та мансардним поверхом (рис. 4.3). Конфігурація будинку в плані – складна Г-подібна. Входи в кожну житлову секцію запроєктовані з боку простору двору. Інженерні рішення згідно з [37; 38; 39].

Згідно з технічним завданням розрахунки виконуємо для секції №1 з габаритними розмірами в осях (в плані) - 37.54 × 19.18 і висотою 45,7 м. Секція відділена від секції №2 антисейсмічним швом.

У підвалі будинку та за його межами передбачено вбудовано-прибудовану підземну автомобільну стоянку (паркінг) для його мешканців, та має технічні та підсобні приміщення. Дотримання санітарних вимог згідно з [40; 41].

На перших поверхах передбачені офісні приміщення, а також входи в житлові секції та допоміжні приміщення.

Незадимлювані сходові клітки освітлені через вікна в зовнішніх стінах кожного поверху і мають перехідні лоджії.

В рівні мансардного поверху запроєктовано інший рівень дворівневих квартир, також технічні приміщення.. Архітектурно-планувальне рішення проєктного будинку (секції №1, яка досліджується) представлено на рис. 4.4; 4.5; 4.6; 4.7.

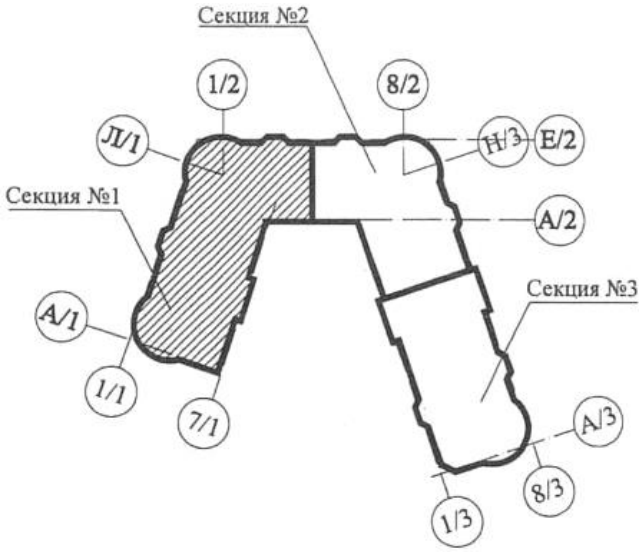


Рис. 4.3. Блокування секцій

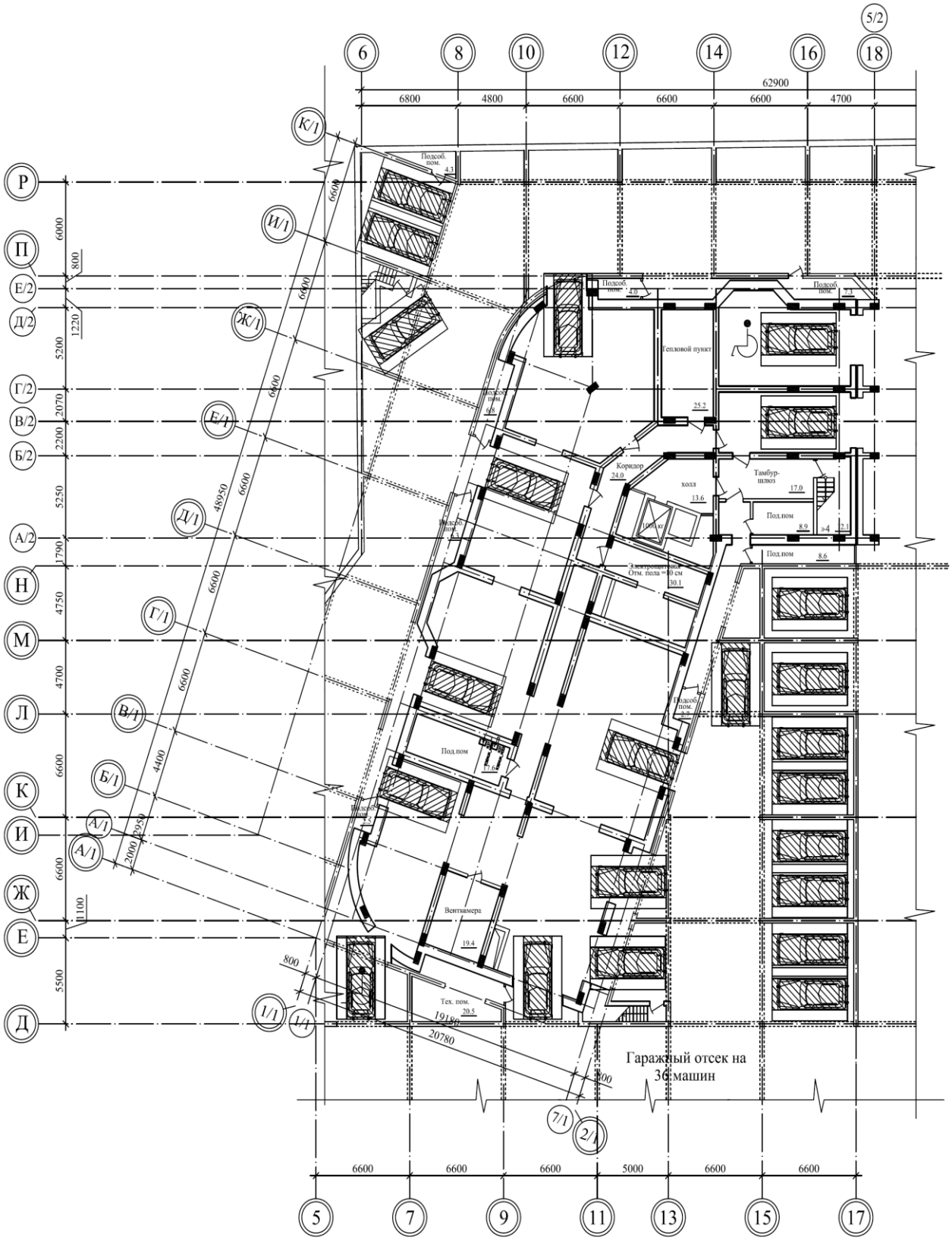


Рис. 4.4. План підземного поверху

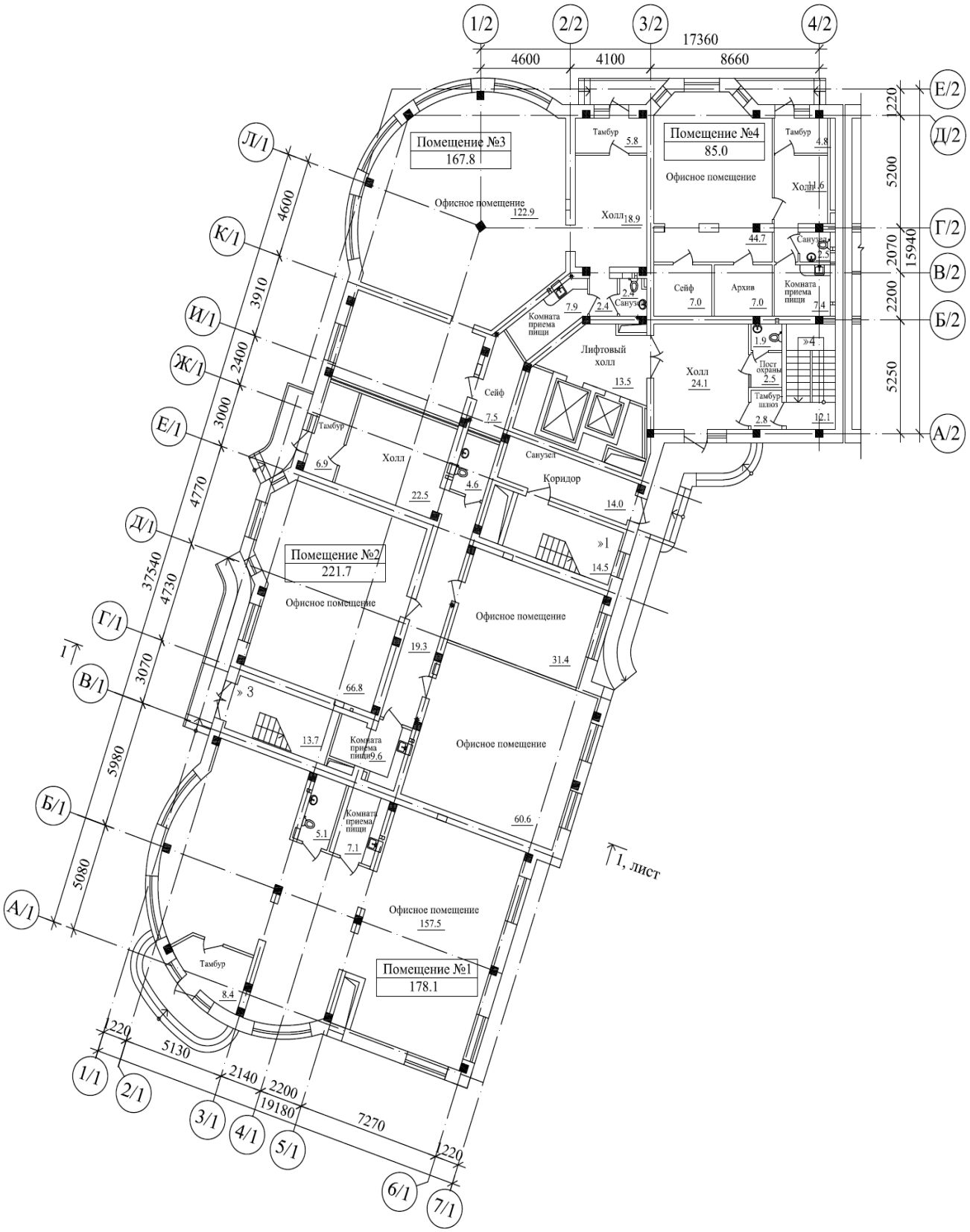


Рис. 4.5. План першого поверху

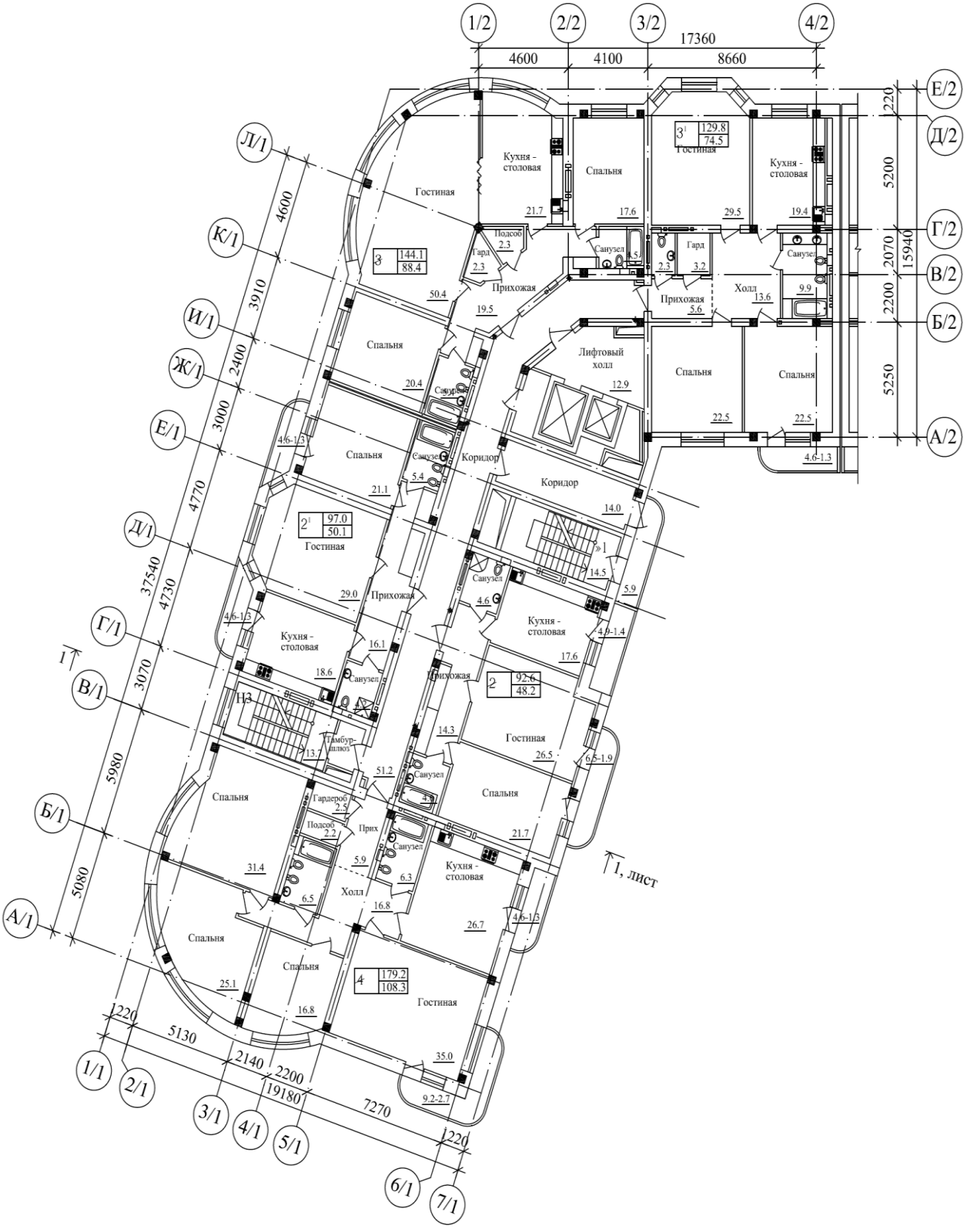


Рис. 4.6. План типового поверху секції 1

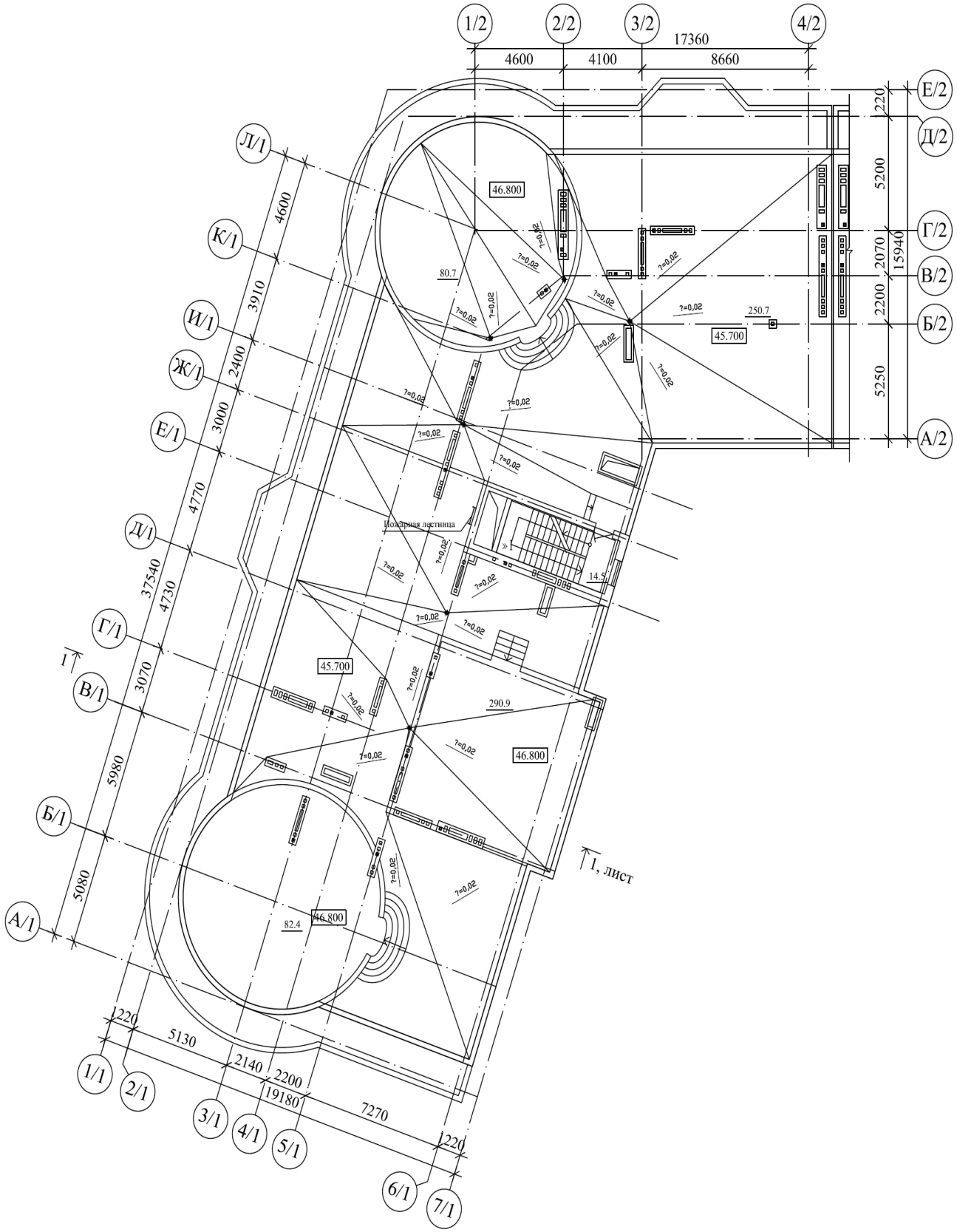


Рис. 4.7. План покрівлі, яка експлуатується

4.2 Конструктивні рішення

Житловий будинок є однією з секцій трисекційного житлового комплексу і має 12 поверхів з підвальним та мансардним поверхом. Конфігурація будинку в плані – складна Г-подібна. Висоти поверхів становлять:

- підвальний поверх - 4.1 м;
- перший поверх - 4.2 м;
- житлові поверхи з другого по дванадцятий - 3,45 м;
- мансардний поверх - 3,45 м;
- частина приміщень - 4,55 м.

Конструктивно будівля вирішена каркасно-кам'яною з несучими стінами і залізобетонними монолітними сердечниками. Просторова жорсткість будівлі забезпечується за рахунок жорсткого з’єднання залізобетонних сердечників з плитами перекриття, об'єднаних між собою перекриттям в єдиний горизонтальний диск.

Фундамент - пальовий з монолітним залізобетонним ростверком з бетону С20/25. Палі призматичні 350×350 мм. Несуча здатність паль на вертикальне навантаження прийнята 120 тон.

Стіни підвального поверху - монолітні залізобетонні товщ. 400, 500, 600 мм.

Стіни підвалу жорстко з'єднані з несучими елементами будівлі.

Монолітні залізобетонні сердечники перетином 400×400 мм на всю висоту будівлі з бетону класу С20/25 і арматури А400С.

Стіни ліфтової шахти спираються на перекриття поверхів, виконані з металевого каркасу із заповненням з керамічної цегли товщ. 250 мм.

Сходові марші та площадки - збірні залізобетонні.

Перекриття і покриття - монолітні, залізобетонні товщиною 220 мм.

Перекриття і покриття виконані з монолітного бетону класу С20/25 і арматури А400С.

Покрівля – плоска, що експлуатується, з внутрішнім водостоком.

Несучі стіни виконані з керамічної цегли товщ. 380, 510, 640 мм, а саме на 1-2 поверхах марка цегли М150, а розчину М100;на 3-8 поверхах марка цегли М125, а розчину - М100; на 9-12 поверхах марка цегли М100, а розчину М75; на мансардному поверсі використаний пористий бетон марки М40.

Внутрішньоквартирні перегородки цегляні товщ. 220 мм.

4.3 Висновки до розділу 4

На сьогодні є надважливою необхідністю вдосконалення об'ємно-планувального простору території України сейсмостійкими та асейсмічними будівлями, так як це частина як продуктивності при загрозі впливів не лише на територіальний устрій ділянки, а й на процеси, які взаємопов'язані та складають ресурсне забезпечення значної території.

Тому дотримання об'ємно-планувальної структури та розроблення архітектурно-будівельних рішень житлового висотного будинку виконується з урахуванням відповідних конструктивних характеристик будівельних елементів, а також комплексних розрахунків щодо міцності, стійкості, пластичності (вдале витримування струшування з прийнятним пошкодженням), довговічності будівлі.

Використання структурних технологій мінімізації впливу та подальших деформацій конструктивних елементів будівлі є основним та потребує постійного вдосконалення та покращення задля збереження життєдіяльності людей.

РОЗДІЛ 5. Економічна частина

Кошторисна документація до магістерської кваліфікаційної роботи складена у відповідності до КНУ Настанова з визначення вартості будівництва. за допомогою кошторисної програми АВК.

Локальні кошториси складаються в поточному рівні цін на трудові і матеріально-технічні ресурси. В локальному кошторисі визначено кошторисну вартість робіт, яка містить в собі прямі та загальновиробничі витрати.

Прямі витрати враховують заробітну плату робітників, вартість експлуатації будівельних машин і механізмів, вартість матеріалів, виробів і конструкцій. Загальновиробничі витрати будівельно-монтажної організації входять у виробничу собівартість будівельно-монтажних робіт. **Загальновиробничі витрати (ЗВВ)** – витрати будівельно-монтажної організації, пов'язані з управлянням, організацією та обслуговуванням будівельного виробництва. В п.4.14 – 4.17 Настанови з визначення вартості будівництва. ЗВВ є складовою собівартості будівельних робіт.

Повний перелік ЗВВ наведений в додатку 10 до настанови. Усі статті ЗВВ згруповані в основні 4 групи:

- *1. Витрати на керування й обслуговування будівельного виробництва:*
- *2. Витрати на організацію робіт на будівельних майданчиках і удосконалення технології*
- *3. Витрати на забезпечення заходів з охорони праці на будівельному майданчику*
- *4. Інші загальновиробничі витрати*

Локальні кошториси складаються в поточних цінах за допомогою:

- ресурсних елементних кошторисних норм (РЕКН), ресурсних елементних кошторисних норм експлуатації будівельних машин і механізмів (РКНЕМ), укрупнених кошторисних норм (УКН);
- вказівки по застосуванню РЕКН;

- поточні ціни на матеріали;
- поточні ціни на машино-години;
- поточні ціни на людино-години;
- правила визначення загальних виробничих витрат.

В локальному кошторисі визначають прямі витрати та загальновиробничі витрати (ЗВВ).

Кошторисна вартість визначалась за допомогою програмного комплексу АВК – 5 [22]. В ньому виконано кошторисні розрахунки на будівництво: на «Підвищення точності визначення параметрів напружено-деформованого стану висотного будинку за рахунок врахування ґрунтової основи».

Результати розрахунків наведено в Додатку Б.

ВИСНОВКИ

1. В результаті виконаних попередніх розрахунків було досліджено напружено-деформований стан несучих конструкцій 12-ти поверхового житлового будинку з вбудованими приміщеннями громадського призначення та підземним паркінгом.

2. Об'ємно-планувальне рішення будівлі відповідає вимогам чинного нормативного законодавства України.

3. Результати розрахунків вихідної розрахункової схеми секції №1 показали, що навантаження на палі при розрахункових сполученнях навантажень перевищує несучу здатність палі, рівну 120 т, розрахункове армування фундаментного ростверку перевищує граничне значення, а також в ряді цегельних стін 1-го, 2-го і мансардного поверхів стискають і розтягують напруги перевищують гранично допустиме значення.

4. Для забезпечення несучої здатності пальової основи необхідно збільшити кількість паль до 371 шт. і збільшити ширину фундаментного ростверку. Для усунення зон кладки, в яких розрахункові напруги перевищують гранично допустимі необхідно додати залізобетонні сердечники і збільшити товщину стін.

5. У модифікованій розрахунковій схемі значення навантаження на палі при розрахункових сполученнях статичних завантаженні не перевищує несучу здатність палі, рівну 120 т. При особливих поєднаннях навантажень з урахуванням допустимого перевантаження в 20% (144 т при сейсмічних впливах) несуча здатність пальового підстави також забезпечена.

6. Максимальна деформативність будівлі при сейсмічних впливах, визначених за спектральним методом, що оцінюється перекосами поверхів, становить 1/486 висоти поверху, що не перевищує допустиме значення, рівне 1/400. Для виключення руйнування перегородок необхідно передбачити зазори між перегородками і несучими конструкціями не менше 20 мм.

7. Нормальні напруги в кладці по неперев'язаному шву не перевищують відповідних розрахункових опорів кладки за винятком локальних зон певних одиничними кінцевими елементами, як правило, трикутної форми.

8. При виконанні робіт потрібно забезпечити необхідну міцність на розтягнення цегляної кладки по неперев'язаному шву не менше 1,2 кг/см^2.

9. Цегляну кладку стін армувати арматурними сітками не менше ніж через 700 мм по висоті відповідно до нормативних вимог.

10. Величина армування несучих залізобетонних елементів не перевищує значень, що пред'являються до них нормативними документами.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Шваб'юк В. І. Опір матеріалів: Навч. посіб. для студентів ВНЗ. Рекомендовано МОН / Шваб'юк В. І. Київ, 2009. 380 с.

2. ДБН В.1.2-14-2018. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. [Чинний від 2022–09–01]. Київ : Мінрегіонбуд, 2018. 36 с. (Державні будівельні норми України).

3. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. . [Чинний від 2007–01–01]. Київ : Мінбуд України, 2006. 75 с. (Державні будівельні норми України).

4. ДБН В.1.2-14:2018. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об’єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. Зі Зміною № 1. [Чинний від 2022–09–01]. Київ : Мінрозвитку, 2022. 36 с. (Державні будівельні норми України).

5. ДСТУ 8855:2019. Будівлі і споруди. Визначення класу наслідків (відповідальності). [Чинний від 2019–12–01]. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2019. 17 с. (Національний стандарт України).

6. ДБН В.1.1-45:2017. Будівлі і споруди в складних інженерно-геологічних умовах. [Чинний від 2017–05–03]. Київ : Мінрегіон, 2017. 35 с.

7. ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. [Чинний від 2019–01–01]. Київ : Мінрегіонбуд України, 2018. 40 с. (Державні будівельні норми України).

8. ДСТУ-Н Б В.1.2-17:2016. Настанова щодо науково-технічного моніторингу будівель і споруд. [Чинний від 2017–04–01]. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2017. 47 с. (Національний стандарт України).

9. ДСТУ-Н Б В.1.2-18:2016. Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінки їх технічного стану. [Чинний від 2017–04–01]. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2017. 35 с. (Національний стандарт України).

10. ДБН В.1.1-12:2014. Будівництво у сейсмічних районах України. [Чинний від 2014–10–01]. Київ : Мінрегіон України, 2014. 118 с. (Державні будівельні норми України).

11. ДБН А.2.1-1-2014. Вишукування, проектування і територіальна діяльність. Інженерні вишукування для будівництва. (Друга редакція). [Чинний від 2014–08–01]. – Київ : Мінрегіон, 2014. 128 с.

12. Будівельні конструкції та їх поведінка в умовах надзвичайних ситуацій: Навчальний посібник / О.В. Васильченко, Ю.В. Квітковський, О.В. Миргород, О.А. Стельмах. Харків : ХНАДУ, 2015. 488 с.

13. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування. [Чинний від 2011–06–01]. Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. 68 с. (Державні будівельні норми України).

14. Висновок «Про інженерно-геологічні умови майданчика для будівництва житлових будинків на ділянці між вул. Пироговською, 2, бул. Італійським, 1 у м. Одесі (перший етап)», виконаний КП «Прохідник», Одеса. 2009. 15 с.

15. Звіт за результатами занурення паль на об'єкті «3-х секційний 12-ти поверховий житловий будинок із вбудованими приміщеннями громадського призначення та підземним паркінгом, розташований за адресою: м. Одеса, вул. Пироговська, 2 / Італійський бульвар, 1», виконаний ДП «Криворізька дослідна партія», Кривий Ріг. 2012. 19 с.

16. Звіт на тему: «Визначення сейсмічної небезпеки будівельного майданчика 3-х секційного 12-поверхового житлового будинку з вбудованими приміщеннями громадського призначення та підземним паркінгом на вулиці Пироговській, 2, Італійський бульвар, 1 в м. Одесі за даними сейсмічного районування та генерування розрахункових акселерограм», виконаний ДП «Сейсмобуд», Інститутом геофізики ім. С.І. Суботіна НАН України, Київ-Одеса. 2012. 25 с.

17. Висновок «Про результати буріння структурних свердловин з метою визначення потужності вапняку-черепашника (пильного) на майданчику

будівництва багатоповерхового житлового будинку на території між вул. Пироговській, 2/бул. Італійський, 1у м. Одесі», виконано ТОВ «Спеціалізоване гірничо-будівельне підприємство «ОДЕСМІСТБУД», Одеса. 2012. 18 с.

18. Програмний комплекс ЛІРА-САПР. Інструкція користувача. Навчальні приклади. За ред. академіка О. С. Городецького. Київ, 2017. 535 с.

19. ДСТУ Б В.1.1-36:2016. Визначення категорій приміщень, будинків та зовнішніх установок за вибухопожежною та пожежною небезпекою. [Чинний від 2017–01–01]. Київ : Мінрегіон України. 2016. 34 с. (Національний стандарт України).

20. ДБН В.2.2-15:2019. Будинки і споруди. Житлові будинки. Основні положення. Зі Зміною № 1. [Чинний від 2022–09–01]. Київ : Мінрегіон, 2017. 76 с. (Державні будівельні норми України).

21. ДБН В 1.1-12:2014. Будівництво у сейсмічних районах України. [Чинний від 2014–10–01]. Київ : Мінрегіонбуд. 2014. 118 с. (Державні будівельні норми України).

22. Бабур Л. Г. Ціни і ціноутворення [Текст] : навчальний посібник / Л. Г. Бабур, О. Г. Лялюк. - Вінниця : ВНТУ, 2004. 119 с.

23. ДБН В.1.2.-5:2007. Науково-технічний супровід будівельних об’єктів. [Чинний від 2008–01–01]. Київ : Мінрегіонбуд. 2007. 17 с. (Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об’єктів).

24. Маренков Н. Г., Гончар В. В. та ін. Чисельний аналіз експериментальних досліджень залізобетонної рами зі стіновим заповненням при сейсмічних навантаженнях. Будівельні конструкції : зб. наук. праць. Київ : НДІБК, 2012. с. 529-539.

25. Ali Sahin Tasligedik. Damage mitigation strategies for non-structural infill walls. Thesis for Doctor of Philosophy in Civil Engineering, 2022. URL: https://www.researchgate.net/publication/303697924_Damage_Mitigation_Strategies_for_Non-Structural_Infill_Walls

26. 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. 320-328.

27. Gokulakannan J, Edwin Fernando. Experimental Study of RC Frame Structure by Dynamic Loading. International Journal of Research Publication and Reviews, Vol 4, no 9. 2023, p. 2228-2236. URL: https://ijrpr.com/uploads/V4ISSUE9/IJRPR17352.pdf

28. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія. [Чинний від 2011–11–01]. Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. 127 с. (Національний стандарт України).

29. Закон України: Про благоустрій населених пунктів. 2005. URL: https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/2807-15#Text

30. Редін В. І. Інфраструктура як фактор розвитку міст України в контексті концепції глобальних міст. Харк. нац. ун. ХНУ ім. В. Н. Каразіна, 2018. URL: file:///C:/Users/rusla/Downloads/209-%D0%A2%D0%B5%D0%BA%D1%81%D1%82%20%D1%81%D1%82%D0%B0%D1%82%D1%82%D1%96-616-1-10-20190409.pdf

31. 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.

32. Перельмутер А.В., Слівкер В.І. Розрахункові моделі споруд та можливість їх аналізу. Вид. СКАД СОФТ, 2011. 736 с.

33. 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]. URL: https://profidom.com.ua/a-3/a-3-2/824-dstu-n-b-a-3-2-12007-nastanova-shhodo-viznachenna-nebezpechnih-i-shkidlivih-faktoriv-

34. Закон України: Про регулювання містобудівної діяльності. URL: https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/3038-17#Text

35. Закон України: Про архітектурну діяльність. Зі змінами. 2009. URL: https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/687-14#Text

36. Закон України: Про будівельні норми. Зі змінами. 2010. URL: https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/1704-17#Text

37. ДБН В.2.5-67:2013. Опалення, вентиляція та кондиціонування. [Чинний від 2014–01–01]. Київ : Мінрегіон України, 2013. 147 с. (Державні будівельні норми України).

38. ДБН В.1.1-7:2016. Пожежна безпека об’єктів будівництва. [Чинний від 2017–10–31]. Київ : Мінрегіон, 2017. 47 с. (Державні будівельні норми України).

39. НПАОП 40.1-1.32-01. (ДНАОП 0.00-1.32-01). Правила будови електроустановок. Електрообладнання спеціальних установок. [Чинний від 2002-01-01]. URL: https://zakon.rada.gov.ua/ rada/show/v0272203-01#Text

40. 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

41. 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

Д О Д А Т К И

ДОДАТОК А

ПРОТОКОЛ
ПЕРЕВІРКИ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ
НА НАЯВНІСТЬ ТЕКСТОВИХ ЗАПОЗИЧЕНЬ

Назва роботи: Підвищення точності визначення параметрів напружено-деформованого стану висотного будинку за рахунок врахування ґрунтової основи

Тип роботи: Магістерська кваліфікаційна робота
(БДР, МКР)

Підрозділ кафедра БМГА, ФБЦЕІ
(кафедра, факультет)

Керівник Андрухов В.М., доцент
(прізвище, ініціали, посада)

Показники звіту подібності

	Turnitin
Оригінальність, %	80
Загальна схожість, %	20

Аналіз звіту подібності (відмітити потрібне):

☑ Запозичення, виявлені у роботі, оформлені коректно і не містять ознак плагіату.

☐ 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.

☐ 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.

Заявляю, що ознайомлений (-на) з повним звітом подібності, який був згенерований Системою щодо роботи (додається)

Автор _____ Романов В.Е.
(підпис) (прізвище, ініціали)

Опис прийнятого рішення

Робота пройшла перевірку на плагіат, допущена до захисту

Особа, відповідальна за перевірку _____ Блащук Н.В.
(підпис) (прізвище, ініціали)

Додаток Б

Форма № 4

Будова -
Шифр проекту

Локальний кошторис № 2-1-1

на МКР «Підвищення точності визначення параметрів напружено-деформованого стану висотного будинку за рахунок врахування ґрунтової основи»

Основа:
креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість	109806,259 тис. грн.
Кошторисна трудомісткість	265,360 тис.люд.-год.
Кошторисна заробітна плата	3897,154 тис. грн.
Середній розряд робіт	3,5 розряд

Складений в поточних цінах станом на “23 жовтня” 2024 р.

№ п/п	Шифр і номер позиції нормативу	Найменування робіт і витрат, одиниця виміру	Кіль-кість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.-год.	
				всього	експлуа-тації машин	всього	заробіт-ної плати	експлуа-тації машин	не зайнятих обслуго-вуваням машин	
				заробіт-ної плати	в тому числі за-робітної плати			в тому числі за-робітної плати	тих, що обслуговують машини	
									на одиницю	всього
		Відділ 1. Підготовчий період								
1	Е1-145-2	Планування площ механізованим способом, група грунтів 2 1000м2	0,77	190,20 --	190,20 57,36	146	-	146 44	- 2,70	- 2
		Разом прямі витрати по відділу 1, грн.				146	-	146 44		- 2
		в тому числі:								
		вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.				-				
		всього заробітна плата, грн.				44				
		Загальновиробничі витрати, грн.				28				
		трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.-год.				-				
		заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.				4				
		Всього по відділу 1, грн.				**174**				

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
		Відділ 2. Підземна частина								
2	Е1-18-5	Розроблення грунту з навантаженням на автомобілі-самоскиди екскаваторами одноковшовими дизельними на пневмоколісному ходу з ковшом місткістю 0,25 м3, група грунтів 2 1000м3	3,128	10096,18 521,88	9574,30 3491,39	31581	1632	29949 10921	45,90 203,69	144 637
3	С331-34-1	Перевезення грунта самоскидами на відстань 5 км т	62,56	11,54 --	11,54 -	722	-	722 -	- -	- -
4	Е1-38-2	Зрізування недобору грунту у виїмках, група грунтів 2 1000м3	0,05	19353,96 9755,16	9555,57 2840,37	968	488	478 142	817,70 140,34	41 7
5	Е1-164-2	Розробка грунту вручну в траншеях глибиною до 2 м без кріплень з укосами, група грунтів 2 100м3	2,19	2911,22 2911,22	- -	6376	6376	- -	261,80 -	573 -
6	*Е5-2-4*	*Заглиблення дизель-молотом на екскаваторі залізобетонних паль довжиною до 8 м у грунти групи 2* *м3*	*165,6*	*865,20* *87,26*	*655,36* *126,96*	*143277*	*14450*	*108528* *21025*	*6,26* *6,11*	*1037* *1012*
7	*Е6-1-9*	*Улаштування залізобетонних фундаментів загального призначення під колони об'ємом понад 25 м3* *100м3*	*1,412*	*73822,94* *3096,90*	*10669,92* *2605,69*	*104238*	*4373*	*15066* *3679*	*247,95* *125,81*	*350* *178*
8	С124-22	Гарячекатана арматурна сталь періодичного профілю, клас А-III, діаметр 12 мм т	8,28	6207,11 --	- -	51395	-	- -	- -	- -
9	Е8-4-1	Гідроізоляція стін, фундаментів горизонтальна цементна з рідким склом 100м2	6,23	1441,54 802,79	63,10 25,60	8981	5001	393 159	60,36 1,90	376 12
10	Е8-4-7	Гідроізоляція стін, фундаментів бічна обмазувальна бітумна в 2 шари по вирівненій поверхні бутового мурування, цеглі, бетону 100м2	3,796	1762,27 466,99	58,36 23,68	6690	1773	222 90	33,50 1,75	127 7
11	Е1-27-2	Засипка траншей і котлованів бульдозерами потужністю 59 кВт [80 к.с.] з переміщенням грунту до 5 м, група грунтів 2 1000м3	0,982	1171,62 --	1171,62 377,44	1151	-	1151 371	- 21,10	- 21
12	Е1-134-1	Ущільнення грунту пневматичними трамбівками, група грунтів 1, 2 100м3	9,82	491,25 229,32	261,93 100,48	4824	2252	2572 987	18,36 6,59	180 65

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
		Разом прямі витрати по відділу 2, грн.				360203	36345	159081		2828
								37374		1939
		в тому числі:								
		вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.				164777				
		всього заробітна плата, грн.				73719				
		Загальновиробничі витрати, грн.				58024				
		трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.-год.				536				
		заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.				11696				
		Всього по відділу 2, грн.				**418227**				
		Відділ 3. Надземна частина								
13	Е6-15-1	*Улаштування колон у металевій опалубці в громадських будівлях*	*9,21*	*285179,87*	*67992,20*	*2626507*	*220775*	*626208*	*1802,35*	*16600*
				23971,26	*12061,96*			*111091*	*605,13*	*5573*
		100м3								
14	Е6-17-8	*Улаштування залізобетонних стін і перегородок висотою до 6 м, товщиною до 200 мм*	*16,44*	*254703,03*	*18275,35*	*4187318*	*440069*	*300447*	*2088,00*	*34327*
				26768,16	*3952,80*			*64984*	*200,10*	*3290*
		100м3								
15	Е8-6-1	*Мурування зовнішніх простих стін з цегли керамічної при висоті поверху до 4 м*	*2280*	*860,12*	*141,82*	*1961074*	*214639*	*323350*	*7,17*	*16348*
				94,14	*31,31*			*71387*	*1,83*	*4176*
		м3								
16	Е8-6-7	*Мурування внутрішніх стін з цегли керамічної при висоті поверху до 4 м*	*2731*	*824,00*	*148,26*	*2250344*	*245107*	*404898*	*6,92*	*18899*
				89,75	*32,21*			*87966*	*1,87*	*5099*
		м3								
17	Е7-44-10	*Укладання перемичок масою до 0,3 т*	*14,88*	*4591,04*	*1979,92*	*68315*	*4094*	*29461*	*21,46*	*319*
		100шт		*275,12*	*462,86*			*6887*	*27,96*	*416*
18	Е7-47-2	*Установлення сходових площадок масою більше 1 т*	*0,31*	*36066,46*	*18534,70*	*11181*	*1451*	*5746*	*343,65*	*107*
				4680,51	*3668,43*			*1137*	*200,63*	*62*
		100шт								
19	Е7-47-4	*Установлення сходових маршів без зварювання масою більше 1 т*	*0,62*	*38299,61*	*18100,91*	*23746*	*2630*	*11223*	*319,00*	*198*
				4242,70	*3524,06*			*2185*	*190,06*	*118*
		100шт								
20	Е6-22-1	*Улаштування перекриттів безбалкових товщиною до 200 мм на висоті від опорної площадки до 6 м*	*32,5*	*97079,82*	*10588,05*	*3155094*	*480482*	*344112*	*1168,70*	*37983*
				14784,06	*2189,61*			*71162*	*110,91*	*3605*
		100м3								
		Разом прямі витрати по відділу 3, грн.				14283579	1609247	2045445		124781
								416799		22339
		в тому числі:								

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
		вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.				10628887				
		всього заробітна плата, грн.				2026046				
		Загальновиробничі витрати, грн.				1752664				
		трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.-год.				17654				
		заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.				385737				
		Всього по відділу 3, грн.				**16036243**				
		Відділ 4. Підлога								
21	Е11-11-5	Улаштування стяжок керамзитобетонних товщиною 20 мм 100м2	155,8	2174,75 832,58	137,96 105,83	338826	129716	21494 16488	71,10 8,59	11077 1338
22	Е12-20-1	Улаштування пароізоляції обклеювальної в один шар 100м2	155,8	1871,74 337,23	27,76 10,40	291617	52540	4325 1620	24,49 0,58	3816 90
23	Е11-11-1	Улаштування стяжок цементних товщиною 20 мм 100м2	155,8	1364,08 651,94	112,08 84,97	212524	101572	17462 13238	56,25 6,89	8764 1073
		Разом прямі витрати по відділу 4, грн.				842967	283828	43281 31346		23657 2501
		в тому числі:								
		вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.				515858				
		всього заробітна плата, грн.				315174				
		Загальновиробничі витрати, грн.				293589				
		трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.-год.				3139				
		заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.				68585				
		Всього по відділу 4, грн.				**1136556**				
		Відділ 5. Оздоблювальні роботи, вікна і двері								
24	*Е10-20-2*	*Заповнення віконних прорізів готовими одинарними блоками площею до 2 м2 з металлопластику [виробництва Германия, США] в кам'яних стінах* *100м2*	*3,63*	*5903790,25* *1756,44*	*3004,32* *645,39*	*11430759*	*6376*	*10906* *2343*	*126,00* *37,24*	*457* *135*

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
25	*Е10-20-3*	*Заповнення віконних прорізів готовими одинарними блоками площею до 3 м2 з металлопластику [виробництва Германия, США] в кам'яних стінах* *100м2*	*3,39*	*4722236,66* *1432,06*	*2354,92* *528,05*	*6008382*	*4855*	*7983* *1790*	*102,73* *31,25*	*348* *106*
26	*Е10-20-4*	*Заповнення віконних прорізів готовими одинарними блоками площею більше 3 м2 з металлопластику [виробництва Германия, США] в кам'яних стінах* *100м2*	*12,32*	*3242217,09* *1215,85*	*2207,21* *501,89*	*29944115*	*14979*	*27193* *6183*	*87,22* *29,91*	*1075* *368*
27	*Е10-28-2*	*Заповнення дверних прорізів готовими імпортними дверними блоками площею до 3 м2 з металлопластику "RENAU" [виробництво Германия] або "CONCORDE INTERNATIONAL" [виробництво США] у кам'яних стінах* *100м2*	*3*	*3927320,65* *1091,69*	*1294,80* *475,71*	*1781962*	*3275*	*3884* *1427*	*79,28* *27,48*	*238* *82*
28	*Е8-43-8*	*Теплоізоляція стін із пінобетонних плит із заповненням пустот базальтовим волокном ROCKWOOL шаром 120 мм* *100м2*	*91,2*	*16331,14* *2899,63*	*185,86* *68,50*	*1489400*	*264446*	*16950* *6247*	*226,18* *4,18*	*20628* *381*
29	Е15-52-2	Високоякісне штукатурення цементно-вапняним розчином по каменю стін з прорізними рустами 100м2	91,2	6227,12 5359,20	100,24 78,36	567913	488759	9142 7146	330,00 6,44	30096 587
		Разом прямі витрати по відділу 5, грн.				91222531	782690	76058 25136		52842 1659
		в тому числі:								
		вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.				90363783				
		всього заробітна плата, грн.				807826				
		Загальновиробничі витрати, грн.				624685				
		трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.-год.				5558				
		заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.				121451				
		Всього по відділу 5, грн.				**51847216**				
		Відділ 6. Покрівля								
30	Е11-11-1	Улаштування стяжок цементних товщиною 20 мм 100м2	6,23	1364,08 651,94	112,08 84,97	8498	4062	698 529	56,25 6,89	350 43

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
31	Е11-5-1	Улаштування гідроізоляції з поліетиленової плівки на бутилкаучуковому клеї із захистом руберойдом, перший шар 100м2	6,23	5571,91 3259,70	247,09 192,21	34713	20308	1539 1197	218,04 15,62	1358 97
32	Е11-5-2	Улаштування гідроізоляції з поліетиленової плівки на бутилкаучуковому клеї із захистом руберойдом, наступний шар 100м2	6,23	3023,96 2281,82	4,73 1,92	18839	14216	29 12	152,63 0,14	951 1
33	*Е12-20-1*	*Улаштування пароізоляції обклеювальної в один шар* *100м2*	*6,23*	*1895,02* *337,23*	*51,04* *12,53*	*11806*	*2101*	*318* *78*	*24,49* *0,65*	*153* *4*
34	*Е26-33-2*	*Теплоізоляція виробами з пінопласту на бітумі покриттів і перекриттів зверху* *м3*	*93,5*	*1541,74* *204,21*	*28,39* *11,52*	*144153*	*19094*	*2654* *1077*	*14,83* *0,85*	*1387* *80*
35	Е11-11-5	Улаштування стяжок керамзитобетонних товщиною 20 мм 100м2	6,23	2174,75 832,58	137,96 105,83	13549	5187	859 659	71,10 8,59	443 54
36	Е11-11-6	Додавати або вилучати на кожні 5 мм зміни товщини керамзитобетонних стяжок 100м2	6,23	314,68 8,20	11,25 4,87	1960	51	70 30	0,70 0,37	4 2
37	Е11-11-6	Додавати або вилучати на кожні 5 мм зміни товщини керамзитобетонних стяжок 100м2	6,23	314,68 8,20	11,25 4,87	1960	51	70 30	0,70 0,37	4 2
38	Е11-11-6	Додавати або вилучати на кожні 5 мм зміни товщини керамзитобетонних стяжок 100м2	6,23	314,68 8,20	11,25 4,87	1960	51	70 30	0,70 0,37	4 2
39	Е11-11-6	Додавати або вилучати на кожні 5 мм зміни товщини керамзитобетонних стяжок 100м2	6,23	314,68 8,20	11,25 4,87	1960	51	70 30	0,70 0,37	4 2
40	Е11-19-1	Улаштування асфальтобетонного литого покриття товщиною 25 мм 100м2	6,23	2695,11 631,68	42,06 17,06	16791	3935	262 106	48,11 1,26	300 8
41	Е11-19-2	Додавати або вилучати на кожні 5 мм зміни товщини асфальтобетонного литого покриття 100м2	6,23	395,54 47,66	4,21 1,71	2464	297	26 11	3,63 0,13	23 1
42	Е11-19-2	Додавати або вилучати на кожні 5 мм зміни товщини асфальтобетонного литого покриття 100м2	6,23	395,54 47,66	4,21 1,71	2464	297	26 11	3,63 0,13	23 1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
43	Е11-19-2	Додавати або вилучати на кожні 5 мм зміни товщини асфальтобетонного литого покриття 100м2	6,23	395,54 47,66	4,21 1,71	2464	297	26 11	3,63 0,13	23 1
44	С1633-104ВД	Гідроізоляційне покриття для захисту бетону Gem Kote ST Premix Kit Ind Grey (мембранний матеріал) т	1,2	35483,73 --	- -	42580	-	- -	- -	- -
		Разом прямі витрати по відділу 6, грн.				306161	69998	6717 3811		5027 298
		в тому числі:								
		вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.				229446				
		всього заробітна плата, грн.				73809				
		Загальновиробничі витрати, грн.				61681				
		трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.-год.				600				
		заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.				13063				
		Всього по відділу 6, грн.				**367842**				
		Разом прямі витрати по кошторису, грн.				67015587	2782108	2330728 514510		209135 28738
		в тому числі:								
		вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.				61902751				
		всього заробітна плата, грн.				3296618				
		Загальновиробничі витрати, грн.				2790672				
		трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.-год.				27487				
		заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.				600536				
		Прямі витрати будівельних робіт , грн.				67015587				
		в тому числі:								
		вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.				61902751				
		заробітна плата робітників, не зайнятих обслуговуванням машин, грн.				2782108				
		заробітна плата в експлуатації машин, грн.				514510				
		Загальновиробничі витрати, грн.				2790672				
		трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.-год.				27487				
		заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.				600536				
		Всього кошторисна вартість будівельних робіт , грн.				**69806259**				
		кошторисна трудомісткість, люд.-год.				**265360**				
		кошторисна заробітна плата, грн.				**3897154**				

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
		– **Всього по кошторису, грн.**				**109806259**				
		Кошторисна трудомісткість, люд.-год. **Кошторисна заробітна плата, грн.**				**265360** **3897154**				

Склав ________________________.В. Е. Романов

Перевірив _____________________О. Г. Лялюк

ВІДГУК

керівника магістерської кваліфікаційної роботи

студента (ки) _____*Романова Владислава Едуардовича*_____
(прізвище, ім'я, по батькові)

на тему *«Підвищення точності визначення параметрів напружено-деформованого стану висотного будинку за рахунок врахування ґрунтової основи»*

Магістерська кваліфікаційна робота виконана згідно з завданням та відповідає темі, містить 13 аркушів графічного матеріалу і пояснювальну записку з 106 сторінок, 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 оцінки прийнятих проектних рішень на базі результатів числового моделювання параметрів НДС елементів несучої системи 12-ти поверхової будівлі на сейсмічні впливи інтенсивністю 7 балів за методикою діючого державного ДБН, для зведення в м. Одеса.

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 науково-конструкторського спрямування, 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

«ЛІРА-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 знижуються цінність результатів досліджень представлених в даній роботі, пошукач заслуговує присудження кваліфікації магістр будівництва та при відповідному захисті заслуговує на оцінку «С» (75 б.).

Керівник магістерської кваліфікаційної роботи

Доцент кафедри БМГА, к.т.н., доцент		*Андрухов В. М.*
(посада, науковий ступінь, вчене звання)	(підпис)	(ініціали, прізвище)

ВІДГУК ОПОНЕНТА

на магістерську кваліфікаційну роботу

студента (ки) *Романова Владислава Едуардовича*
(прізвище, ім'я, по батькові)

на тему *«Підвищення точності визначення параметрів напружено-деформованого стану висотного будинку за рахунок врахування ґрунтової основи»*

Магістерська кваліфікаційна робота виконана згідно з завданням та відповідає темі, містить 13 аркушів графічного матеріалу і пояснювальну записку з 106 сторінок, 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 уточнені ДБН відповідного спрямування.

В роботі приведено результати числового моделювання на аналіз параметрів НДС елементів каркасно-камяної 12-ти поверхової будівлі на сейсмічні впливи інтенсивністю 7 балів за методикою діючого державного ДБН, для зведення в м. Одеса.

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

Стиль викладення записки обгрунтувальний, 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 для відповідності вимогам ДБН необхідно скорегувати інженерну конструкторську документацію, що за оцінками представленими в МКР призведе до збільшення витрат арматурної сталі та відповідно здороження вартості зведення даної житлової будівлі для підвищення сейсмостійкості та відповідно, безпеки експлуатації.

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 знижуються цінність результатів досліджень представлених в даній роботі, пошукач заслуговує присудження кваліфікації магістр будівництва та при відповідному захисті заслуговує на оцінку «С» (75 б.).

Опонент

Доцент кафедри ІСБ, к.т.н., доцент (підпис) *Панкевич О. Д.*
(посада, науковий ступінь, вчене звання) (ініціали, прізвище)

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ * ФАКУЛЬТЕТ БУДІВНИЦТВА, ЦИВІЛЬНОЇ ТА ЕКОЛОГІЧНОЇ ІНЖЕНЕРІЇ * ВІННИЦЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

М.П.
Печатка установи, організації опонента

ВІННИЦЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
Факультет будівництва, цивільної та екологічної інженерії
Кафедра будівництва, міського господарства та архітектури

ПІДВИЩЕННЯ ТОЧНОСТІ ВИЗНАЧЕННЯ ПАРАМЕТРІВ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ВИСОТНОГО БУДИНКУ ЗА РАХУНОК ВРАХУВАННЯ ҐРУНТОВОЇ ОСНОВИ

Мета досліджень

Дослідити взаємовплив врахування ґрунтової основи на параметри напружено-деформованого стану наземної частини багатоповерхової будівлі, а також на конструктивне рішення фундаментної частини будівлі.

Об’єкт досліджень

12-ти поверховий цегляний житловий будинок для будівництва у сейсмічному районі України з інтенсивністю сейсмічних впливів 7 балів.

Предмет досліджень

Параметри напружено-деформованого стану (НДС) конструкцій багатоповерхового цегляного житлового будинку, а також конструктивне рішення його фундаментів, їх НДС та просторового характеру впливу.

ЗАДАЧІ ДОСЛІДЖЕНЬ

- - оцінка відповідності конструктивного рішення нормативним документам;
- - оцінка відповідності навантажень нормативним документам;
- - оцінка напружено-деформованого стану пальового фундаменту і монолітного ростверку;
- - оцінка напружено-деформованого стану несучих елементів;
- - чисельні дослідження просторових моделей житлового будинку;
- - розробити програму науково-технічно супроводу.

Методи досліджень

Для досягнення мети та рішення поставлених задач використовуються наступні **методи досліджень**:

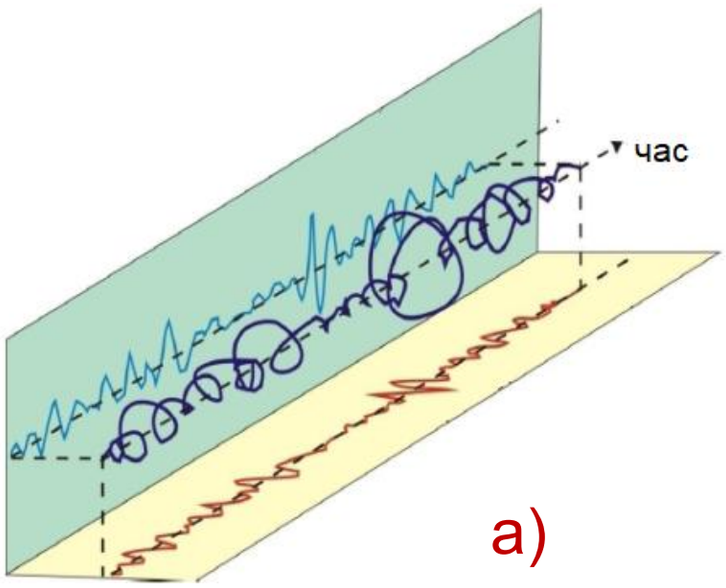
• аналіз сучасного стану теорії та практики розрахунків конструкцій багатоповерхових будівель з урахуванням фундаментної основи при сейсмічні дії на основі огляду літературних джерел та вимог нормативних документів;

• теоретичні (розрахункові) дослідження параметрів НДС будівельних конструкцій з урахуванням сейсмічної дії, заданої відповідно з та без врахування ґрунтової основи на основі аналітичної комп’ютерної моделі багатоповерхового будинку;

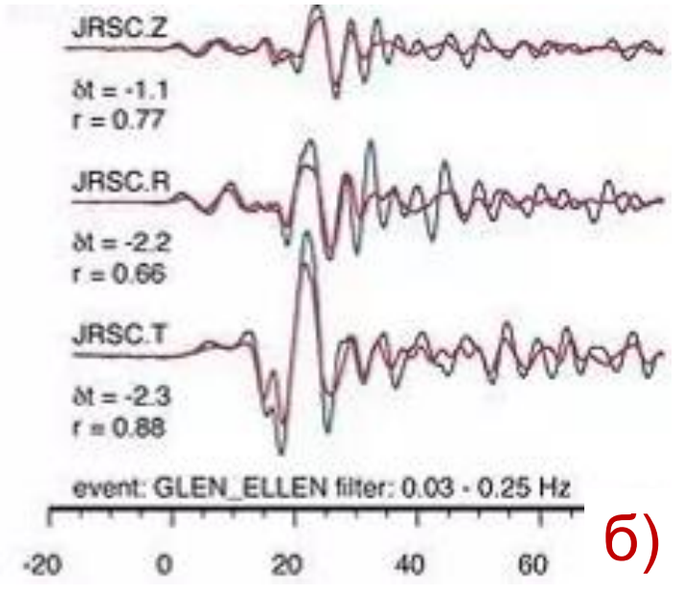
• аналіз результатів розрахунку за визначеними параметрами динамічної реакції та НДС конструкцій, зокрема у порівнянні із граничними значеннями відповідно до вимог нормативних документів.

Методи комбінації складових сейсмічної дії

Коливання грунту при землетрусі є складним просторовим процесом.
Для зручності цей процес представляють у вигляді трьох складових
– двох горизонтальних (радіальної - R, тангенціальної - T) та вертикальної (Z) .



а)



б)

Представлення процесу коливань грунту при землетрусах:
а - модель коливання точки на поверхні ґрунту;
б - представлення коливань у вигляді трьох складових Z, R, T

Методи комбінації декількох складових сейсмічної дії:

$$E_{\mathrm{E}} = \pm\sqrt{E_{\mathrm{Edx}}^2 + E_{\mathrm{Edy}}^2 + E_{\mathrm{Edz}}^2}$$

правило «ККСК» - квадратний корінь із суми квадратів

Застосовується у ДБН В.1.1-12 [2]

$$E_{\mathrm{Edx}} \text{“+”} 0{,}30 \cdot E_{\mathrm{Edy}} \text{“+”} 0{,}30 \cdot E_{\mathrm{Edz}};$$

$$0{,}30 \cdot E_{\mathrm{Edx}} \text{“+”} E_{\mathrm{Edy}} \text{“+”} 0{,}30 \cdot E_{\mathrm{Edz}};$$

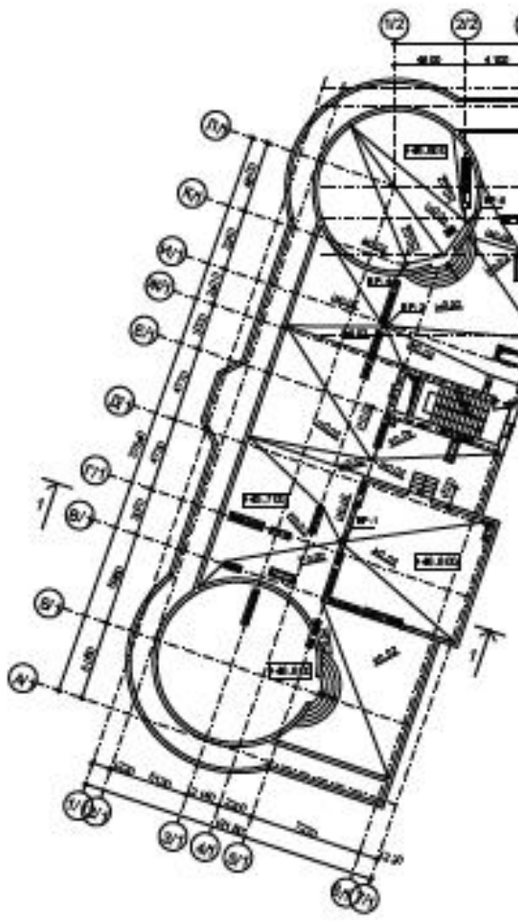
$$0{,}30 \cdot E_{\mathrm{Edx}} \text{“+”} 0{,}30 \cdot E_{\mathrm{Edy}} \text{“+”} E_{\mathrm{Edz}};$$

правило «100-30-30»

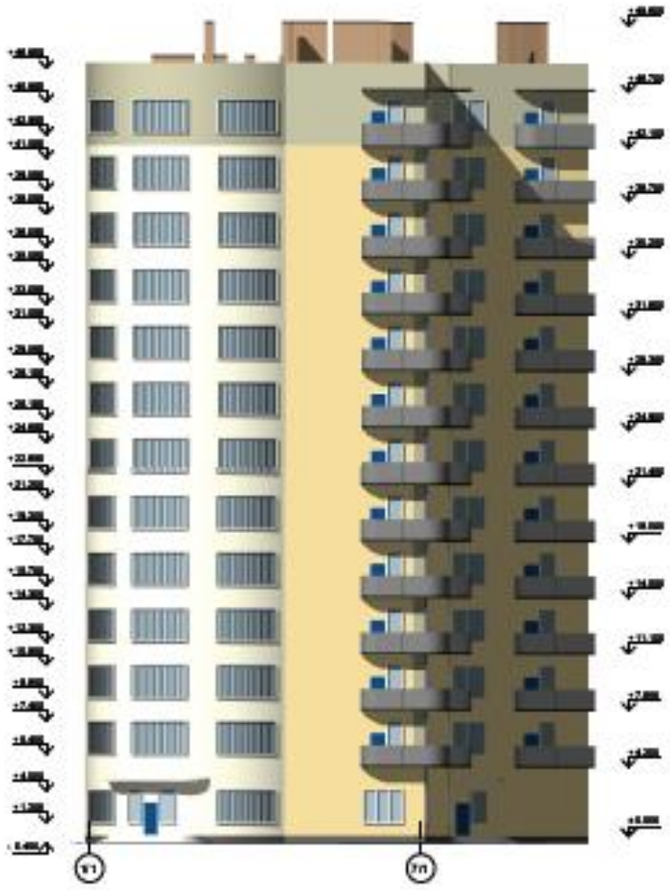
Застосовується у Єврокоді 8 [3]

Об’єкт досліджень

ПЛАН ПОКРІВЛІ (1:200)



ФАСАД 1/1-7/1

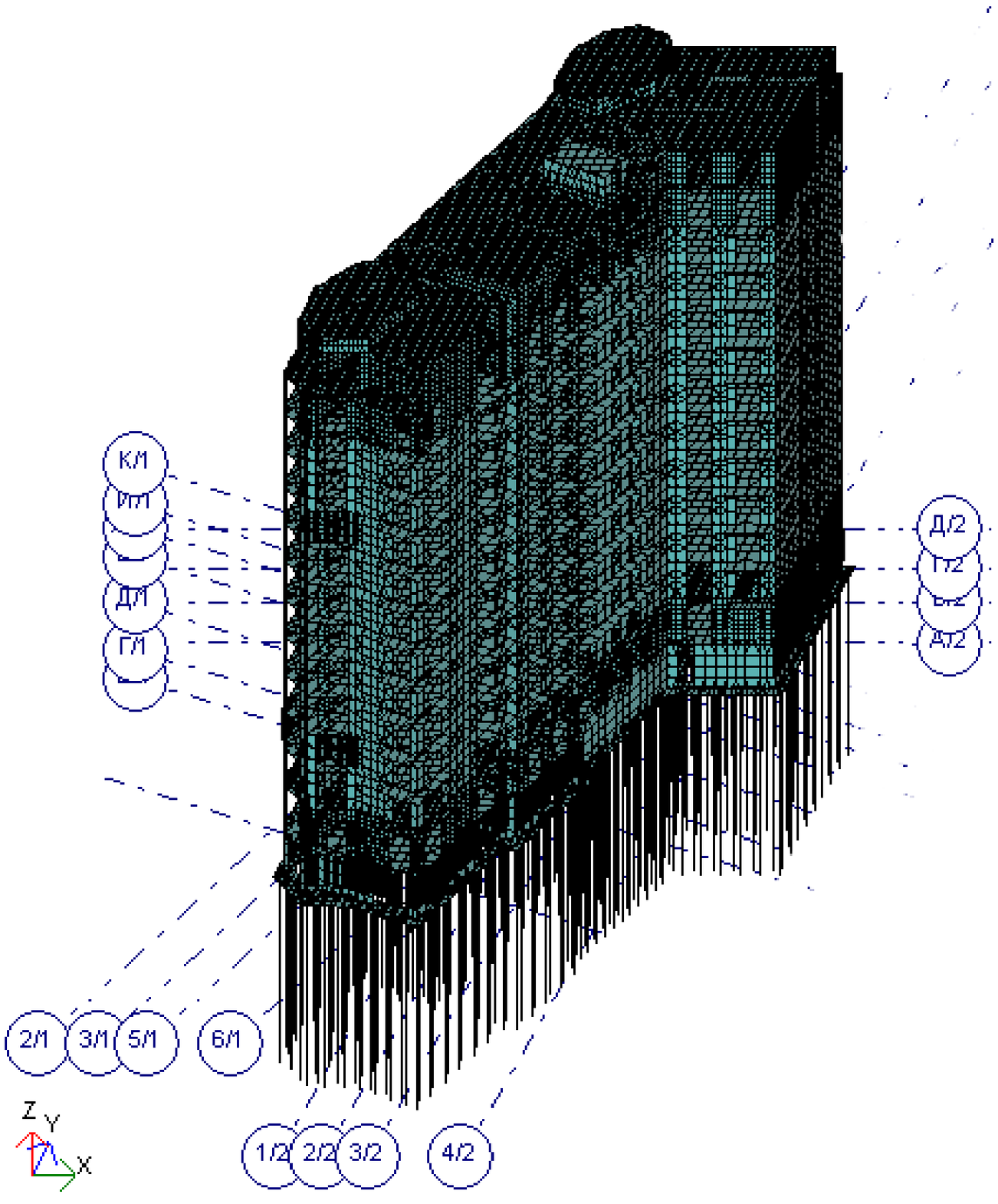


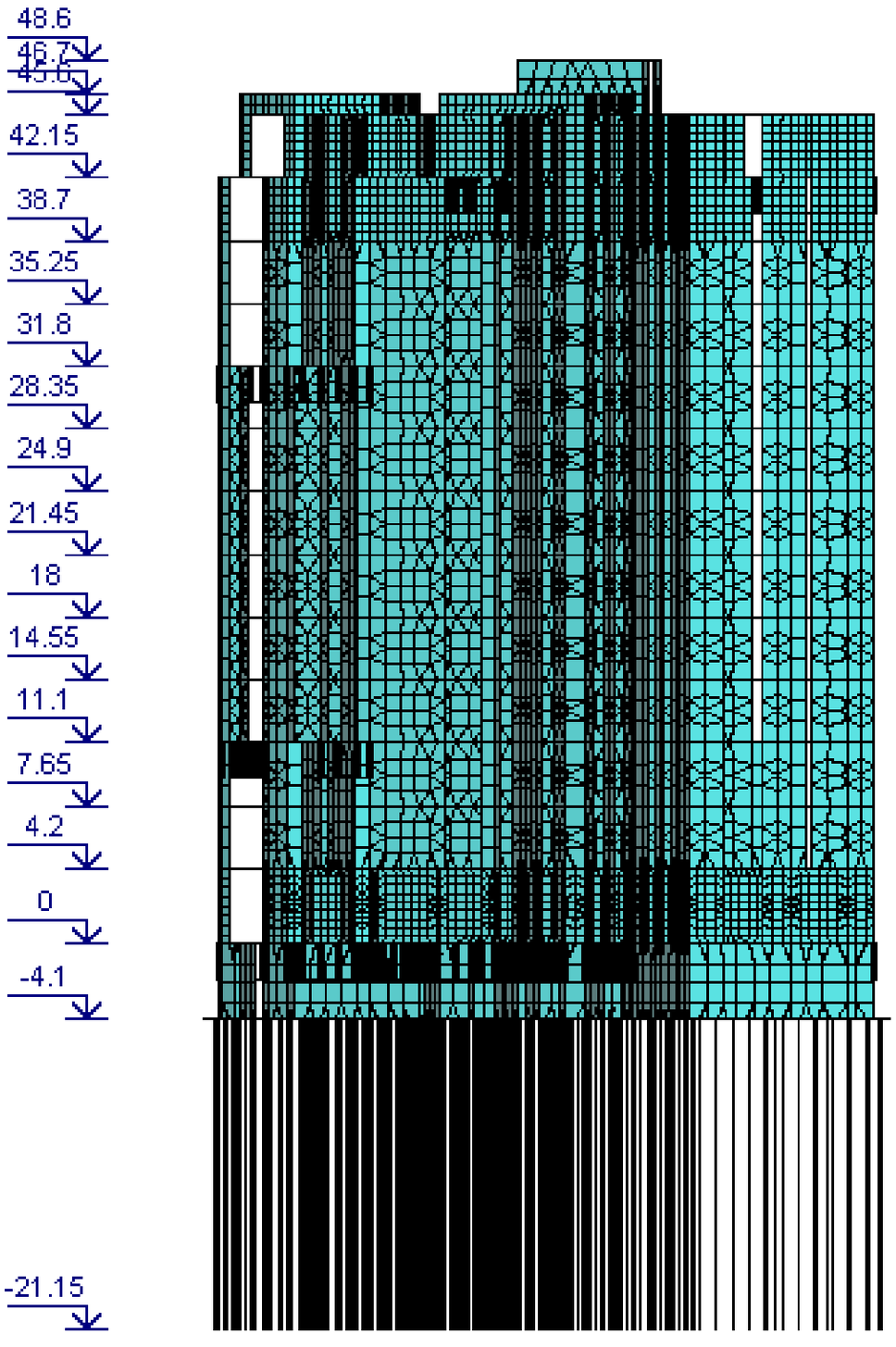
ФАСАД 4/2-1/2

ВІЗУАЛІЗАЦІЇ

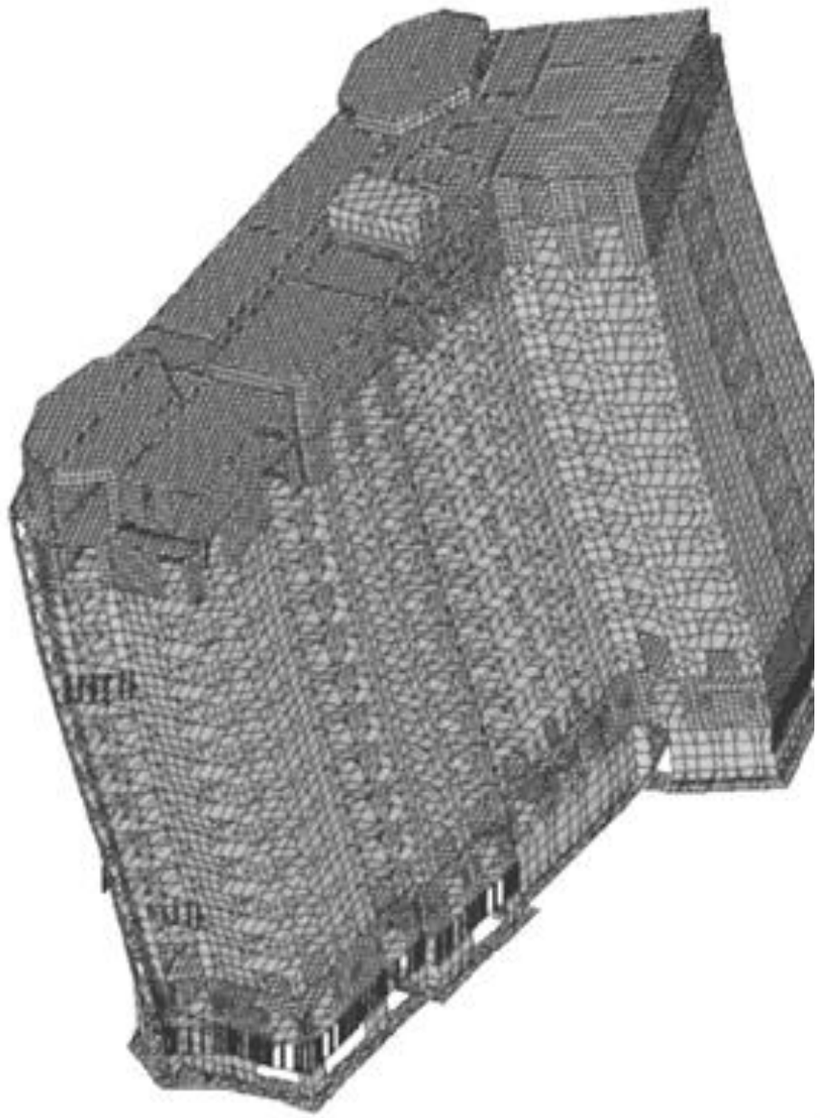
Розрахункова модель

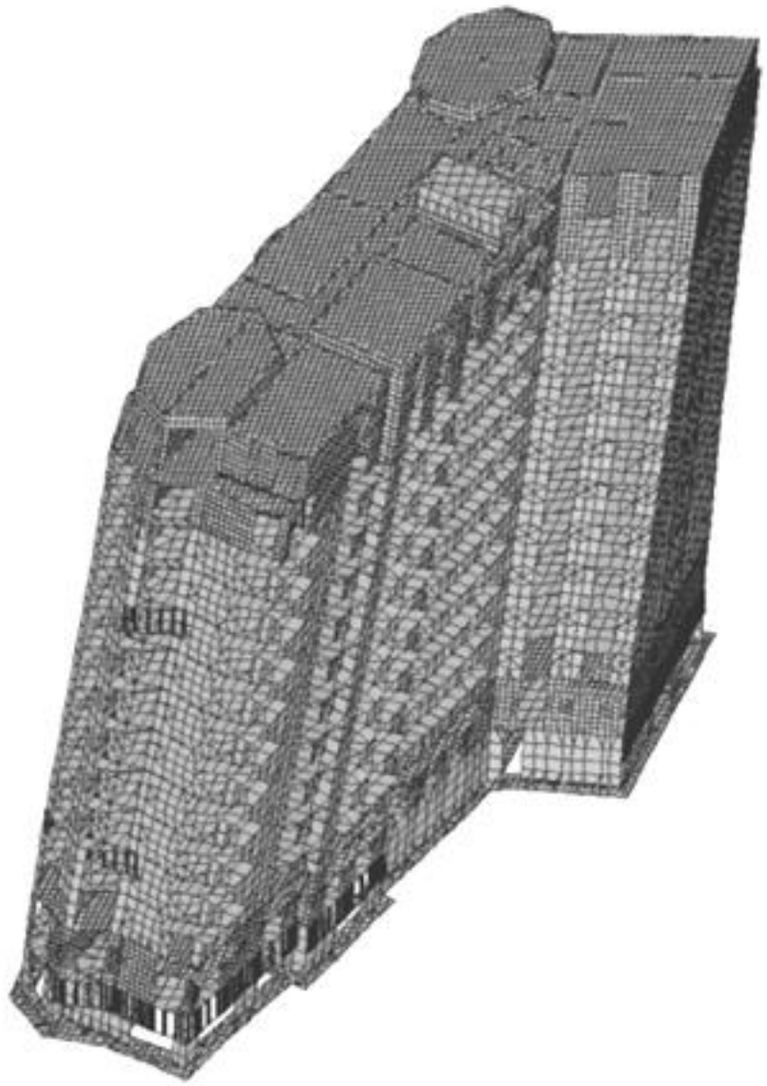
12-ти поверховий цегляний житловий будинок, для будівництва в районі з сейсмічністю7 балів





Форми власних коливань будинку





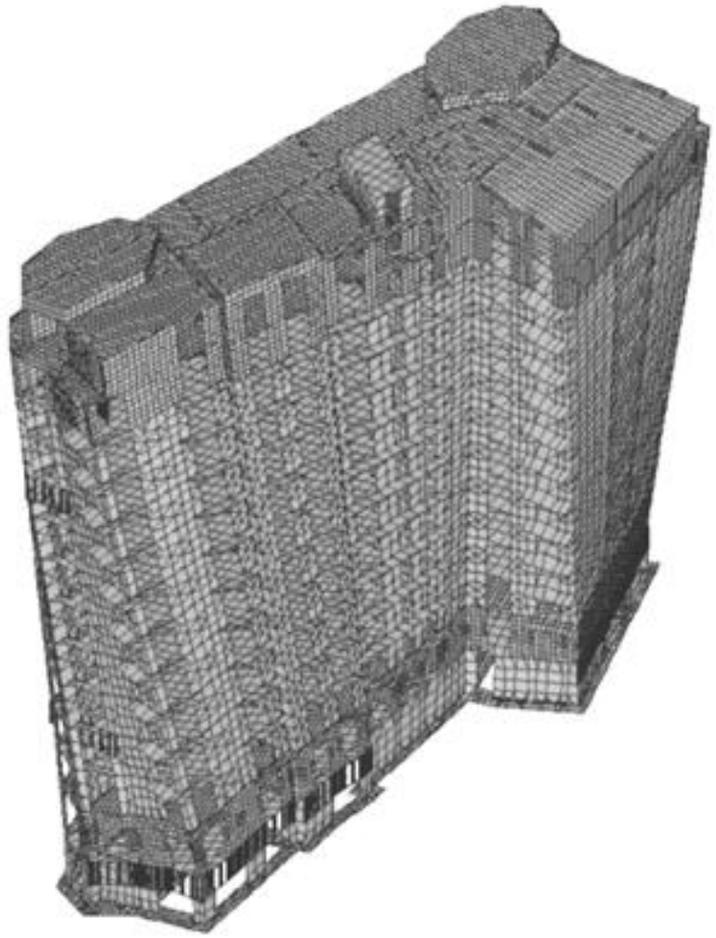
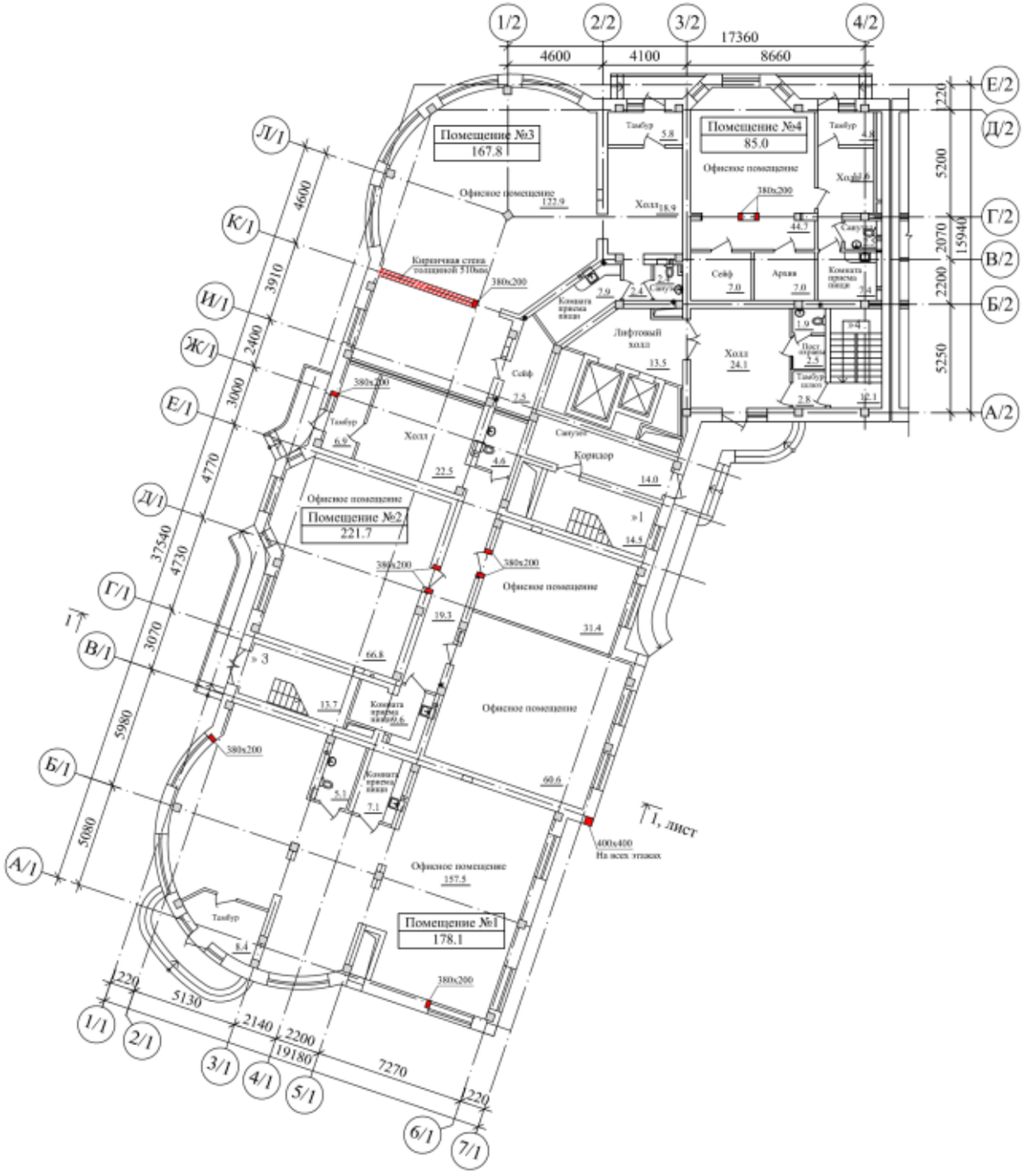
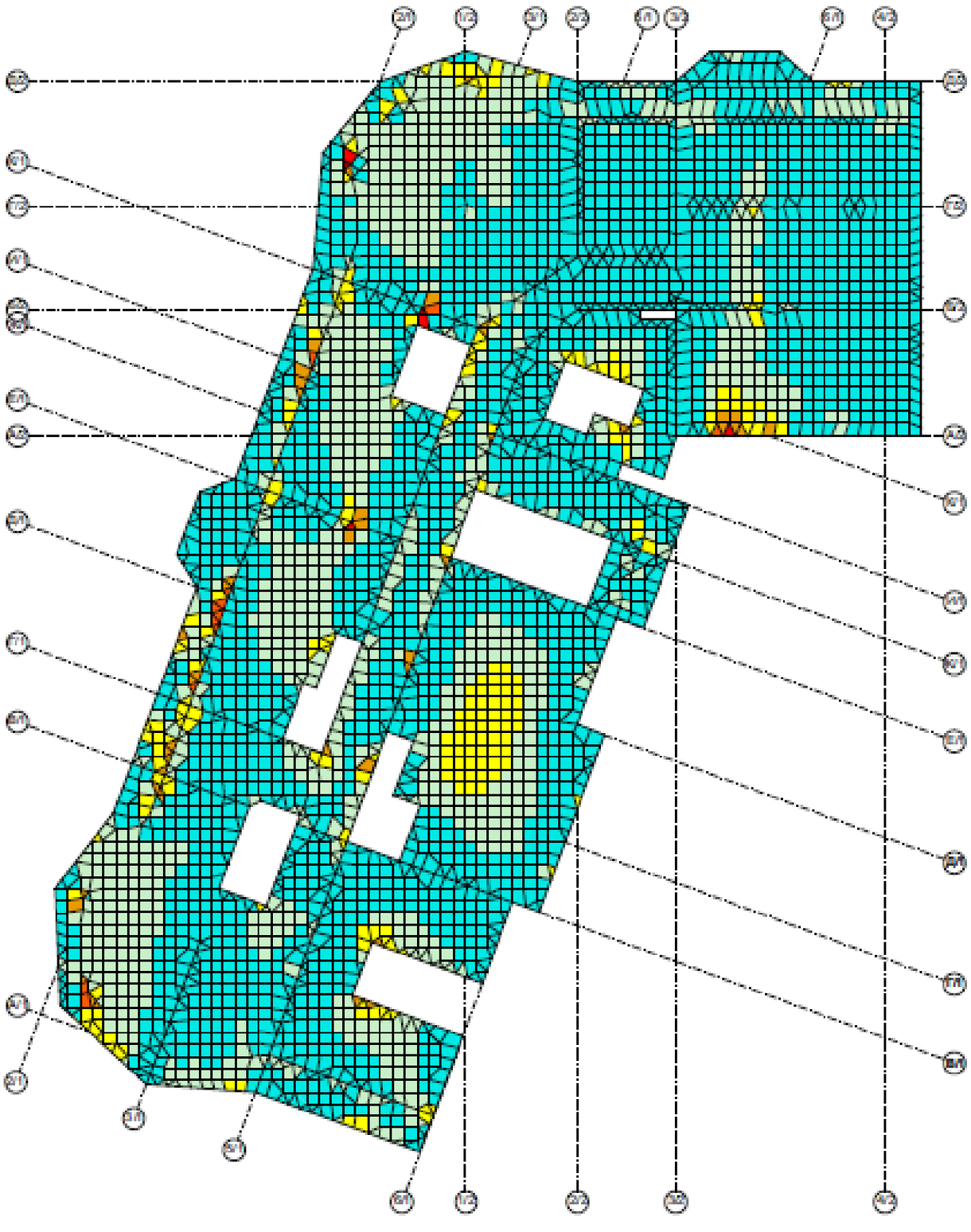


Схема установки додаткових сердечників



АРМУВАННЯ ПЛИТИ ПЕРЕКРИТТЯ НА ВІДМІТЦІ +42,150 БІЛЯ НИЖНЬОЇ ГРАНІ

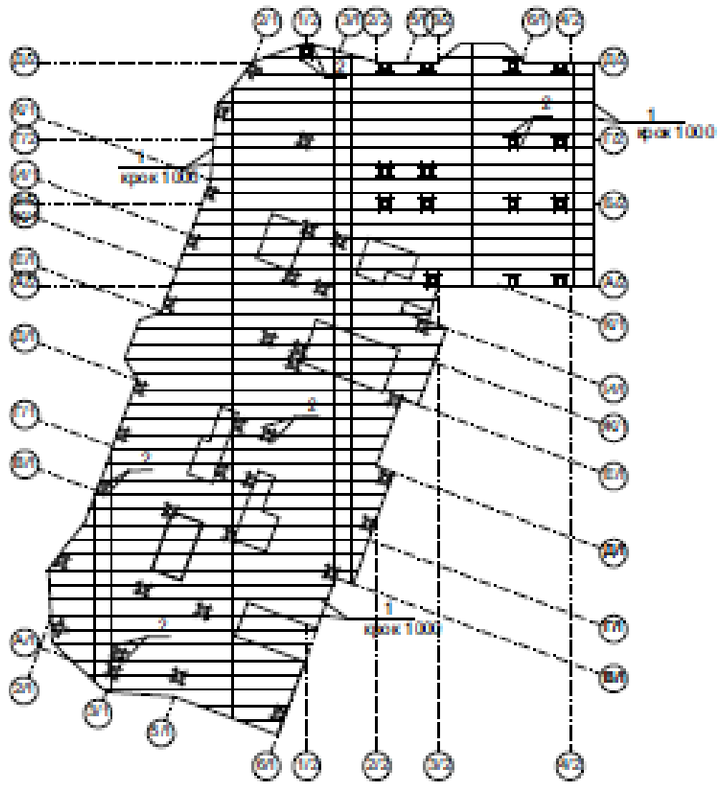


СПЕЦИФІКАЦІЯ МОНТАЖНОЇ ТА ПОПЕРЕЧНОЇ АРМАТУРИ ДЛЯ ПЛИТИ ПЕРЕКРИТТЯ

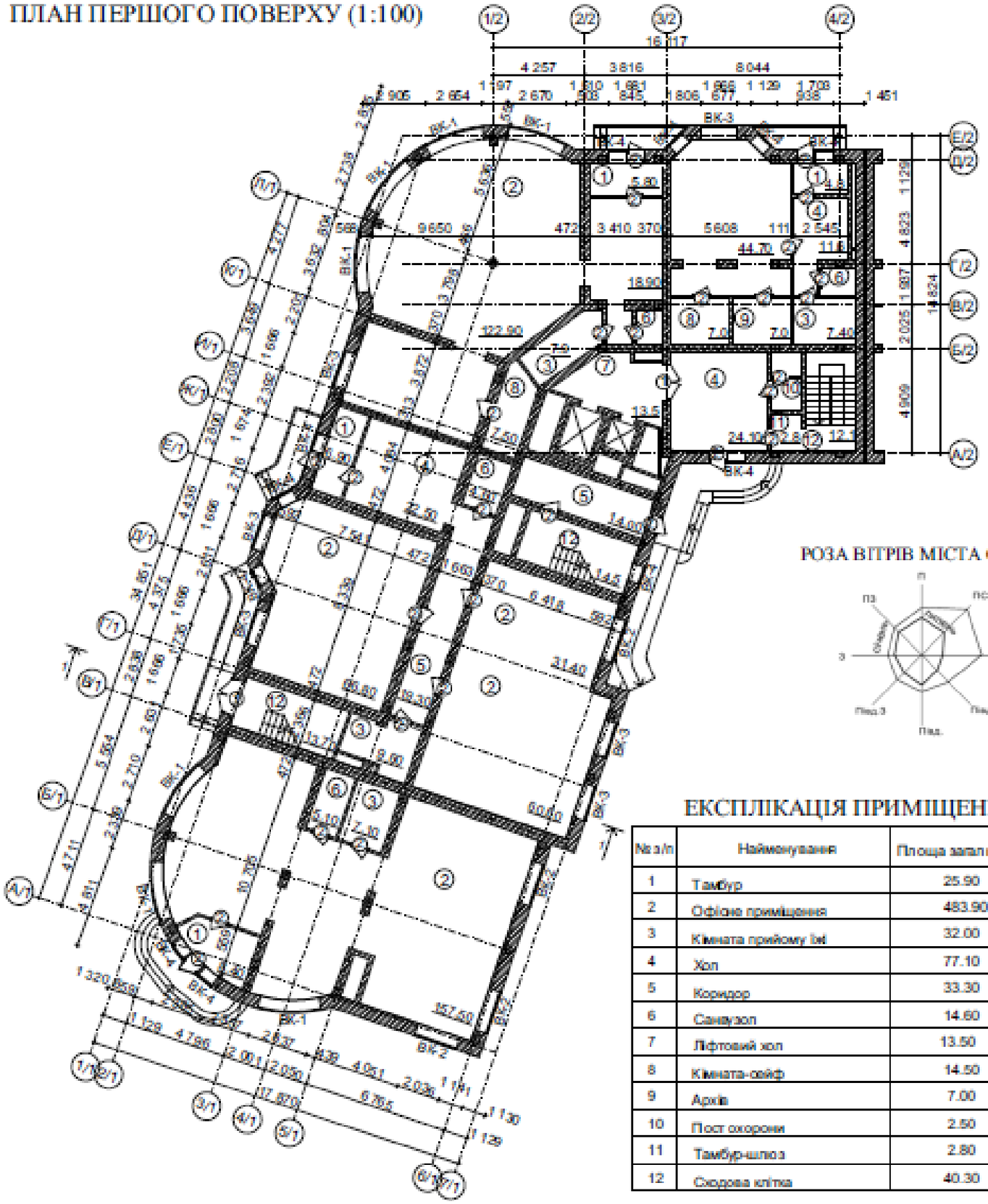
Марка	Позначення	Найменування	К-сть, шт	Вага од.,кг	Примітка
1	ДСТУ-3760-98	□12 A400CL=411 м.п.			
2	ДСТУ-3760-98	□8 A240CL=800	204	0,49	

Площа арматури на 1 пм по осі X біля нижньої грані

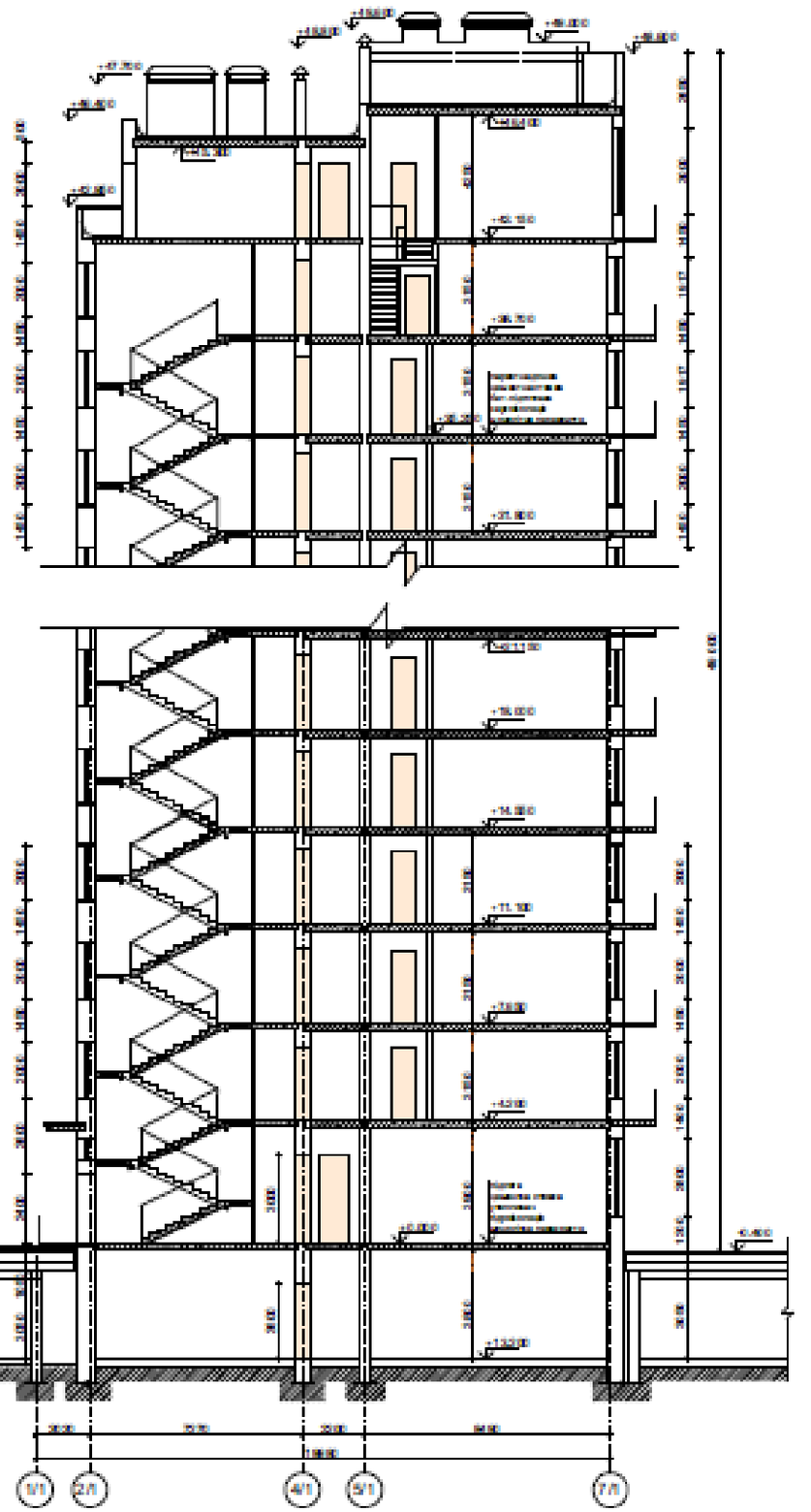
СХЕМА РОЗМІЩЕННЯ МОНТАЖНОЇ ТА ПОПЕРЕЧНОЇ АРМАТУРИ ДЛЯ ПЛИТИ ПЕРЕКРИТТЯ



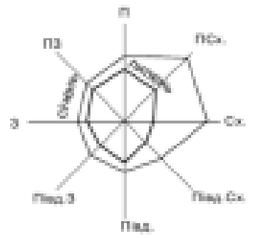
ПЛАН ПЕРШОГО ПОВЕРХУ (1:100)



РОЗРІЗ 1-1 (1:100)



РОЗА ВІТРІВ МІСТА ОДЕСА



ЕКСПЛІКАЦІЯ ПРИМІЩЕНЬ

№ з/п	Найменування	Площа запалина, м²
1	Тамбур	25.90
2	Офісне приміщення	483.90
3	Кімната прийому їжі	32.00
4	Хол	77.10
5	Коридор	33.30
6	Санвузол	14.60
7	Ліфтовий хол	13.50
8	Кімната-охіф	14.50
9	Архів	7.00
10	Пост охорони	2.50
11	Тамбур-шлюз	2.80
12	Сходова клітка	40.30

ФАСАД Л/1-А/1 (1:200)

ГЕНЕРАЛЬНИЙ ПЛАН (1:500)

ОПОРЯДЖЕННЯ ФАСАДІВ

- Декоративна штукатурка
- Декоративна штукатурка
- Декоративна штукатурка
- Декоративна штукатурка
- Скло
- Металеве огородження

УМОВНІ ПОЗНАЧЕННЯ

- Асфальтне покриття
- Газон, дерева, кущі
- Існуючі будівлі
- Прибудинкові майданчики

СИТУАЦІЙНА СХЕМА

ВІЗУАЛІЗАЦІЯ

ЕКСПЛІКАЦІЯ ГЕНПЛАНУ

№ з/п	Найменування	Примітка
1	Існуючі будівлі	Існ.
2	Проект будівлі	Проект.
3	Вулиці та дороги	Існ.
4	Місця для стоянки автомобілів	Проект.
5	Дитячий майданчик	Проект.
6	Спортивний майданчик	Проект.
7	Майданчик відпочинку дорослих	Проект.
8	Господарський майданчик	Проект.
9	Озеленення	Існ.

Висновки за результатами досліджень

За результатами розрахунку системи «основа-фундаменти будівлю» можна зробити наступні висновки:

1. Врахування ґрунтових основ в розрахункових схемах надає можливість з більшою ймовірністю відповідності надійності приймати інженерні рішення, як для надземної частини будівлі так і фундаментів та основ. Після врахування в розрахунковій схемі ґрунтових умов та введення згаданих вище коригувань отримано наступні інженерні рішення:

- навантаження на палі при основних сполученнях не перевищують розрахункову величину несучої здатності паль при їх роботі на стиск, тобто N_{min} = -108.09 тс <N_d = -216.84 тс.

- навантаження на палі при особливих поєднаннях з урахуванням сейсмічних впливів не перевищують розрахункову величину несучої здатності паль при їх роботі на стиск, тобто N_{min} = = -182.57 тс <N_{eq} = -180.72 * 1.3 = 234.9 тс;

- висмикуючі навантаження в палях при основних і аварійних сполученнях навантажень відсутні;

- прийнята довжина паль 17.4 м із заглибленням в шар ІГЕ-6 на 1.0 м, кількість паль рівна 371 шт., їх розстановка в плані будівлі забезпечують сприйняття граничних вертикальних навантажень;

-

Висновки за результатами досліджень

Критерієм міцності залізобетонних конструкцій може служити необхідний коефіцієнт їх армування при невигідних поєднаннях розрахункових зусиль. В рамках цього дослідження було прийнято, що для виключення крихкого руйнування залізобетонних елементів, армування їх не повинно перевищувати: 3% - для колон, сердечників і ригелів; 4% - для стін; 2.5% - для перекриттів.

Критерієм міцності цегляних стін є стиснення, розтягнення, дотичні напруження в цегляній кладці.

Попередні розрахунки показали, що в ряді цегельних стін 1-2 поверхів стискають напруги перевищують гранично допустиме значення - 257,9 т/м^2. У ряді цегляних стін 12-13 поверхів розтягують напруги перевищують гранично допустиме значення - 12 т/м^2.

При аналізі характеру розподілу напруг в кладці прийнято рішення додати вертикальні залізобетонні сердечники перетином 400х400 мм по всій висоті будівлі на перетині осей В/1-7/1, а також збільшити товщину стіни по осі К/1 до 510 мм.

					08-11.МКР.015.00.000 - ПЗ			
					Місто Одеса			
Розробив	Романов В. Е.		28.11.24		*Підвищення точності визначення параметрів НДС висотного будинку за рахунок врахування ґрунтової основи*	Стадія	Аркуш	Аркушів
Перевірив	Андрухов В. М.		28.11.24			П	6	106
Керівник	Андрухов В. М.		28.11.24					
Н. контроль	Маєвська І. В.		28.11.24		**ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА**	ВНТУ гр. 1Б-23 м		
Опонент	Панкевич О. Д.		28.11.24					
Затвердив	Швець В. В.		28.11.24					

					08-11.МКР.015.00.000			
					Місто Одеса			
Розробив	Романов В. Е..		13.10.24		*Підвищення точності визначення параметрів НДС висотного будинку за рахунок врахування ґрунтової основи*	Стадія	Аркуш	Аркушів
Перевірив	Андрухов В. М.		13.10.24			П	1	13
Керівник	Андрухов В. М.		13.10.24					
Н.контроль	Маєвська І. В.		13.10.24		МЕТА ДОСЛІДЖЕНЬ, ОБ'ЄКТ ДОСЛІДЖЕНЬ, ПРЕДМЕТ ДОСЛІДЖЕНЬ	ВНТУ гр. 1Б-23 м		
Опонент	Панкевич О. Д..		13.10.24					
Затвердив	Швець В. В.		13.10.24					

					08-11.МКР.015.00.000			
					Місто Одеса			
Розробив	Романов В. Е.		13.10.24		*Підвищення точності визначення параметрів НДС висотного будинку за рахунок врахування ґрунтової основи*	Стадія	Аркуш	Аркушів
Перевірив	Андрухов В. М.		13.10.24			П	2	13
Керівник	Андрухов В. М.		13.10.24					
Н. контроль	Маєвська І. В.		13.10.24		**ЗАДАЧІ ДОСЛІДЖЕНЬ**	ВНТУ гр. 1Б-23 м		
Опонент	Панкевич О. Д..		13.10.24					
Затвердив	Швець В. В.		13.10.24					

					08-11.МКР.015.00.000			
					Місто Одеса			
Розробив	Романов В. Е.		13.10.24		*Підвищення точності визначення параметрів НДС висотного будинку за рахунок врахування ґрунтової основи*	Стадія	Аркуш	Аркушів
Перевірив	Андрухов В. М.		13.10.24			П	3	13
Керівник	Андрухов В. М.		13.10.24					
Н. контроль	Маєвська І. В.		13.10.24		**МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕННЬ**	ВНТУ гр. 1Б-23 м		
Опонент	Панкевич О. Д..		13.10.24					
Затвердив	Швець В. В.		13.10.24					

					08-11.МКР.015.00.000			
					Місто Одеса			
Розробив	Романов В. Е.		13.10.24	*Підвищення точності визначення параметрів НДС висотного будинку за рахунок врахування ґрунтової основи*		Стадія	Аркуш	Аркушів
Перевірив	Андрухов В. М.		13.10.24			П	4	13
Керівник	Андрухов В. М.		13.10.24					
Н. контроль	Маєвська І. В.		13.10.24	**МЕТОДИ КОМБІНАЦІЇ СКЛАДОВИХ СЕЙСМІЧНОЇ ДІЇ**		ВНТУ гр. 1Б-23 м		
Опонент	Панкевич О. Д..		13.10.24					
Затвердив	Швець В. В.		13.10.24					

					08-11.МКР.015.00.000			
					Місто Одеса			
Розробив	Романов В. Е..		13.10.24	*Підвищення точності визначення параметрів НДС висотного будинку за рахунок врахування ґрунтової основи*		Стадія	Аркуш	Аркушів
Перевірив	Андрухов В. М.		13.10.24			П	5	13
Керівник	Андрухов В. М.		13.10.24					
Н. контроль	Маєвська І. В..		13.10.24	**ОБ'ЄКТ ДОСЛІДЖЕНЬ**		ВНТУ гр. 1Б-23 м		
Опонент	Панкевич О. Д..		13.10.24					
Затвердив	Швець В. В.		13.10.24					

					08-11.МКР.015.00.000			
					Місто Одеса			
Розробив	Романов В. Е..		13.10.24	*Підвищення точності визначення параметрів НДС висотного будинку за рахунок врахування ґрунтової основи*		Стадія	Аркуш	Аркушів
Перевірив	Андрухов В. М.		13.10.24			П	6	13
Керівник	Андрухов В. М.		13.10.24					
Н. контроль	Маєвська І. В..		13.10.24	**РОЗРАХУНКОВА МОДЕЛЬ 12–ти ПОВЕРХОВОЇ БУДІВЛІ**		ВНТУ гр. 1Б-23 м		
Опонент	Панкевич О. Д..		13.10.24					
Затвердив	Швець В. В.		13.10.24					

					08-11.МКР.015.00.000			
					Місто Одеса			
Розробив	Романов В. Е.		13.10.24	*Підвищення точності визначення параметрів НДС висотного будинку за рахунок врахування ґрунтової основи*		Стадія	Аркуш	Аркушів
Перевірив	Андрухов В. М.		13.10.24			П	7	13
Керівник	Андрухов В. М.		13.10.24					
Н. контроль	Маєвська І. В..		13.10.24	**РЕЗУЛЬТАТИ ЧИСЕЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ. ФОРМИ ВЛАСНИХ КОЛИВАНЬ**		ВНТУ гр. 1Б-23 м		
Опонент	Панкевич О. Д..		13.10.24					
Затвердив	Швець В. В.		13.10.24					

					08-11.МКР.015.00.000			
					Місто Одеса			
Розробив	Романов В. Е.		13.10.24	*Підвищення точності визначення параметрів НДС висотного будинку за рахунок врахування ґрунтової основи*		Стадія	Аркуш	Аркушів
Перевірив	Андрухов В. М.		13.10.24			П	8	13
Керівник	Андрухов В. М.		13.10.24					
Н. контроль	Маєвська І. В..		13.10.24	**Аналіз результатів моделювання** (*Схема установки додаткових сердечників)*		ВНТУ гр. 1Б-23 м		
Опонент	Панкевич О. Д..		13.10.24					
Затвердив	Швець В. В.		13.10.24					

					08-11.МКР.015.00.000			
					Місто Одеса			
Розробив	Романов В. Е.		13.10.24	*Підвищення точності визначення параметрів НДС висотного будинку за рахунок врахування ґрунтової основи*		Стадія	Аркуш	Аркушів
Перевірив	Андрухов В. М.		13.10.24			П	9	13
Керівник	Андрухов В. М.		13.10.24					
Н. контроль	Маєвська І. В.		13.10.24	**Аналіз результатів моделювання** *(схема армування плити перекриття +42.150 біля нижньої грані)*		ВНТУ гр. 1Б-23 м		
Опонент	Панкевич О. Д..		13.10.24					
Затвердив	Швець В. В.		13.10.24					

					08-11.МКР.015.00.000			
					Місто Одеса			
Розробив	Романов В. Е.		31.10.24	*Підвищення точності визначення параметрів НДС висотного будинку за рахунок врахування ґрунтової основи*		Стадія	Аркуш	Аркушів
Перевірив	Андрухов В. М.		31.10.24			П	10	13
Керівник	Андрухов В. М.		31.10.24					
Н. контроль	Маєвська І. В.		31.10.24	**ВИСНОВКИ ЗА РЕЗУЛЬТАТАМИ ДОСЛІДЖЕНЬ**		ВНТУ гр. 1Б-23 м		
Опонент	Панкевич О. Д..		31.10.24					
Затвердив	Швець В. В.		31.10.24					

					08-11.МКР.015.00.000			
					Місто Одеса			
Розробив	Романов В. Е.		31.10.24	*Підвищення точності визначення параметрів НДС висотного будинку за рахунок врахування ґрунтової основи*		Стадія	Аркуш	Аркушів
Перевірив	Андрухов В. М.		31.10.24			П	11	13
Керівник	Андрухов В. М.		31.10.24					
Н. контроль	Маєвська І. В..		31.10.24	**ВИСНОВКИ ЗА РЕЗУЛЬТАТАМИ ДОСЛІДЖЕНЬ**		ВНТУ гр. 1Б-23 м		
Опонент	Панкевич О. Д..		31.10.24					
Затвердив	Швець В. В.		31.10.24					

					08-11.МКР.015 - АР			
					Місто Одеса			
Розробив	Романов В. Е.			28.11.24	*Підвищення точності визначення параметрів НДС висотного будинку за рахунок врахування ґрунтової основи*	Стадія	Аркуш	Аркушів
Перевірив	Андрухов В. М.			28.11.24		П	12	13
Керівник	Андрухов В. М.			28.11.24				
Н. контроль	Маєвська І. В.			28.11.24	**ПЛАН НА ВІД. +0.000. РОЗРІЗ 1-1.**	ВНТУ гр. 1Б-23 м		
Опонент	Панкевич О. Д..			28.11.24				
Затвердив	Швець В. В.			28.11.24				

					08-11.МКР.015 - АР			
					Місто Одеса			
Розробив	Романов В. Е.			28.11.24	*Підвищення точності визначення параметрів НДС висотного будинку за рахунок врахування ґрунтової основи*	Стадія	Аркуш	Аркушів
Перевірив	Андрухов В. М.			28.11.24		П	13	13
Керівник	Андрухов В. М.			28.11.24				
Н. контроль	Маєвська І. В.			28.11.24	**Проектні візуалізації, Фасад 2-10; експлікація до генплану, ситуаційна схема; Генплан**	ВНТУ гр. 1Б-23 м		
Опонент	Панкевич О. Д..			28.11.24				
Затвердив	Швець В. В.			28.11.24				