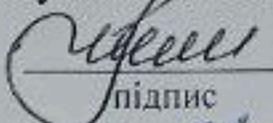


МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
Факультет будівництва та транспорту
Кафедра будівельних конструкцій

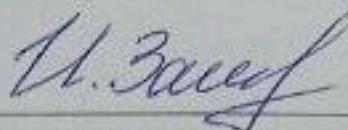
До захисту
Допускається
Завідувач кафедри
Будівельних конструкцій
 /Л.А.Циганенко/
підпис
«05» травня 2024 р.

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

за другим рівнем вищої освіти

На тему: « Дослідження каркасу торгово-офісного центру на прогресуюче
обвалення »

Виконав (ла)


(підпис)

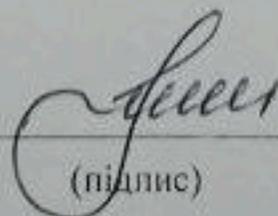
Загорулько І.Ю.

(Прізвище, ініціали)

Група

БУД 2301-1м

Науковий керівник


(підпис)

к.т.н., доц. Циганенко Л.А.

(Прізвище, ініціали)

Суми – 2024 р.

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Кафедра: Будівельних конструкцій
Спеціальність: 192 "Будівництво та цивільна інженерія"
ОПП Будівництво та цивільна інженерія

ЗАВДАННЯ

НА МАГІСТЕРСЬКУ КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ

Загорулько Ігоря Юрійовича

1. Тема роботи Дослідження каркасу торгово-офісного центру на прогресуюче обвалення

Затверджено наказом по університету №1363/ос від "08" травня 2024 р.

Строк здачі студентом закінченої роботи: "09" грудня 2024 р

2. Вихідні дані до роботи:

Архітектурна частина проекту

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

1. Загальна характеристика роботи

2. Огляд дослідження та постановка задачі

3. Архітектурно-конструктивне рішення будівлі що підлягає дослідженню

4. Дослідження напружено деформованого стану каркасу будівлі з

урахуванням його прогресуючого обвалення

3. Висновки

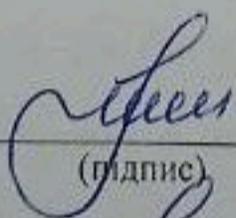
4. Перелік графічного матеріалу (з точною вказівкою обов'язкових креслень)

Лист 1. План першого поверху. Фасади. Генеральний план.

Лист 2. План другого та третього поверху. План четвертого поверху. Розріз 2-2.

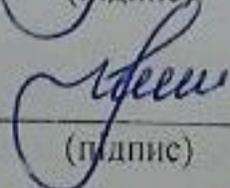
Лист 3. План покрівлі. Розріз 1-1. План підвалу. План перекриття.

Науковий керівник:


(підпис)

к.т.н., доц. Циганенко Л.А.
(Прізвище, ініціали)

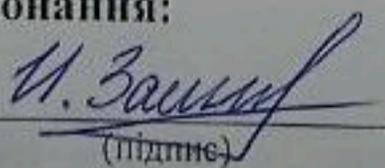
Консультант


(підпис)

к.т.н., доц. Циганенко Л.А.
(Прізвище, ініціали)

Завдання прийняв до виконання:

Здобувач:


(підпис)

Загорулько І.Ю.
(Прізвище, ініціали)

АНОТАЦІЯ

Загорулько Ігор Юрійович. Дослідження каркасу торгово-офісного центру на прогресуюче обвалення – Кваліфікаційна робота магістра на правах рукопису.

Кваліфікаційна робота магістра за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія». – Сумський національний аграрний університет, Суми, 2024.

В **основній частині** наведено опис архітектурно-конструктивних та об'ємно-планувальних рішень будівлі, включаючи використані матеріали та конструкції. Предметом дослідження став напружено деформований стан каркасу громадської будівлі. Дослідження проведено шляхом моделювання та розрахунку трьох варіантів, які можуть спровокувати виникнення прогресивного обвалення.

Результати досліджень показали, що обрана, для дослідження будівля забезпечує достатній рівень міцності та стійкості проти прогресивного обвалення. Встановлено, що існуючі елементи мають достатню несучу спроможність.

Аналіз публікацій та досліджень показує, що дана тема активно досліджується в багатьох країнах світу. Основна увага приділяється визначенню факторів, що спричиняють обвалення, а також розробці методів для його запобігання. Одним з головних напрямів досліджень є аналіз механізмів руйнування та шляхів підвищення стійкості будівель. Більшість досліджень зосереджуються на багатопверхових громадських будівлях, де ризик прогресивного обвалення є особливо високим. Аналіз також показує, що значна увага приділяється вивченню можливих сценаріїв обвалення, залежно від умов експлуатації будівлі, її розташування та архітектурних особливостей.

У **висновках** приведено величини внутрішніх зусиль, та різницю у відсотках величин у порівнянні з вихідною схемою. Підведено підсумок щодо стійкості та міцності каркасу будівлі, та встановлено, дана будівля не потребує додаткових заходів, котрі підвищать несучу здатність елементів

Ключові слова: прогресивне руйнування, громадська будівля, монолітний каркас.

Список публікацій

Результати дослідження опубліковано в матеріалах науково-практичної студентської конференції // Циганенко Л.А., Циганенко Г.М., Загорулько І.Ю., ВРАХУВАННЯ ПРОГРЕСУЮЧОГО РУЙНУВАННЯ НА КАРКАС БУДІВЛІ НА ПРИКЛАДІ ТОРГОВО-ОФІСНОГО ЦЕНТРУ У М. ПОЛТАВА // Матеріали Всеукраїнської наукової конференції студентів та аспірантів, присвяченої Міжнародному дню студента (13-17 листопада 2023р.) – Суми, 2023.

Загорулько І.Ю., Циганенко Л.А. ДОСЛІДЖЕННЯ КАРКАСУ ТОРГОВО-ОФІСНОГО ЦЕНТРУ НА ПРОГРЕСУЮЧЕ ОБВАЛЕННЯ // Science and society: modern trends in a changing world. Proceedings of the 12th International scientific and practical conference. MDPC Publishing. Vienna, Austria. 2024. Pp. 139-142. URL: <https://sci-conf.com.ua/xii-mizhnarodna-naukovo-praktichna-konferentsiya-science-and-society-modern-trends-in-a-changing-world-28-30-10-2024-viden-avstriya-arhiv/>.

В **додатках** наведено: збір навантажень, розрахунок снігового навантаження, розрахунок вітрового навантаження, матеріали конференції, креслення.

Структура роботи

Робота складається з основного тексту на 98 сторінках, у тому числі 8 таблиці, 87 рисунків. Текст роботи містить загальну характеристику роботи, 4 розділи, висновки, список з 17 використаних джерел, 6 додатків на 23 сторінках. Графічна частина складається з 3 аркушів креслень.

ЗМІСТ

РОЗДІЛ 1. ЗАГАЛЬНА ХАРАКТЕРИСТИКА РОБОТИ	7
Актуальність теми	7
Мета і завдання дослідження	7
Об'єкт дослідження	8
Предмет дослідження.....	8
Методи дослідження	8
Практичне значення одержаних результатів.....	8
Апробація та публікація роботи	8
РОЗДІЛ 2. ОГЛЯД ДОСЛІДЖЕННЯ ТА ПОСТАНОВКА ЗАДАЧІ	10
2.1. Проблема прогресуючого руйнування багатопверхових будівель	10
2.2. Методи розрахунку будівель на прогресуюче руйнування	15
РОЗДІЛ 3. АРХІТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНЕ РІШЕННЯ БУДІВЛІ ЩО ПІДЛЯГАЄ ДОСЛІДЖЕННЮ	19
Об'ємно-планувальне рішення	19
Архітектурно-конструктивні рішення	20
Фундаменти.....	20
Колони	21
Конструкції перекриття та покриття	22
Зовнішні огорожувальні конструкції	23
Сходи	24
Перегородки.....	24
Покрівля	24
Вікна, двері.....	25
Підлоги	28
РОЗДІЛ 4. ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНО ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ КАРКАСУ БУДІВЛІ З УРАХУВАННЯМ ЙОГО ПРОГРЕСУЮЧОГО ОБВАЛЕННЯ	29
4.1. Моделювання розрахункової схеми рамного каркасу будівлі.....	29
4.2. Визначення навантажень на будівлю	38
4.3. Розрахунок на прогресуюче обвалення	43
4.3.1. Розрахункова схема №1	43
4.3.2. Розрахункова схема №2	51
4.3.3. Розрахункова схема №3	58
4.3.4. Розрахункова схема №4	64
4.4. Результати дослідження.....	68
ВИСНОВКИ	73
Список використаної літератури	75
Додаток А. Збір навантажень	76
Додаток Б. Розрахунок снігового навантаження	80
Додаток В. Розрахунок вітрового навантаження	85
Додаток Г. Максимальні зусилля, що виникають в елементах каркасу.....	89
Додаток Д. Матеріали конференції	92
Додаток Е. Креслення	98

РОЗДІЛ 1. ЗАГАЛЬНА ХАРАКТЕРИСТИКА РОБОТИ

Актуальність теми

Будівництво, як і решта галузей відзначається високою ймовірністю виникнення техногенних катастроф, терактів, військових дій (помилки проєктантів, недостатня кваліфікація робітників-будівельників, вибухи, з подальшим виникнення пожежі), природних факторів (геологічні умови, сейсмічність, зсуви), а також зношеність та виникнення пошкоджень несучих конструкцій через неправильну експлуатацію та невиконання своєчасного ремонту змінюється міцність та жорсткість елементів будівель, як наслідок, призводять до зменшення конструктивної безпеки, а це в свою чергу призводить до різкої відмови, конструкції чи елемента, та прогресуючого руйнування.

Події руйнувань будівель (Ronan Point Лондон, Skyline Plaza штат Вірджинія (США), L'Ambiance Plaza, штат Коннектикут (США), башт Всесвітнього торговельного центру (WTC) у м. Нью-Йорк, житловий будинок панельного типу м. Дніпро) внаслідок прогресуючого обвалення призвели до загибелі величезної кількості людей та суттєвих матеріальних збитків.

З початком повномасштабного вторгнення РФ в Україні питання прогресуючого руйнування будівель та споруд стало актуальним як ніколи. Значний відсоток будівель і споруд, зруйнованих внаслідок бойових дій, спочатку зазнали лише локальних пошкоджень, але нестійкість конструкцій до прогресуючого обвалення спричинила ланцюгову реакцію, що в кінцевому результаті призвела до повного руйнування частини або будівлі. Таким чином, можна стверджувати, що актуальність цієї області дослідження є високою як у світі, так і зокрема в Україні.

Мета і завдання дослідження

Метою та завданням цієї роботи є дослідження прогресуючого руйнування, використовуючи за приклад будівлю торгово-офісного центру, надання оцінки стійкості та міцності конструктивній схемі будівлі.

Об'єкт дослідження

Монолітний залізобетонний просторовий каркас громадської будівлі.

Предмет дослідження

Напружено деформований стан елементів монолітного залізобетонного каркасу будівлі з врахуванням можливого його прогресуючого обвалення.

Методи дослідження

Огляд та аналіз літературних джерел за поставленою задачею, вивчення вітчизняного та світового досвіду з питань виникнення прогресуючого обвалення будівель та споруд. Математичне моделювання розрахункової схеми будівлі в ПК ЛИРА САПР з аналізом отриманих досліджень.

Було вивчено, наявну в інтернет джерелах, літературу, публікації робіт з подібною темою. Ознайомлення з рекомендаціями при моделюванні розрахункової схеми, послідовності розрахунку. Після цього проводився збір інформації про об'єкт дослідження, та чисельне моделювання розрахункових схем. Після чисельних розрахунків було отримано результати за якими було проведено аналіз та порівняння несучої здатності як окремих елементів так і конструкцій вцілому.

Практичне значення одержаних результатів

Отриманий результат дає змогу використати його для подальшого аналізу працездатності окремих конструкцій при руйнуванні їх опор. Дані розрахунку можуть бути використані спеціалістами для розуміння того, як конструкції реагують на вплив прогресуючого руйнування. Результати можуть служити основою для розробки більш ефективніших конструкцій задля підвищення безпеки, надійності будівель.

Апробація та публікація роботи

Результати дослідження опубліковано в матеріалах науково-практичної студентської конференції // Циганенко Л.А., Циганенко Г.М., Загорулько І.Ю.,

ВРАХУВАННЯ ПРОГРЕСУЮЧОГО РУЙНУВАННЯ НА КАРКАС БУДІВЛІ НА ПРИКЛАДІ ТОРГОВО-ОФІСНОГО ЦЕНТРУ У М. ПОЛТАВА // Матеріали Всеукраїнської наукової конференції студентів та аспірантів, присвяченої Міжнародному дню студента (13-17 листопада 2023р.) – Суми, 2023.

Загорулько І.Ю., Циганенко Л.А. ДОСЛІДЖЕННЯ КАРКАСУ ТОРГОВО-ОФІСНОГО ЦЕНТРУ НА ПРОГРЕСУЮЧЕ ОБВАЛЕННЯ // Science and society: modern trends in a changing world. Proceedings of the 12th International scientific and practical conference. MDPC Publishing. Vienna, Austria. 2024. Pp. 139-142. URL: <https://sci-conf.com.ua/xii-mizhnarodna-naukovo-praktichna-konferentsiya-science-and-society-modern-trends-in-a-changing-world-28-30-10-2024-viden-avstriya-arhiv/>.

РОЗДІЛ 2. ОГЛЯД ДОСЛІДЖЕННЯ ТА ПОСТАНОВКА ЗАДАЧІ

2.1. Проблема прогресуючого руйнування багатоповерхових будівель

Під прогресуючим обваленням розуміється поширення початкового місцевого руйнування у вигляді ланцюгової реакції від елемента до елемента, що в результаті завершується обваленням будівлі (або її частини висотою два та більше поверхів), що втратили опору внаслідок (місцевого) локального руйнування на будь-якому поверсі.

Проблема прогресуючого руйнування багатоповерхових будівель є серйозним питанням, що вимагає уваги та глибокого аналізу. Прогресуюче руйнування може виникати через різноманітні фактори, такі як дефекти в конструкціях, використання неякісних матеріалів, недоліки в проектуванні, а також вплив зовнішніх факторів, включаючи сейсмічну активність, агресивні середовища та знос з часом. Одним із головних ризиків є те, що пошкодження в одній частині будівлі може призвести до ланцюгової реакції, яка спричинить руйнування інших частин, що загрожує загальною стабільністю та безпекою споруди.

Дослідження явища прогресуючого обвалення будівель і споруд є новим викликом у контексті забезпечення надійності будівельних об'єктів та безпеки життєдіяльності людей. Значна кількість будівель і споруд, зруйнованих внаслідок бойових дій, спочатку зазнали лише локальних пошкоджень, проте їх нестійкість до прогресуючого обвалення спричинила ланцюгову реакцію, що врешті-решт призвело до повного руйнування об'єктів.

Також до факторів виникнення прогресуючого руйнування можна віднести терористичні акти, військові дії. Ці події можуть спричиняти раптові та руйнівні пошкодження, які призводять до катастрофічних наслідків. У разі терористичних актів, вибухи часто спрямовані на критичні елементи будівель, такі як колони або несучі стіни. Вибухова хвиля може спричинити негайне обвалення частини будівлі, що створює умови для ланцюгового руйнування решти конструкцій.

Під час військових дій будівлі можуть зазнавати пошкоджень від обстрілів. Такий вплив часто має непередбачуваний характер, що додатково ускладнює оцінку ступеня пошкоджень та необхідність негайних заходів. Висока ймовірність вторинних руйнувань підвищує ризики для мешканців та рятувальників, що працюють на місці подій.

У зв'язку з військовими діями зросла кількість прикладів обвалення будівель, які були побудовані в 70-80-х роках минулого століття, котрі показали негативну протидію прогресуючому руйнуванню. Такі приклади, на жаль, присутні і в місті Суми, фото 1-3.



Фото 1. Житловий будинок, м. Суми, вул. Петропавлівська, 81

На фото 1 приклад зруйнованого багатоквартирного житлового будинку при влучанні БПЛА. Г-подібна будівля безкаркасна, з несучими поздовжніми та поперечними цегляними стінами. Місце влучання бойової частини БПЛА в будинок прийшлося та третю блок-секцію близько до сходової клітини зі сторони внутрішнього двору. Вибуховою хвилею найбільш уражені сходові клітини та квартири другого, третього та четвертого поверхів третьої блок-секції. Також пошкоджень зазнали стіни, сходи міжповерхові та горищені перекриття, покрівля третьої блок-секції, та внаслідок пожежі було пошкоджено покрівлю та горище другої блок-секції, віконні та дверні блоки будівлі.



Фото 2. Будівля навчального корпусу ДНЗ СМВПУ №16, м. Суми, просп. Перемоги, 141

На фото 2 приклад зруйнованої 4-х поверхової будівлі навчального корпусу внаслідок влучання ракети. Будівля безкаркасна, з несучими поздовжніми та поперечними стінами із глиняної цегли на складному розчині. Влучання в будівлю прийшлося зі сторони дворового фасаду. Вибуховою хвилею було повністю зруйновано частину будівлі. Інша частина будівлі зазнала значних пошкоджень таких як: руйнування стін; відхилення стін від вертикалі; зміщення залізобетонних перемичок; руйнування (поперечні тріщини та наднормативний прогин) збірних залізобетонних багатопустотних плит перекриття; зміщення з опори плит покриття через відхилення стін; руйнування, ураження уламками покрівельного килиму; руйнування, тріщини в перегородках; руйнування віконних та дверних блоків; ураження уламками покриття підлог. Також руйнувань та пошкоджень зазнали поруч розташовані будівлі навчальних корпусів.



Фото 3. Житловий будинок, м. Суми, вул. Герасима Кондратьєва, 112

На фото 3 приклад прогресуючого руйнування багатоповерхового житлового будинку, в результаті атаки БПЛА з інтегрованою бойовою частиною. Конструктивно будівлю виконано безкаркасною, з несучими внутрішніми поздовжніми та поперечними стінами, що виконані з керамзитобетонних навісних стінових панелей типового виготовлення. Влучання бойової частини БПЛА в будинок прийшлося в першу та другу блок-секції зі сторони внутрішнього двору. Вибуховою хвилею найбільше уражені сходові клітини та квартири з першого по п'ятий поверхи першої та другої блок-секцій.

Під час обстеження будівлі було виявлено такі пошкодження: суцільне та часткове руйнування та обвалення зовнішніх/внутрішніх стінових панелей; вигини, зміщення, відхилення стінових панелей; зрив внутрішніх та зовнішніх панелей в місцях їх кріплення; руйнування панелей перекриття та покриття; зрив панелей перекриття та покриття в місцях їх з'єднання зі стінами; обвалення площадок та сходових маршів першої блок-секції; руйнування перегородок; руйнування покрівлі першої та другої блок-секцій; повсюдні

тріщини в стінових панелях, в тілі бетону сходових площадок першої та другої блок-секцій; руйнування віконних та дверних блоків, підлог, опорядження.

Для запобігання прогресуючому руйнуванню необхідно проводити регулярні інспекції та обстеження будівель, особливо тих, що експлуатуються протягом тривалого часу. Важливою є також своєчасна модернізація та посилення конструкцій, використання сучасних матеріалів і технологій, які забезпечують додаткову міцність та стійкість. Крім того, важливу роль відіграє дотримання чинних будівельних норм та стандартів на всіх етапах від проектування до будівництва та експлуатації. Приділяючи належну увагу цим аспектам, можна значно знизити ризики та забезпечити довготривалу безпеку багатопверхових будівель.

В Україні у 2009 році набув чинності [17], де вперше визначено термін прогресуючого обвалення та наводиться методика розрахунку. На сьогоднішній день даний ДБН не діючий, на заміну йому випущено ДБН [2].

Існують інші державні будівельні норми, які вказують про необхідність проведення розрахунку щодо запобігання прогресуючого руйнування:

[1] – цей документ встановлює загальні принципи проектування будівель і споруд з урахуванням їх надійності та безпеки, включаючи стійкість до прогресуючого обвалення;

[2] – цей нормативний документ спеціально присвячений питанням захисту будівель від прогресуючого обвалення і містить вимоги до проектування, конструктивних рішень та заходів з безпеки;

[3] – цей стандарт встановлює основні вимоги до механічного опору та стійкості будівель і споруд, що включає розрахунки на прогресуюче обвалення;

[4] – цей документ містить вимоги до оцінки конструкцій при впливах аварійних подій, таких як вибухи, удари, терористичні атаки, сейсмічні впливи та інші випадкові дії. Документ також описує підходи до проектування конструкцій з метою мінімізації ризику прогресуючого обвалення

[14] – цей стандарт визначає основні принципи проектування та безпеки будівель і споруд, у тому числі з урахуванням ризиків прогресуючого обвалення. Встановлює вимоги щодо граничних станів конструкцій та заходи

безпеки, що повинні бути враховані при проектуванні з метою запобігання ланцюговому руйнуванню.

2.2. Методи розрахунку будівель на прогресуюче руйнування

Зношення, пошкодження або неправильне проектування несучих конструкцій може призвести до зниження конструктивної безпеки споруди, а також міцності будівлі вцілому. Ці фактори призводять до миттєвої відмови конструкцій та розвитку прогресуючого руйнування, особливо при несприятливому поєднанні факторів.

Під поняттям прогресуючого руйнуванням розуміють розповсюдження первинного локального ушкодження, що розвивається у вигляді ланцюгової реакції між елементами, що в кінцевому результаті, приводить до обвалення частини або всієї будівлі.

Відомо про заходи, що запобігають або зменшують наслідки від прогресуючого обвалення:

- другорядні заходи (проведення додаткових заходів захисту, які вцілому не підвищують стійкість конструкцій);
- до тичне або непряме проектування (концентрується на вимогах до конструкцій для захисту від впливу прогресуючого руйнувань);
- пряме проектування.

Пряме проектування поділяють на наступні методи:

- метод локальної провідності,
- метод можливих пошкоджень.

Під терміном «метод локальної провідності» розуміють те, що головні елементи конструкцій повинні відповідати відповідним опором, відомим завчасно.

При методі можливих пошкоджень детально аналізується поведінка схеми будівлі після виключення конкретного елемента каркасу. Основний задум такого методу є те, що коли один або кілька елементів виключені з роботи вся

конструкція (будівля) має або може сприцмати (витримати) навантаження, котрі діють на неї. За таким методом імітується виключення одного з несучих елементів будівлі. Такий метод набув найбільшої популярності на сьогодні.

Будівлі з каркасною конструктивною схемою мають несучі конструктивні елементи, котрим неможливо виконати захист від прогресуючого руйнування, ні другорядними заходами, ні заходами непрямого проектування.

В розрахункових програмних комплексах виконується розрахунок просторової розрахункової моделі з врахуванням геометричної та фізичної нелінійності елементів конструкцій, це забезпечить найбільш достовірні результати та зменшить матеріальні витрати.

Виділяючи основну інформацію відповідно [1] конструкції будівель мають відповідати наступні вимоги:

- сприймати впливи, які виникають при їхньому зведенні та на протязі відповідного терміну експлуатації без руйнувань і деформацій;
- зберігати працездатність в умовах нормальної експлуатації протягом встановленого експлуатаційного терміну, а саме їх експлуатаційні;
- мати достатню стійкість до локальних руйнацій передбачених нормами, що можуть виникнути (пожежа, вибух, наїзд транспортних засобів), при цьому виключаючи явища прогресуючого руйнування;
- розрахунок будинку при локальному обваленні конструкцій проводиться тільки за граничним станом першої групи, при цьому переміщення та величина розкриття тріщин не обмежується.

Рекомендовано розраховувати конструкції будинків як просторову систему «основа – фундамент – споруда» з використанням розрахункових програмних комплексів, що враховують фізичну й геометричну нелінійність. Це забезпечить більшу точність результатів розрахунку й зниження додаткових витрат.

Проводити розрахунок пропонується наступними етапами:

- розрахунок усієї схеми в фізично нелінійній постановці на постійні та тимчасові навантаження, що можуть входити до аварійного сполучення;
- прийняти отриманий напружено-деформований стан як початковий для розрахунку на навантаження від елементів видалення яких моделюється;
- розрахунок додаткового навантаження, що проявляється при видаленні елементів. Виконують такий розрахунок у фізично й геометрично нелінійній постановці. Навантаження від видалення елементів дорівнює зусиллям, що отримані у попередньому етапі розрахунку і помножених на коефіцієнт динамічності ($k_f = 1,2$). Перевірка на міцність решти елементів, що залишилися, виконується без урахування поздовжнього вигину.

Також у [1] вказано, що розрахунок по міцності і стійкості виконується на аварійне сполучення навантажень та впливів, що має включати постійні та тривалі тимчасові навантаження, а також вплив локальних гіпотетичних обвалень на конструкцію будинку.

До аварійних сполучень, окрім змінних та постійних навантажень відносять один з епізодичних впливів (сейсмічні, вибухові впливи, впливи зумовлені деформаціями основи, що супроводжуються зміною структурного складу ґрунту)

До постійних навантажень відноситься:

- вага конструкцій споруд, вага несучих, огорожувальних конструкцій;
- вага та тиск ґрунту.

До тривалих тимчасових навантажень відносять:

- вага перегородок (тимчасових);
- навантаження від перекриття від матеріалів, що складуються (складські приміщення, архів)

Існує декілька методів розрахунку будівель на прогресуюче руйнування, які можна поділити на дві основні групи:

1. Аналітичні методи:

- метод граничних станів першої групи. Цей метод ґрунтується на розрахунку несучої здатності окремих елементів конструкції з урахуванням можливого руйнування одного або декількох з них;
- метод розрахунку на основі теорії пластичності. Такий метод враховує нелінійну поведінку матеріалів та конструкцій при їх деформації та руйнуванні;
- метод розрахунку динамічних навантажень. Даний метод використовується для оцінки стійкості конструкцій до динамічних впливів, таких як вибухи або землетруси.

2. Чисельні методи:

- метод скінченних елементів. Метод є широко поширений для розрахунку напружено-деформованого стану та стійкості будівельних конструкцій;
- метод динамічного аналізу. Таким методом користуються для моделювання поведінки конструкцій під дією динамічних навантажень;
- метод стохастичного аналізу. Метод використовується для оцінки ймовірності руйнування конструкцій з урахуванням випадкових факторів, таких як мінливість властивостей матеріалів та навантажень.

Кожен метод має на меті забезпечити стійкість будівлі та захист від локальних руйнувань шляхом ефективного перерозподілу навантаження та забезпечення міцності конструкцій.

Вибір методу розрахунку залежить від складності конструкції, типу навантажень та необхідної точності розрахунків.

РОЗДІЛ 3. АРХІТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНЕ РІШЕННЯ БУДІВЛІ ЩО ПІДЛЯГАЄ ДОСЛІДЖЕННЮ

Питання стійкості будівель до прогресуючого обвалення розглянуто на прикладі будівлі громадського призначення, що буде розташована в місті Суми по вулиці Сумської тероборони (колишня вул. Ковпака), що знаходиться у північно-західній частині міста.

Для моделювання просторового каркасу в програмному комплексі опис об'ємно-планувального та конструктивного рішень наведено нижче.

Об'ємно-планувальне рішення

Громадська будівля, котра обрана для дослідження – 4-х поверхова, має підвал. В плані прямокутної форми, з розмірами в осях 60,0м довжина, 24,0м – ширина. Висота становить 20,9м. Висота поверху 4,2м. Будівля має підвал, що використовується в якості складу. Висота підвалу – 3,4м.

Для сполучення між поверхами запроєктовано монолітні сходи та по одному пасажирському та вантажному ліфту, розташовані по осях 1

У будівлі передбачено вантажні та пасажирські ліфти. Для розвантаження товарів з транспортних засобів виконано завантажувально/розвантажувальні рампи.

Для захисту конструкцій фундаментів від атмосферних опадів та талих вод влаштовано вимощення, шириною 1,5м, ухил 3%.

Доступ до будівлі здійснюється через входи, розташовані по периметру. Для зручності маломобільних груп населення та відвідувачів з дитячими колясками передбачено пандуси. Біля входів з торців будівлі розміщено ліфти, що забезпечують комфортний доступ на всі поверхи. Спуститися до підвального приміщення можна як сходами, так і ліфтом. Для доступу маломобільних груп населення виконано пандус з ухилом 6%.

Архітектурно-конструктивні рішення

Будівля має каркасно-рамну конструктивну схему з перехресним розташуванням ригелів. Основні несучі елементи – колони та ригелі – розташовані перпендикулярно один до одного, утворюючи жорсткий каркас. Жорсткість каркасу додатково посилено монолітним перекриттям та покриттям, які з'єднуються з колонами та ригелями, створюючи єдину просторову систему.

Відповідно до [5,6] дана будівля відноситься до класу відповідальності – СС2. Має ступінь вогнестійкості – II

Відповідно до [7] значення (характеристичне) снігового навантаження – 1450Па, що дорівнює $1,45\text{кН/м}^2$, значення (характеристичне) вітрового навантаження 470Па, що дорівнює $0,47\text{кН/м}^2$.

Фундаменти

Фундаменти – залізобетонні палі, оголовки яких з'єднані монолітною плитою.

Палі використано призматичні забивні перерізом 300х300мм індустріального виробництва. Клас бетону С20/25, водопроникності W6, морозостійкість – F75.

Куц палі, під колони крайніх рядів, утворюють 4 палі, об'єднані у ростверк форми наближеної до прямокутника, під колони, що розміщені по кутах будівлі – 3 палі, ростверк форми близької до трикутника, під колони середніх рядів – 5 палі, ростверк – форми квадрату. Клас бетону ростверків – С20/25. Висота – 500мм.

У місцях розташування ліфтових шахт виконано окреме пальове поле, що також об'єднане ростверком.

Низ ростверків знаходиться на відмітці 4900мм від рівня 0,000.

Гідроізоляція, горизонтальна – з руберойду, вертикальна – обмазувальна.

Армування ростверку під колони крайнього ряду:

верхнє армування – стержні Ø12 класу А400С,

нижнє – стержні Ø18 класу А400С,

поперечне – стержні Ø10 класу А400С.

Армування ростверку під кутові колони:
верхнє армування – стержні Ø12 класу А400С,
нижнє – стержні Ø16 класу А400С,
поперечне – стержні Ø8 класу А240С.

Армування ростверку під колони середніх рядів:
верхнє армування – стержні Ø12 класу А400С,
нижнє – стержні Ø16, Ø18 класу А400С,
поперечне – стержні Ø8 класу А240С.

Армування ростверку під ліфтові шахти :
верхнє армування – стержні Ø14, Ø20 класу А400С,
нижнє – стержні Ø14, Ø20 класу А400С.
поперечне – стержні Ø8 класу А240С.

Колони

В ролі несучих конструкцій каркасу застосовано залізобетонні монолітні колони. Колони крайнього та середнього рядів – залізобетонні, квадратного перерізу. Крок – бхбм. Розміри колон крайнього ряду – 500х500мм, колон середніх рядів – 600х600мм. Сітка колон становить бхбм. Загальна висота колон становить 16,8м.

Армування колон крайніх рядів (Рис. 3.1.):

поз. 1 – стержні Ø22 класу А400С,
поз. 1 – стержні Ø14 класу А400С,
поз. 7,8 – стержні Ø8 класу А240С,

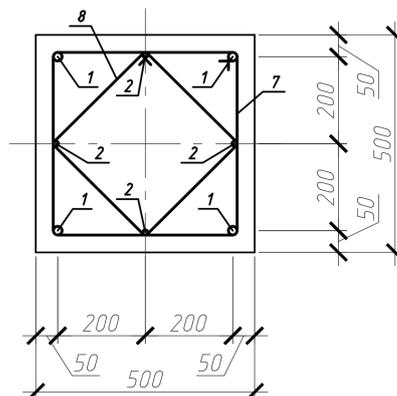


Рис. 3.1. Армування колон крайніх рядів

Армування колон крайніх рядів (Рис. 3.2.):

поз. 9 – стержні Ø20 класу А400С,

поз. 10 – стержні Ø12 класу А400С,

поз. 15,16 – стержні Ø6 класу А240С,

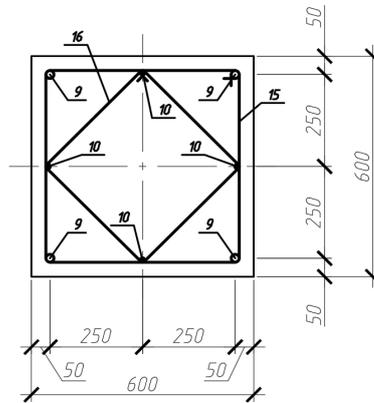


Рис. 3.2. Колона крайнього ряду

Конструкції перекриття та покриття

Конструкція перекриття та покриття складається з монолітної залізобетонної плити та балок. Товщина плити становить 200 мм. Переріз балок дорівнює 400 мм – ширина, 600 мм – висота.

Плита спирається на балки, які в свою чергу спираються на колони. Балки перекриття розташовані як в поздовжньому так і в поперечному напрямках.

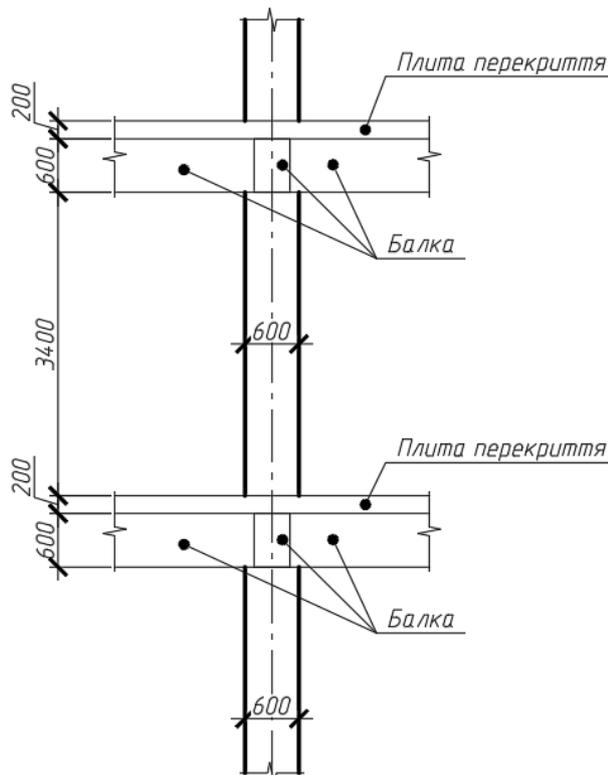


Рис. 3.3. Схема влаштування конструкцій перекриття та покриття.

Для виготовлення плити та балок було використано бетонну суміш класу C20/25 та арматурні стержні класу A400C.

У конструкції перекриття передбачено отвори під ліфтові шахти та сходи.

Зовнішні огорожувальні конструкції

Зовнішніми огорожуючими конструкціями, у будівлі що досліджується, є цегляні самонесучі стіни. Цегляні стіни виконані із керамічної цегли пластичного пресування, марки M75, та цементно-піщаного розчину марки M50. Товщина стін – 380мм.

Укладання цеглин виконано за однорядною системою кладки, з подальшою перев'язкою цеглин. Розшивання швів не виконувалося. Товщина швів цегляної кладки наступні: горизонтальні – 10÷12мм, вертикальні – 8÷10мм. Для підвищення міцності кладки вкладено армуючу сітку, через кожні 5 рядів.

Для спільної роботи стін та каркасу виконано анкерування стін до колон каркасу, шляхом вкладання у горизонтальні шви сталевих стержнів, діаметром 10мм, з одної сторони, а з іншої сторони – зварюванням стержнів до закладних деталей.

Прив'язка стін до осей дорівнює: з зовнішньої сторони – 130мм, з внутрішньої – 250мм.

Згідно вимог [9,10] виконано утеплення стін будівлі мінераловатними плитами, товщина яких 150мм.

Утеплювач закрито від впливу навколишнього середовища за допомогою елементів вентиляваного фасаду – касетонів.

Над віконними прорізами в цегляних стінах, влаштовані залізобетонні брусківі перемички.

Стіни ліфтових шахт виконано з монолітного залізобетону. Товщина стіни шахт дорівнює 250мм.

Сходи

Для пересування між поверхами влаштовано внутрішні залізобетонні сходи. Клас бетонної суміші сходів відповідає класу C20/25.

Висота сходинки – 150мм, ширина – 300мм.

Ширина одного сходового маршу дорівнює 1500мм.

Міжповерхові майданчики мають наступні розміри 1400x3400x200мм, довжина, ширина, висота відповідно.

Огорожа сходів – із нержавіючої сталі, висотою – 900мм. Діаметр поручня – 42мм. Огорожа індивідуального виготовлення.

Перегородки

Перегородки виконано згідно вимог [11] із рядової керамічної цегли марки М75 на цементно-піщаній суміші марки М50.

Товщина перерізу перегородок приміщень становить 120мм, санвузлів – 65мм.

Товщина швів така ж як і для стін.

Оздоблення перегородок – поліпшене штукатурка, з подальшим фарбуванням.

Оздоблення перегородок санвузлів – керамічна плитка світлих, теплих тонів на клеючій суміші.

Покрівля

Покрівля виконана до вимог [12], плоска з рулонних матеріалів, з організованим внутрішнім водостоком в місцеву існуючу зливову каналізацію.

Доступ на покрівлю виконана з технічного поверху.

По периметру покрівлі влаштована огорожа, висота якої становить 600мм.

В місцях примикання воронки, стін парапету, вентиляційних каналів виконано влаштування додаткових шарів рулонного матеріалу, для кращого захисту від вологи.

Покрівля наступного складу:

- Єврорубероїд "Техноніколь Уніфлекс" ЕКП 4,7 – 2 шари;
- Гідроізоляційна плівка – 1 шар;
- Цементно-піщана стяжка – 50мм;
- Мінераловатні плити Isover, жорсткі – 200мм;
- Пароізоляційна плівка – 1 шар;
- Монолітна залізобетонна плита – 200мм

Вікна, двері

Прорізи у стінах заповнено металопластиковими двокамерними вікнами. Кріплення рами у прорізі виконано за допомогою кріпильних анкерів, стик між рамою та стіною загерметизовано з використанням монтажної піни.

Зовні влаштовано оцинкований відлив, що закріплений у профіль віконної рами. Простір між відливом та стіною заповнено піною.

З внутрішньої сторони вікон влаштовано пластикові підвіконня, шириною 250 мм, товщина – 20 мм, довжина – змінна.

Двері центрального входу в будівлю виконано роздвижними, зі скла. Двері інших входів – металеві.

Двері до складських приміщень – металеві. Двері офісних приміщень виконані дерев'яними.

Двері решти тамбурів металопластикові двокамерні, двостулкові.

Дані заповнення прорізів приведено в табл. 3.1.

Специфікація елементів заповнення прорізів

Табл. 3.1.

Позиція	Позначення	Найменування	Кількість на поверх, шт									Розміри, мм	Примітка
			0-1	1	1-2	2	2-3	3	3-4	4	4-5		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Вікна													
ВК-1	Вікно металопластикове	ВМ20-20	-	21	-	31	-	31	-	27	-	2200x3600	
ВК-2	Вікно металопластикове	ВМ15-20	-	-	2	-	2	-	2	-	2	2200x3600	
ВК-3	Вікно металопластикове	ВМ10-20	-	2	-	2	-	2	-	2	-	2200x3600	
ВК-4	Вікно металопластикове	ВМ07-20	2	-	-	-	-	-	-	-	-	2200x3600	
Двері, ворота													
1	Двері вхідні роздвіжні	ДВР 15-21	-	8	-	3	-	3	-	-	-	1500x2100	
2	Двері вхідні металеві	ДВМ 15-21	-	9	-	3	-	3	-	-	-	1500x2100	

Продовження Табл. 3.1.

3	Двері металеві	ДМ 12-21	2	2	–	1	–	1	–	–	2	1200x2100	
4	Двері дерев'яні міжкімнатні	ДдМ 10-21	–	13	–	13	–	13	–	35	–	1000x2100	
5	Ворога металеві	ВрМ 25-25	–	1	–	–	–	–	–	–	–	2500x2500	
6	Двері дерев'яні міжкімнатні	ДдМ 06-21	–	14	–	14	–	14	–	14	–	600x2000	

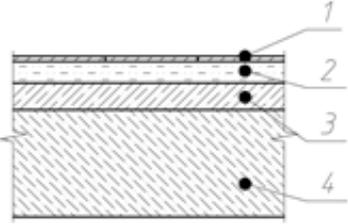
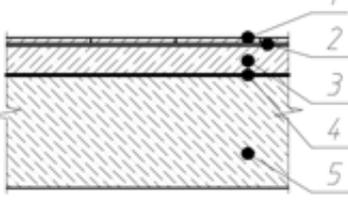
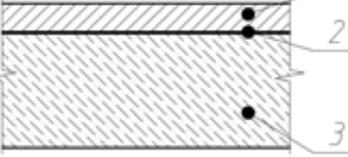
Підлоги

В будівлі влаштовано наступні типи підлог, котрі наведено в табл. 3.2.:

- 1 – керамічна плитка на клеючому розчині;
- 2 – ламінат;
- 3 – бетонна наливна (поліуретанове покриття).

Експлікація підлог

Табл. 3.2.

Найменування приміщень	Тип підлоги	Схема підлоги	Елементи підлоги та їх товщина	Площа підлоги, м ²
Санвузли, торгові зали, тамбури, їдальня, кухня, вхідні групи	1		1. Покриття – керамічна плитка – 10мм 2. Клей «CERESIT CM 11» – 40 мм 3. Вирівнююча стяжка – 50 мм 4. Монолітна залізобетонна плита – 200 мм	3 838,95
Офісні приміщення, роздягальні, коридори	2		1. Покриття – ламінат – 10мм 2. Підложка – 5 мм 3. Вирівнююча стяжка – 50 мм 4. Гідроізоляція – 1 шар 5. Монолітна залізобетонна плита – 200 мм	698,40
Складські приміщення, підвал	3		1. Покриття – поліуретанове покриття – 50мм 2. Полімерна ґрунтовка – 2 шари 3. Монолітна залізобетонна плита – 200 мм	1 987,70

РОЗДІЛ 4. ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНО ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ КАРКАСУ БУДІВЛІ З УРАХУВАННЯМ ЙОГО ПРОГРЕСУЮЧОГО ОБВАЛЕННЯ

4.1. Моделювання розрахункової схеми рамного каркасу будівлі

Враховуючі рекомендації, що наведені в РОЗДІЛІ 2 п.2.1 відповідно до [2, 4] обираємо зону умовного видалення несучих елементів, що може спричинити прогресуюче руйнування сусідніх елементів або частини будівлі або будівлі в цілому. Дослідження проведемо за трьома варіантами, що розглянуто нижче.

Для дослідження було змодельовано три варіанти розвитку прогресуючого обвалення:

- 1) локальне вилучення колони каркасу одного з середніх рядів в рівні підвалу:

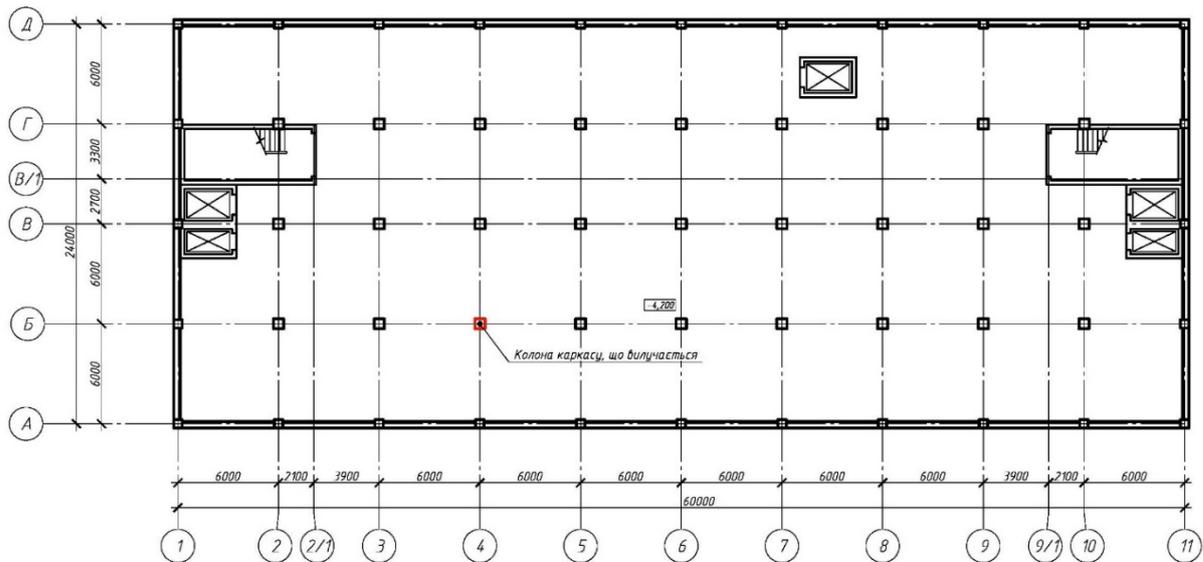


Рис. 4.1. План підвалу із зазначенням елемента каркасу що вилучається (позначено червоним кольором)

2) локальне видалення колони каркасу крайнього ряду в рівні першого поверху:

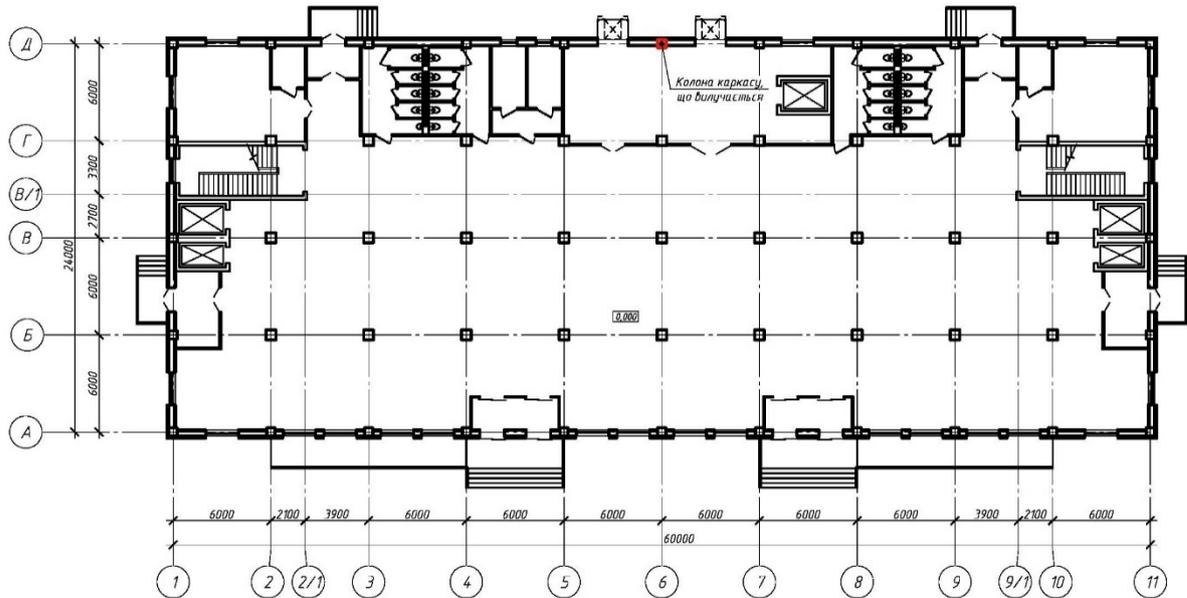


Рис. 4.2. План першого поверху із зазначенням елемента каркасу що вилучається (позначено червоним кольором)

3) локальне вилучення ділянки перекриття (площею 80m^2) над першим поверхом:

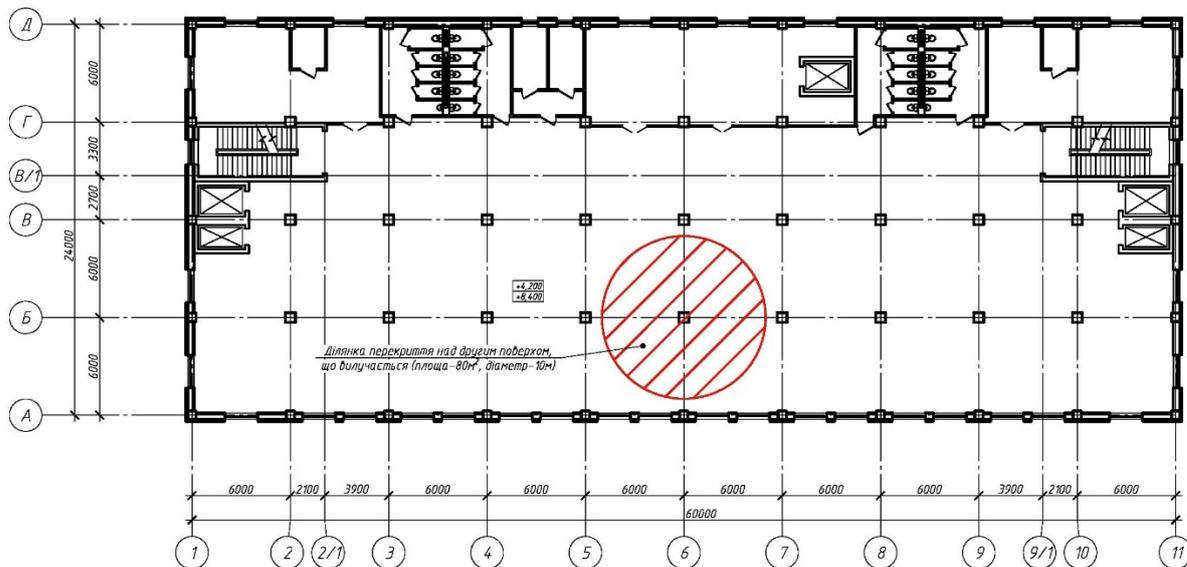


Рис. 4.3. План другого поверху із зазначенням ділянки перекриття, над першим поверхом, що вилучається (позначено червоним кольором)

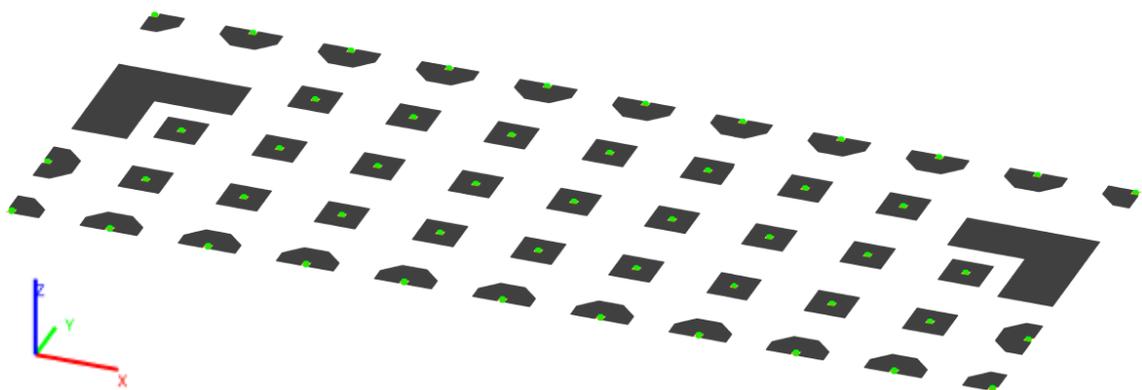
Після визначення варіантів за яким буде виконуватись дослідження прогресуючого обвалення, було виконано моделювання основної (вихідної) розрахункової схеми, з якої в подальшому виконувалися копії розрахункової схеми для моделювання кожного варіанту окремо.

Моделювання розрахункової схеми будівлі

Моделювання розрахункової схеми будівлі з подальшим дослідження її напружено-деформованого стану з урахуванням можливого прогресуючого обвалення проводилось в програмному комплексі ЛІРА САПР, що реалізує метод скінчених елементів.

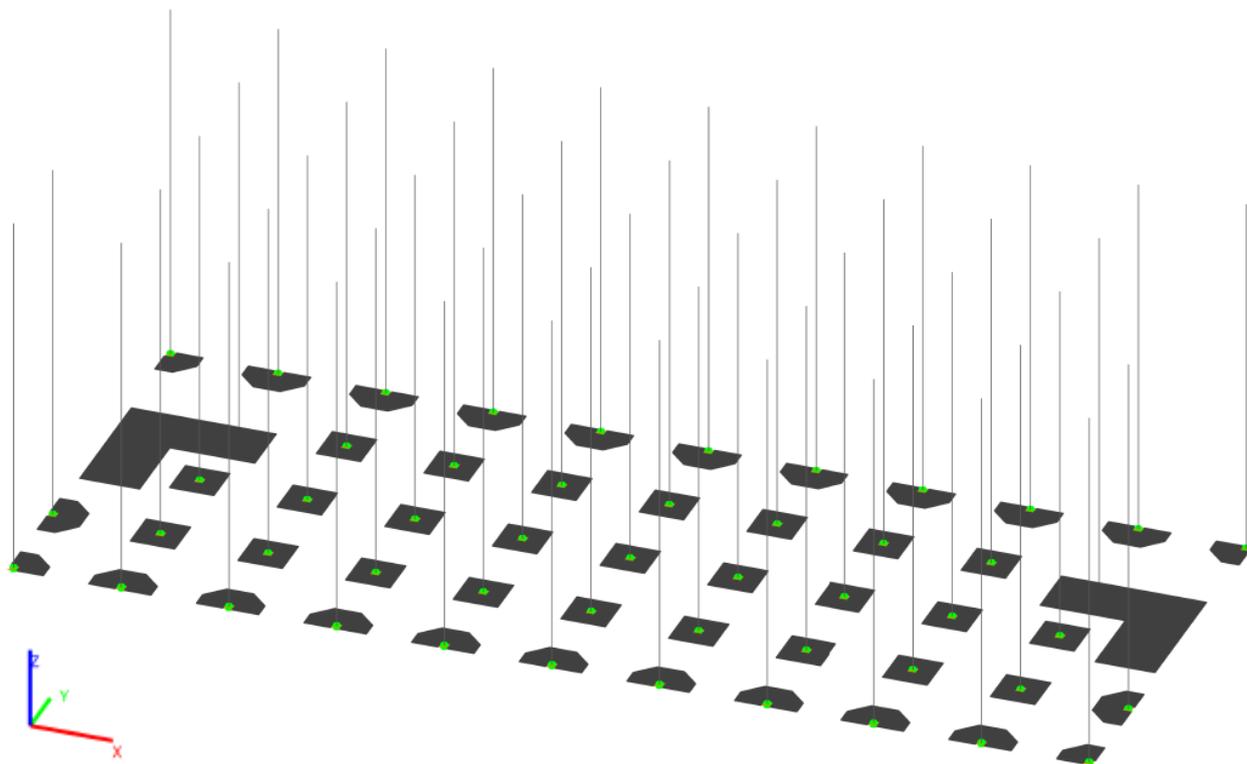
Вертикальні елементи (колони будівлі) змодельовані стержньовими елементами, вертикальні елементи такі як стіни сходової клітки, ліфтових шахт, стінове огороження, горизонтальні елементи (плити покриття та перекриття), змодельовані пластинчатими скінченими елементами, що відображено на мал. 4.4. – 4.9.

На мал. 4.4. відображено створення фундаментів за допомогою 4-кутних кінцевих елементів оболонки, 44 типу, та 3-кутних кінцевих елементів оболонки, 42 типу.

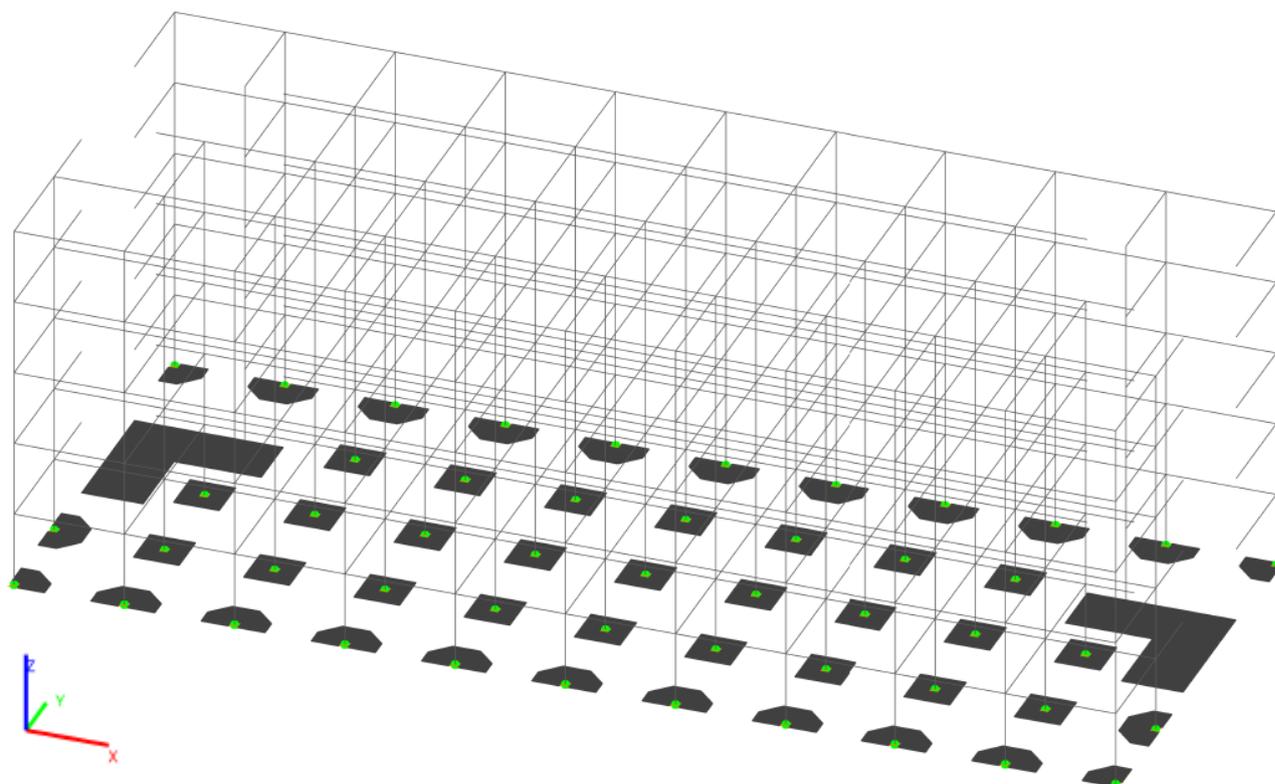


Мал. 4.4. Створення фундаментів будівлі

На мал. 4.5. та мал. 4.6. відображено створення колон каркасу та ригелів за допомогою прямокутних кінцевих елементів оболонки, 41 типу.

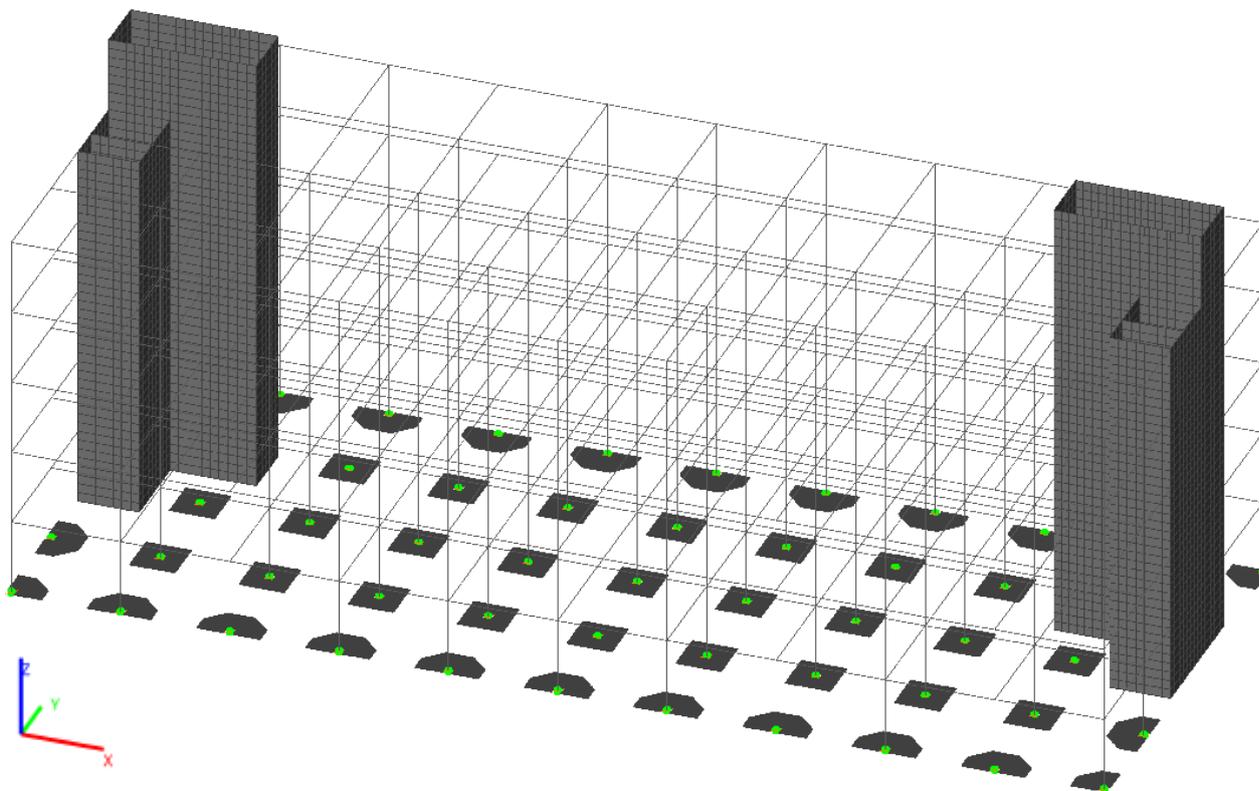


Мал. 4.5. Створення колон будівлі

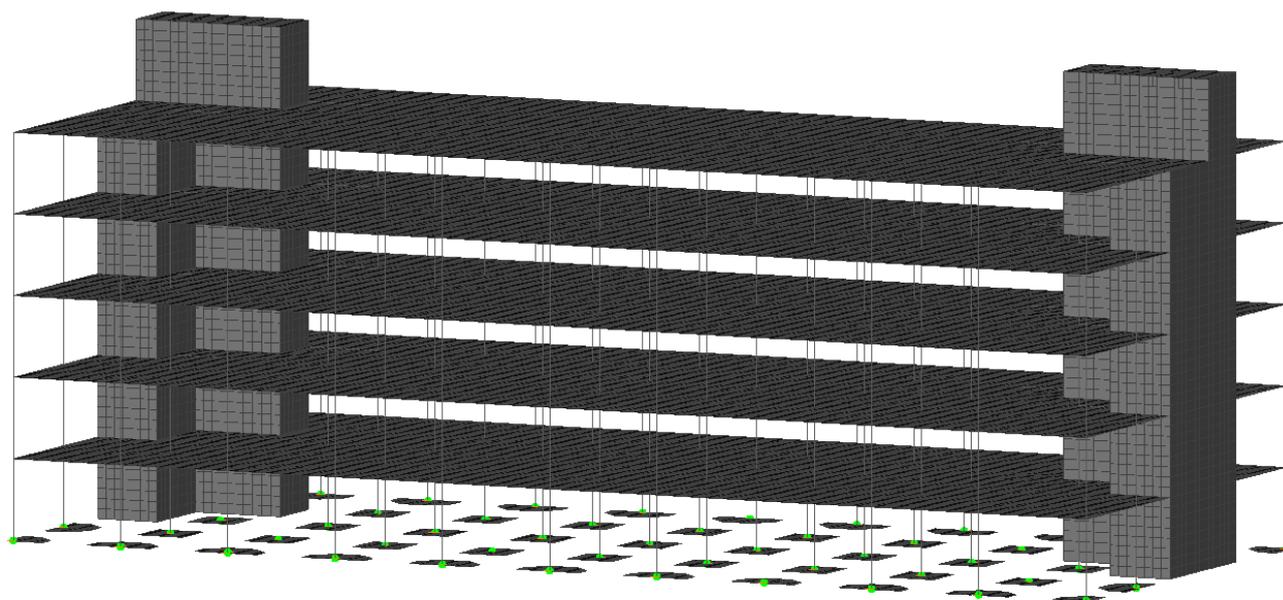


Мал. 4.6. Створення ригелів будівлі

На мал. 4.7. та мал. 4.8. відображено створення стін ліфтів, сходів, плит покриття перекриття за допомогою 4-кутних кінцевих елементів оболонки, 44 типу, та 3-кутних кінцевих елементів оболонки, 42 типу.

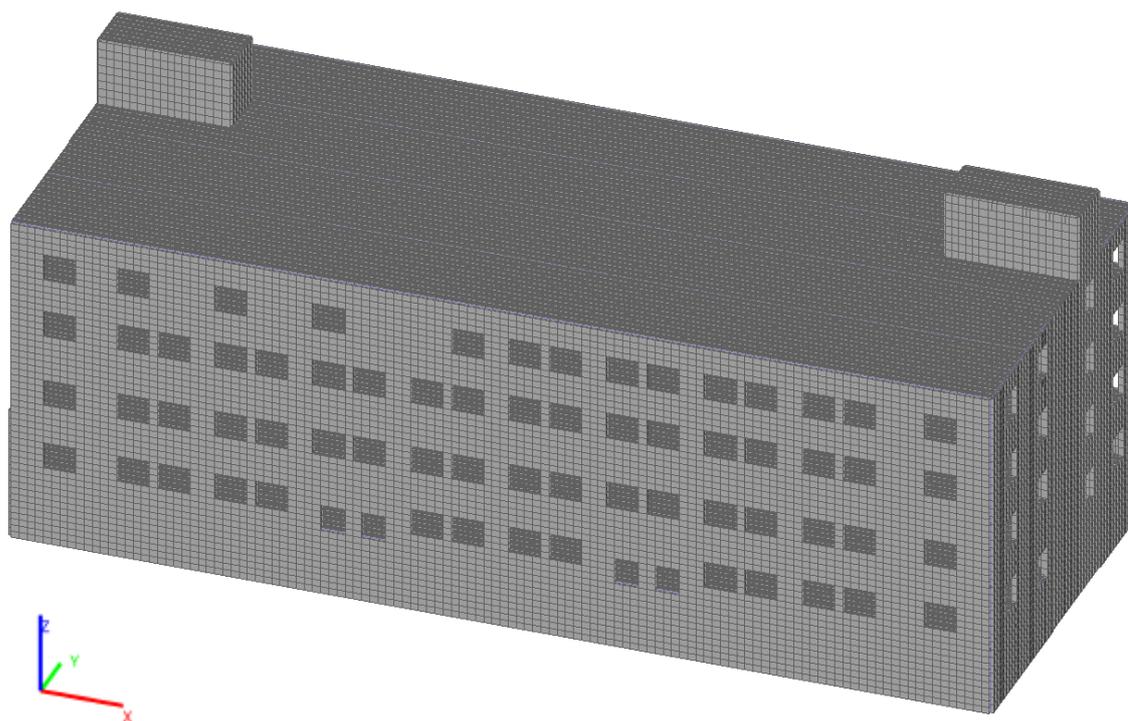


Мал. 4.7. Створення стін ліфтів та сходів будівлі



Мал. 4.8. Створення плит покриття, перекриття будівлі

На мал. 4.9. відображено створення зовнішніх стін за допомогою 4-кутних кінцевих елементів оболонки, 44 типу.



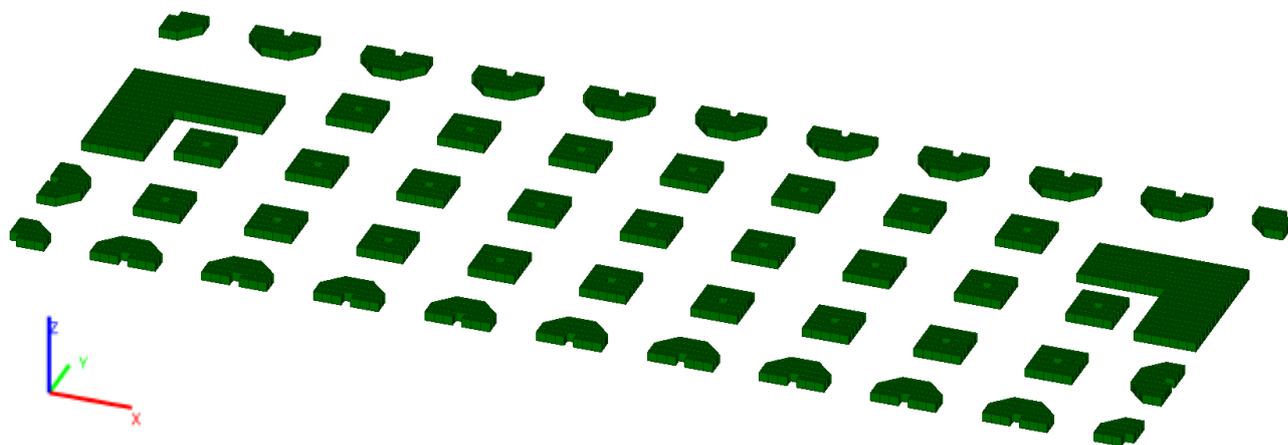
Мал. 4.9. Створення зовнішніх стін

Далі змодельованим елементам призначаємо жорсткості. Це показано на мал. 4.10. – 4.15, приведено в табл.4.1. – табл. 4.5.

Характеристики ростверків

Табл. 4.1.

Ім'я типу жорсткості	Матеріал	Об'ємна вага т/м ³	Модуль пружності т/м ²	Коефіцієнт Пуассона	Коефіцієнт лінійного розширення 1/°C	Товщина
h=0.5 ростверк	Бетон важкий, клас C20/25	2,5	3060000	0,2	1,e-005	0,5м

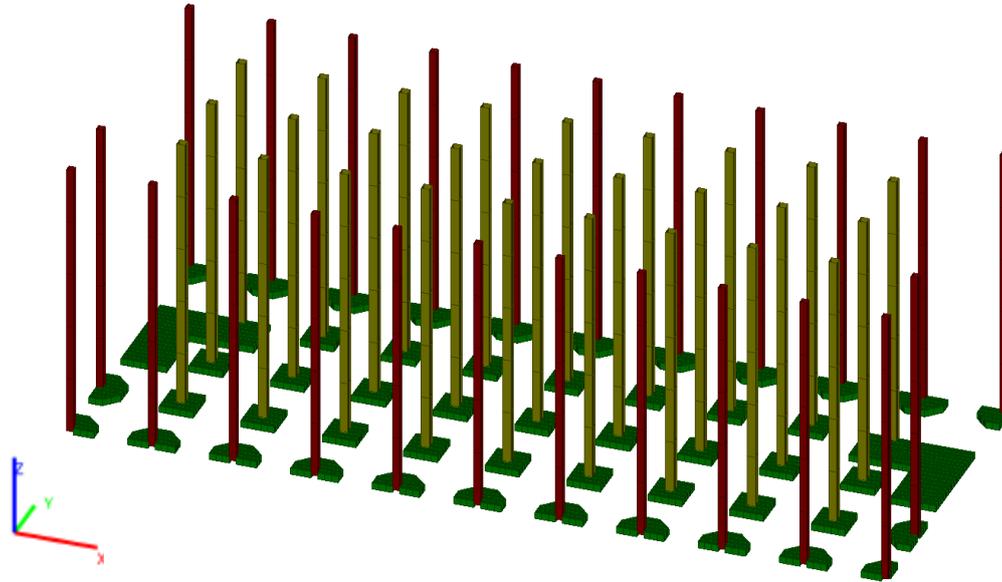


Мал. 4.10. Задавання жорсткостей ростверкам

Характеристики колон каркасу

Табл. 4.2.

Ім'я типу жорсткості	Матеріал	Об'ємна вага т/м ³	Модуль пружності т/м ²	Коефіцієнт Пуассона	Коефіцієнт лінійного розширення 1/°C	Переріз
Колонна 500х500	Бетон важкий, клас С20/25	2,5	3060000	0,2	1,е-005	500х500
Колонна 600х600	Бетон важкий, клас С20/25	2,5	3060000	0,2	1,е-005	600х600

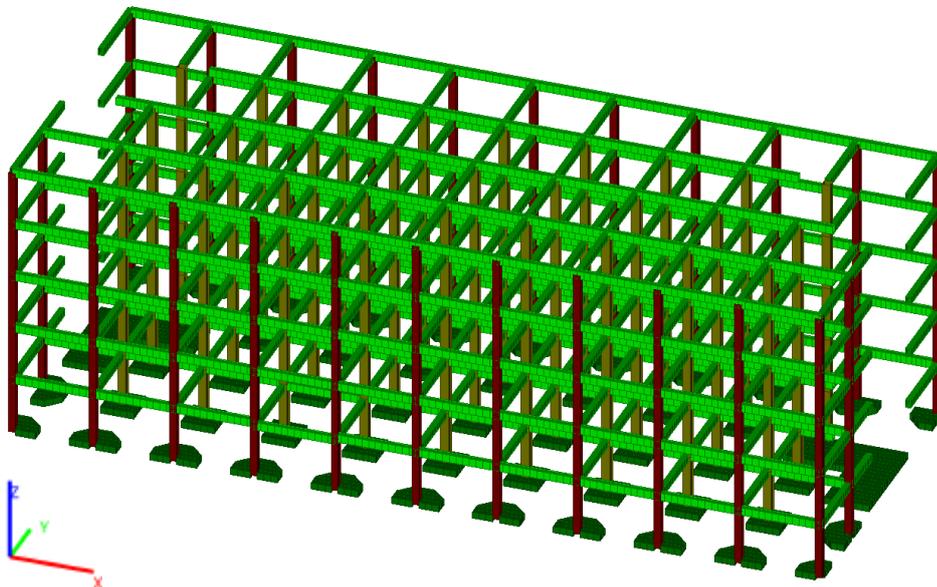


Мал. 4.11. Задавання жорсткостей колонам каркасу

Характеристики ригелів

Табл. 4.3.

Ім'я типу жорсткості	Матеріал	Об'ємна вага т/м ³	Модуль пружності т/м ²	Коефіцієнт Пуассона	Коефіцієнт лінійного розширення 1/°C	Переріз
Ригель 400х600(h)	Бетон важкий, клас С20/25	2,5	3060000	0,2	1,е-005	400х600(h)

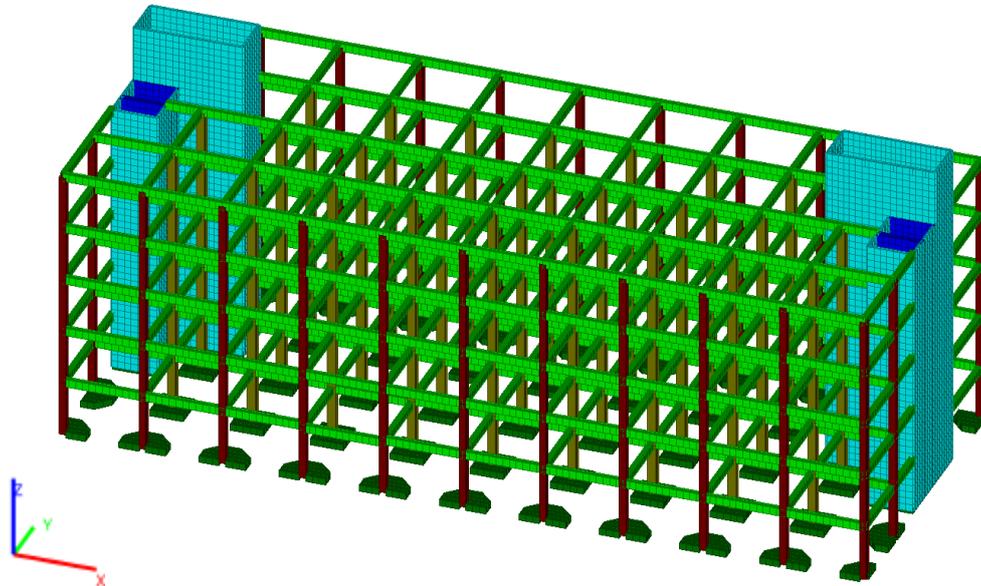


Мал. 4.12. Задавання жорсткостей ригелям

Характеристики стін ліфтових шахт та сходових клітин

Табл. 4.4.

Ім'я типу жорсткості	Матеріал	Об'ємна вага т/м ³	Модуль пружності т/м ²	Коефіцієнт Пуассона	Коефіцієнт лінійного розширення 1/°C	Товщина
Стіна ліфту та сходів	Бетон важкий, клас С20/25	2,5	3060000	0,2	1,е-005	0,25м
Стіна ліфту та сходів	Бетон важкий, клас С20/25	2,5	3060000	0,2	1,е-005	0,50м

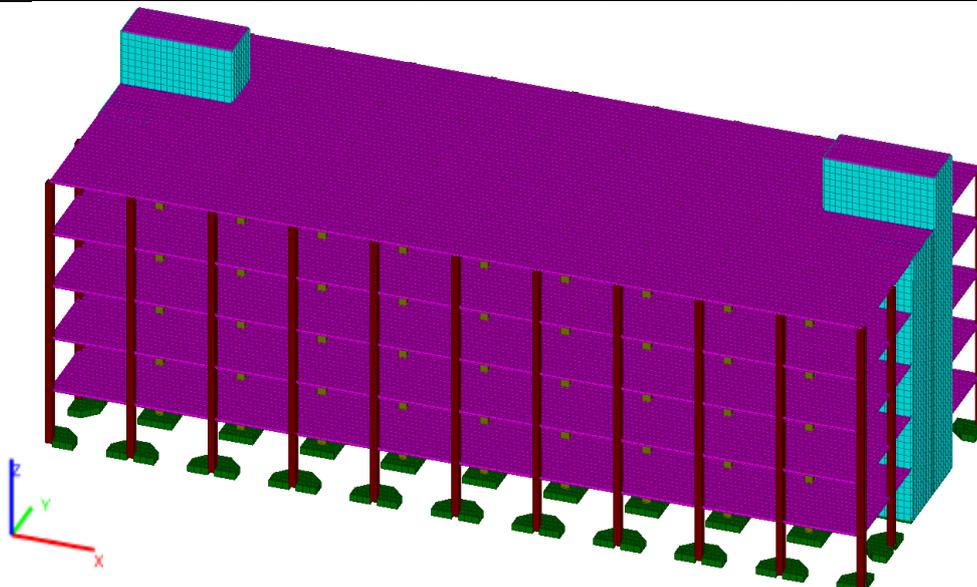


Мал. 4.13. Задавання жорсткостей стінам ліфтових шахт та сходових клітин

Характеристики плит перекриття та покриття

Табл. 4.5.

Ім'я типу жорсткості	Матеріал	Об'ємна вага т/м ³	Модуль пружності т/м ²	Коефіцієнт Пуассона	Коефіцієнт лінійного розширення 1/°C	Товщина
Плита перекриття покриття	Бетон важкий, клас С20/25	2,5	3060000	0,2	1,е-005	0,20м

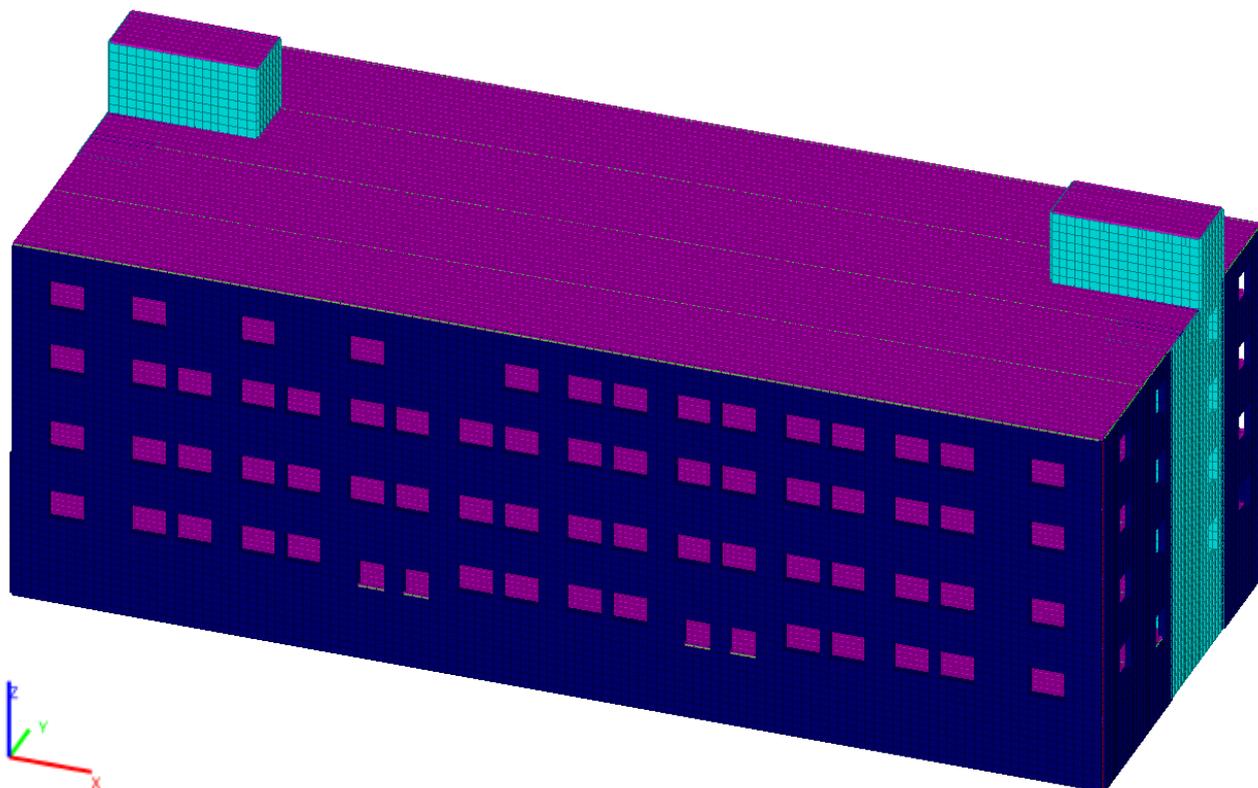


Мал. 4.14. Задавання жорсткостей плитам перекриття, покриття

Характеристики стін

Табл. 4.6.

Ім'я типу жорсткості	Матеріал	Об'ємна вага т/м ³	Модуль пружності т/м ²	Коефіцієнт Пуассона	Коефіцієнт лінійного розширення 1/°C	Товщина
Стіна	Цегла керамічна М75	1,8	240000	0,25	1,е-005	0,38м



Мал. 4.15. Задавання жорсткостей стінам

4.2. Визначення навантажень на будівлю

Збір навантажень відображено в додатку А.

Розрахунок снігового навантаження показано в додатку Б.

Розрахунок вітрового навантаження показано в додатку В.

Як приведено в [1,7] для розрахунку на прогресуючі обвалення потрібно врахувати наступні навантаження:

- власна вага конструкцій;
- вага шарів підлог, покрівлі;
- вітрові навантаження;
- снігове навантаження;
- корисне навантаження, згідно п.6, табл. 6.2. [7].

Відповідно до [7] на елементи будівлі діють постійні навантаження, визначення яких відображено в додатку А.

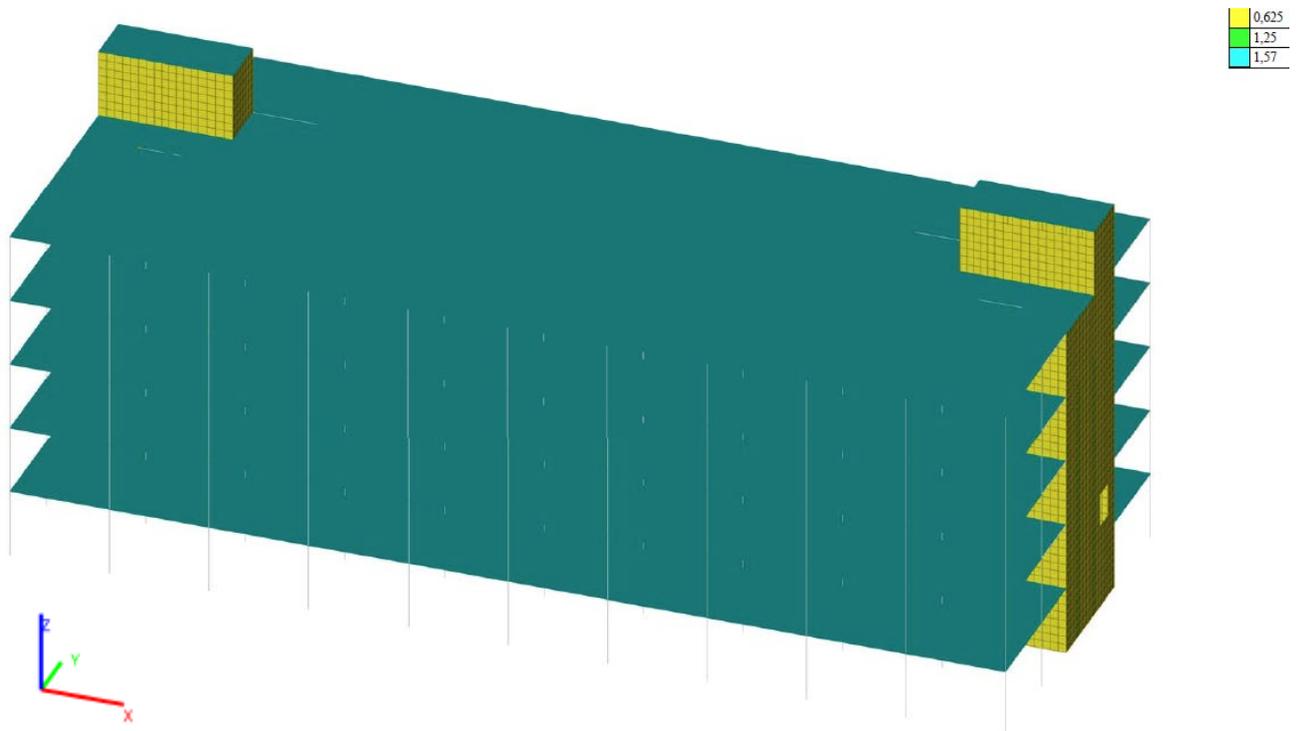
Діючі тимчасові навантаження, відповідно до [7], а саме: снігове навантаження показано в додатку Б; вітрове навантаження показано в додатку В.

Для розрахункових схем варіантів дослідження необхідно примати такі навантаження:

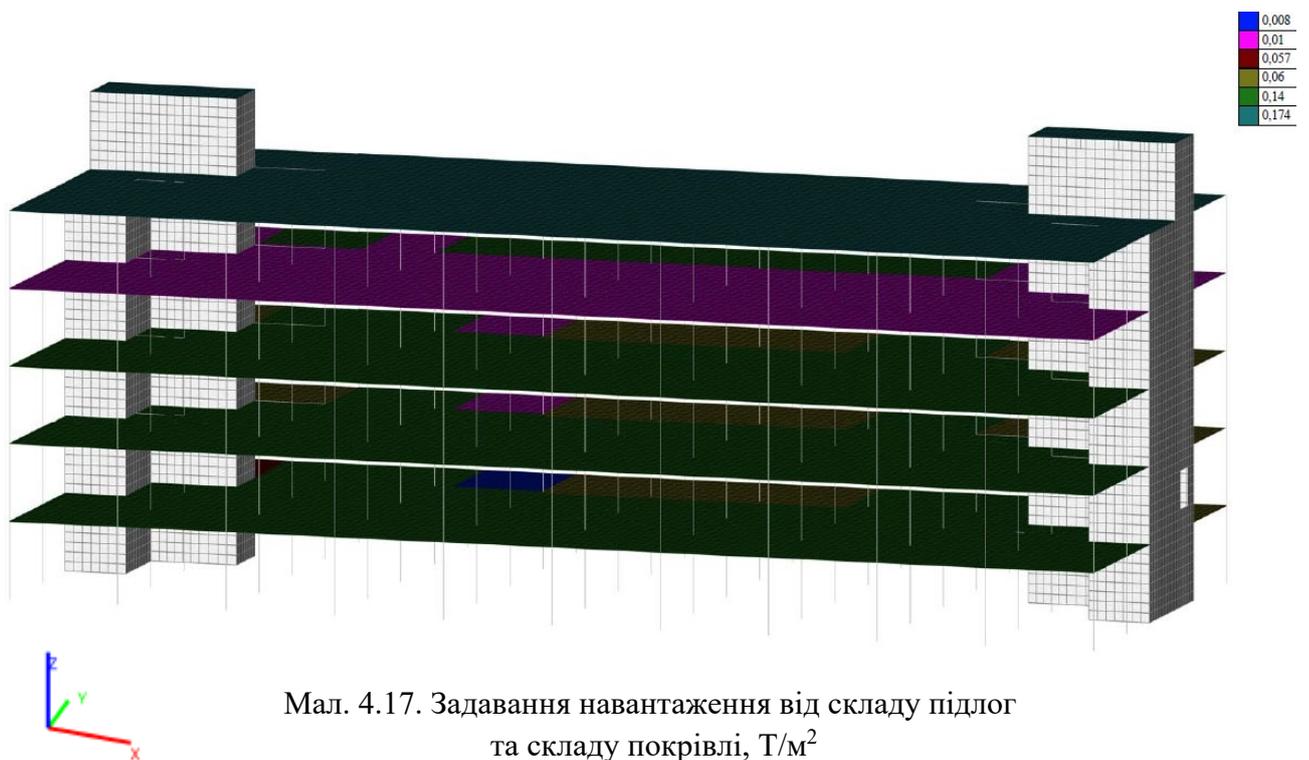
- власна вага конструкцій;
- вага шарів підлог, покрівлі;
- снігове навантаження, з коефіцієнтом 0,55;
- корисне навантаження, з коефіцієнтом 0,35.

Крім того, у варіанті з виключенням ділянки перекриття застосовується коефіцієнт динамічності $k_f=1,5$ [1].

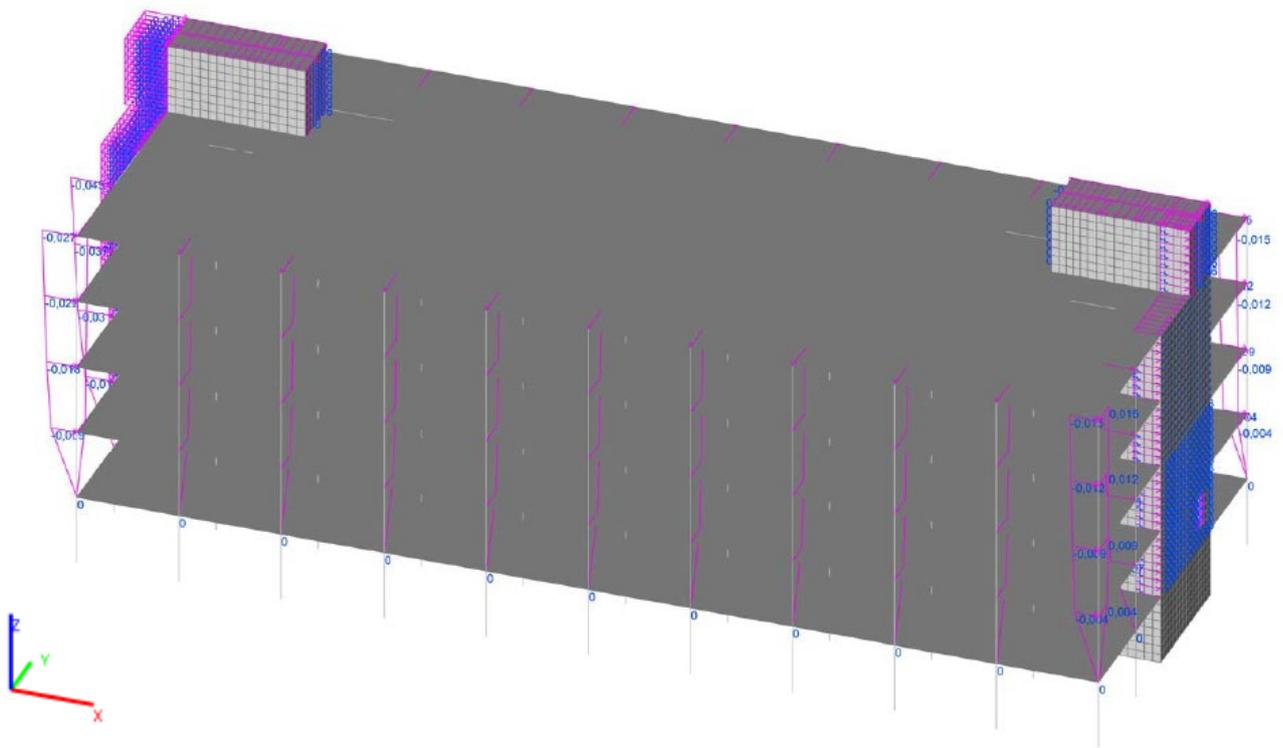
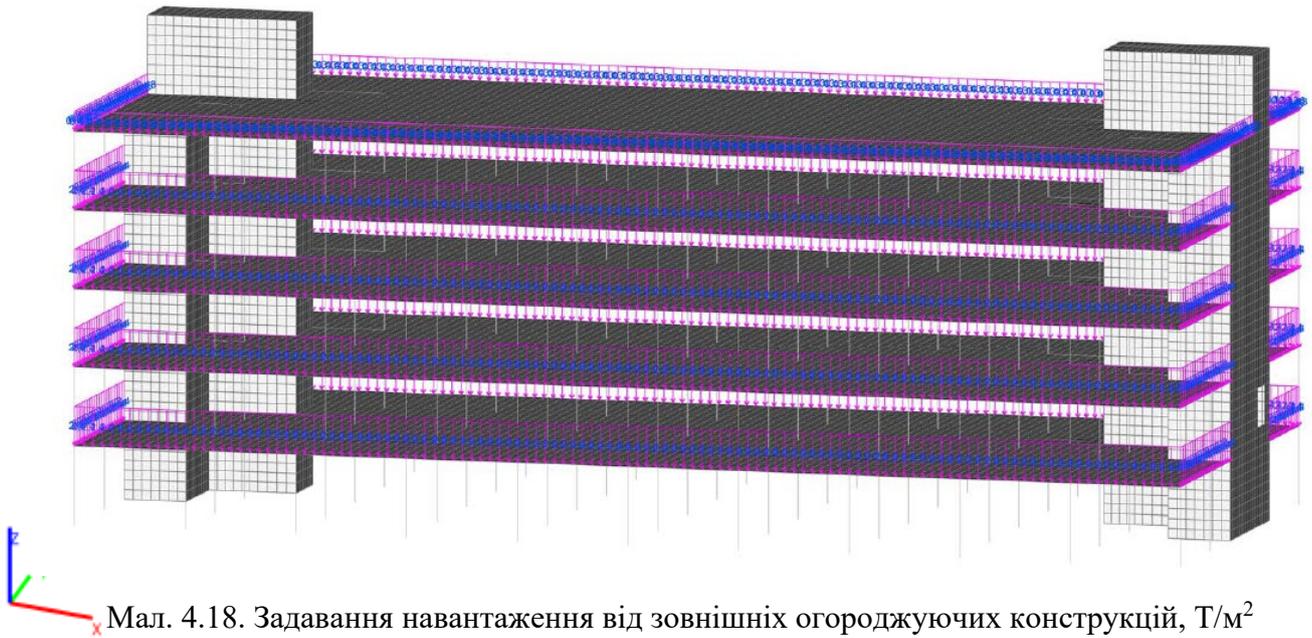
Після вище вказаного задаємо навантаження для вихідної розрахункової схеми:

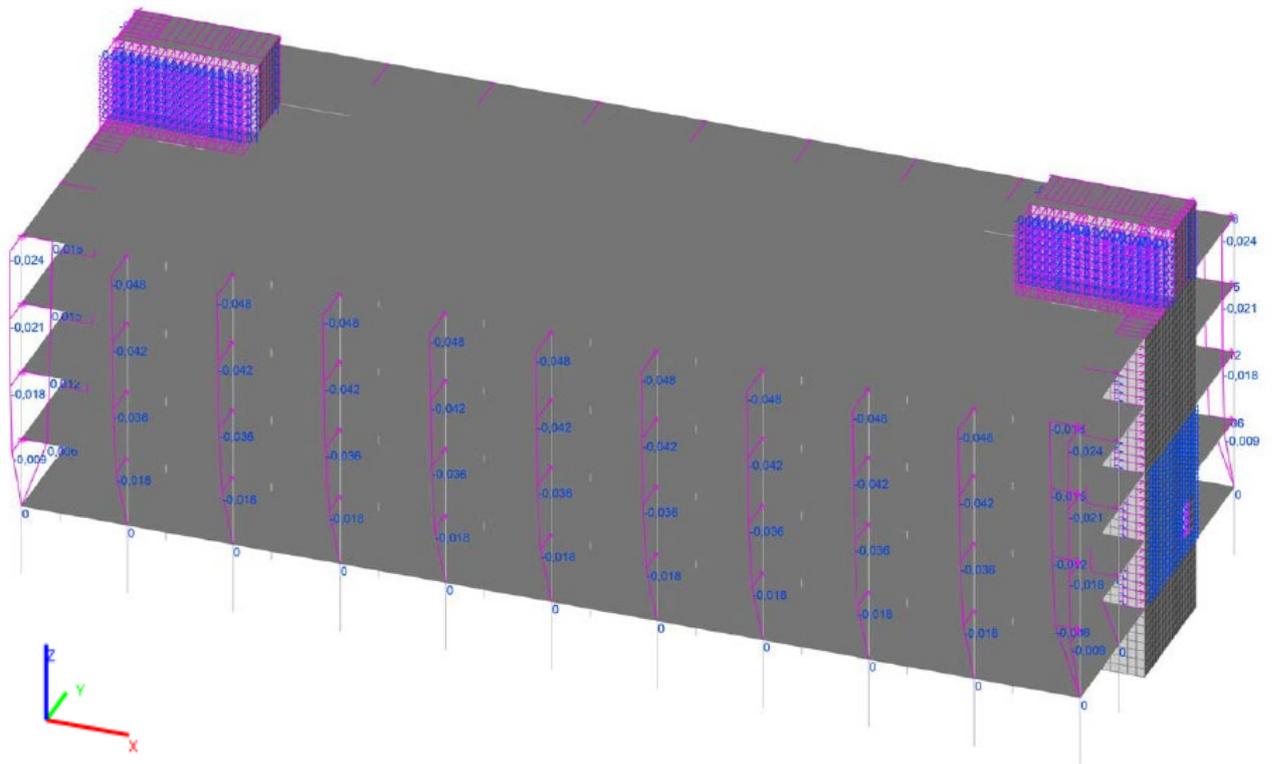


Мал. 4.16. Задавання навантаження від власної ваги елементів, T/m^2

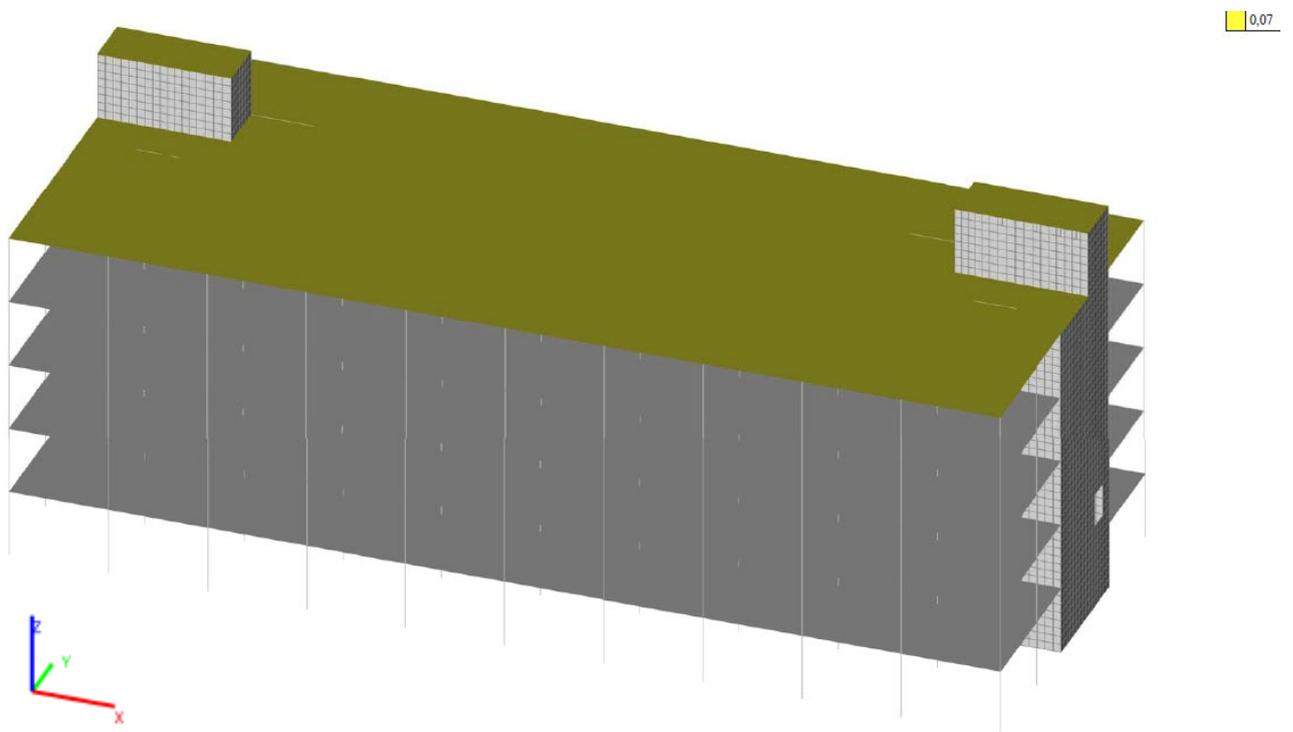


Мал. 4.17. Задавання навантаження від складу підлог та складу покрівлі, T/m^2

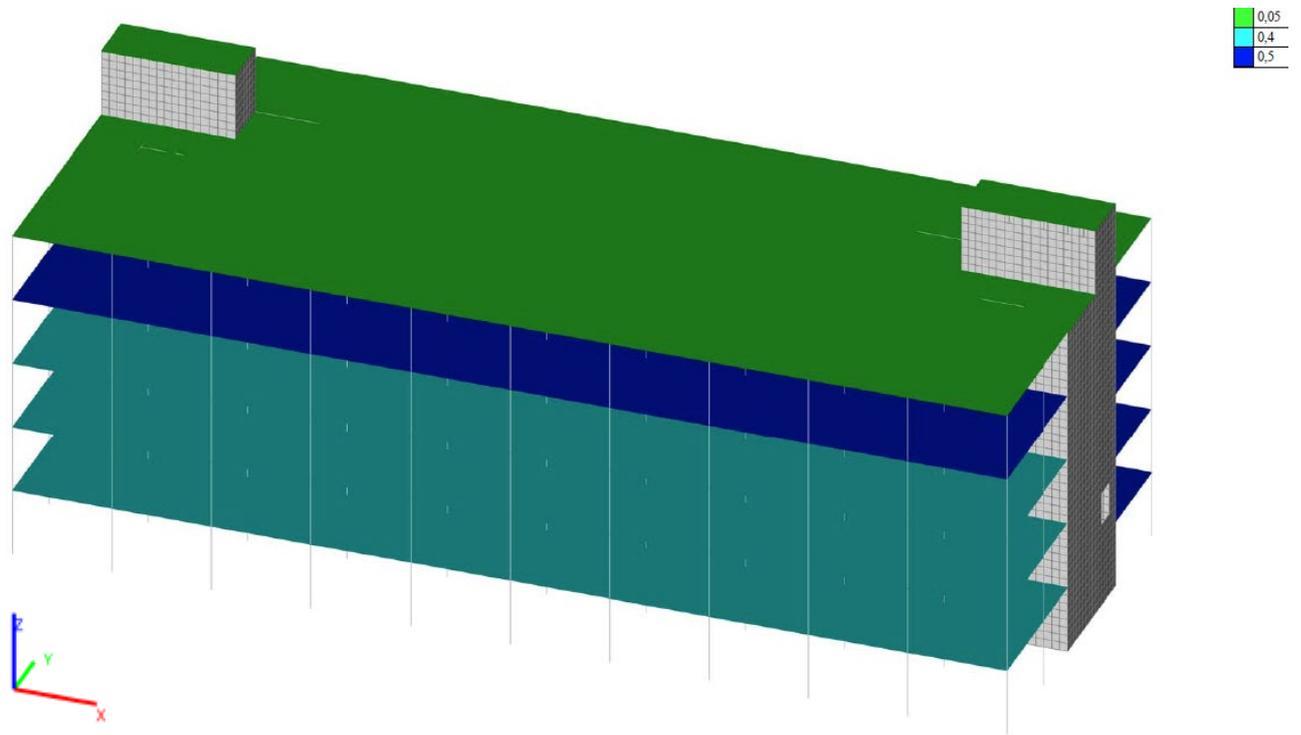




Мал. 4.20. Задавання вітрового навантаження по довшій стороні будівлі, T/m^2



Мал. 4.21. Задавання снігового навантаження, T/m^2



Мал. 4.22. Задавання корисного навантаження, Т/м²

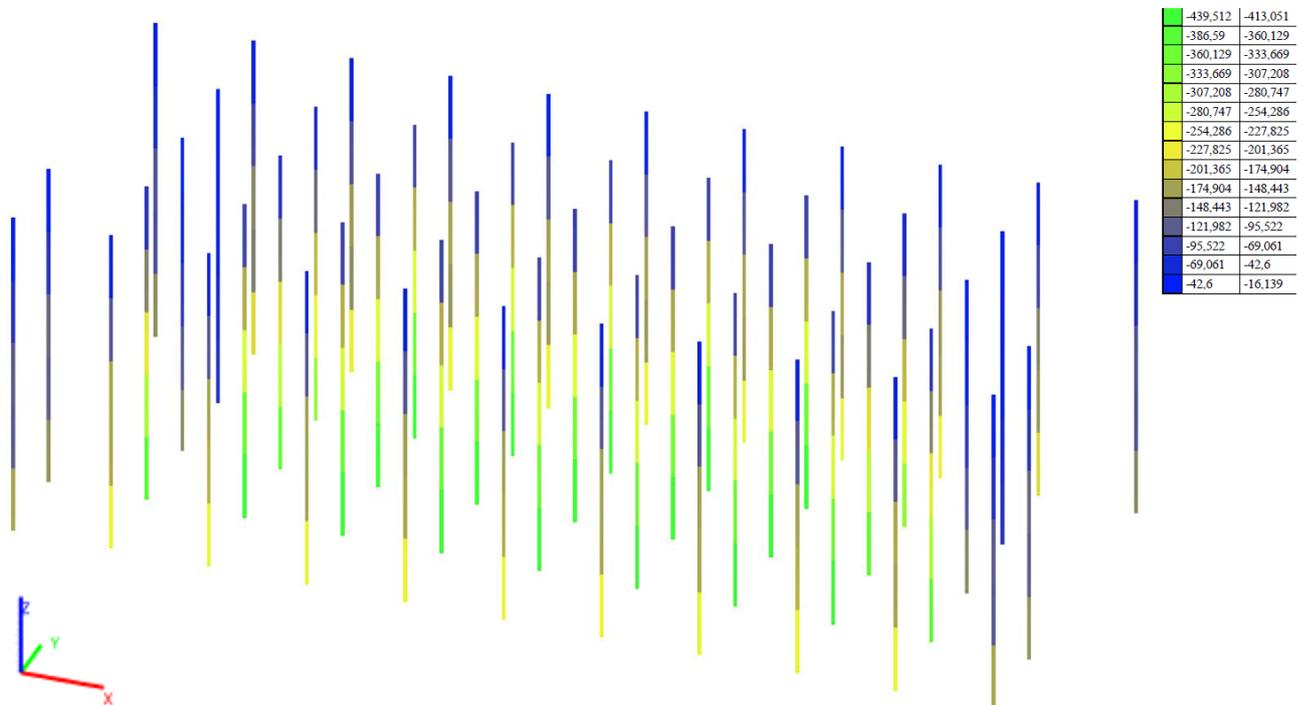
При копіюванні схеми для розгляду варіантів дослідження прогресуючого руйнування навантаження (вітрове) видаляється, так як даний вид навантаження не враховується в розрахунку.

4.3. Розрахунок на прогресуюче обвалення

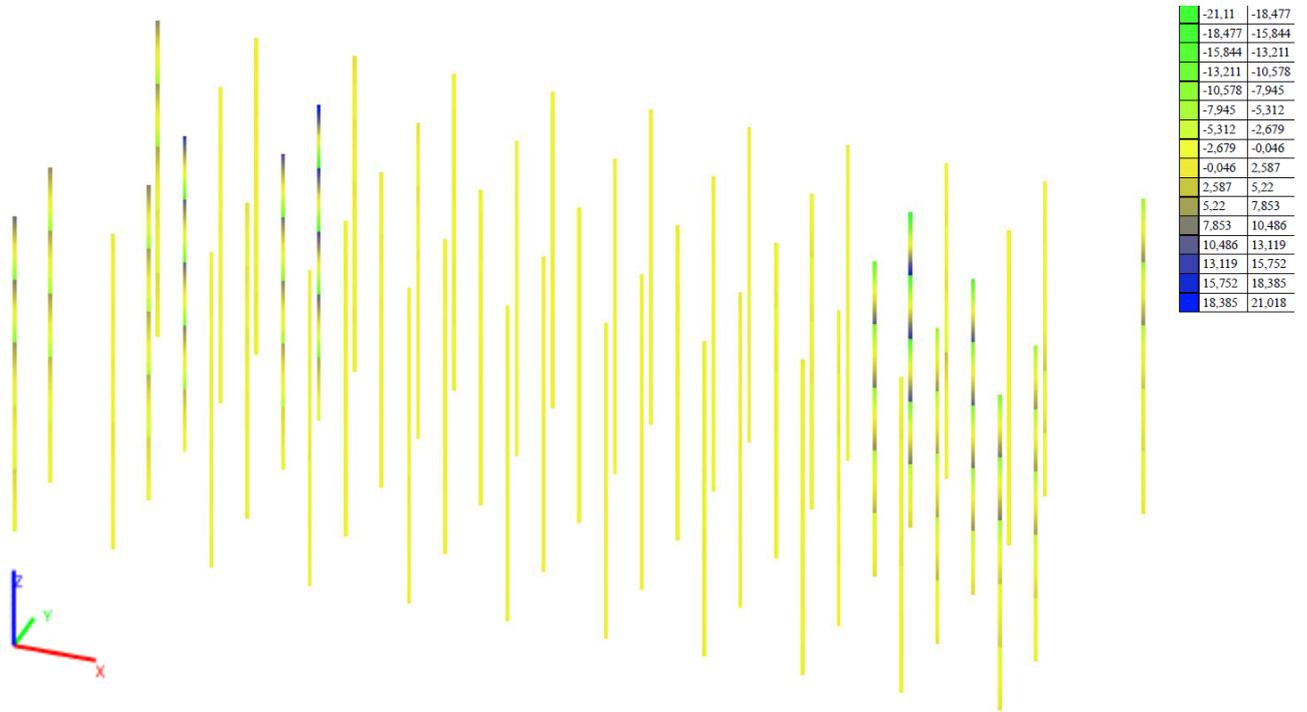
4.3.1. Розрахункова схема №1

Розрахункова схема №1 так звана початкова схема призначена для отримання даних напружено-деформованого стану будівлі, що працює в стадії нормальної експлуатації.

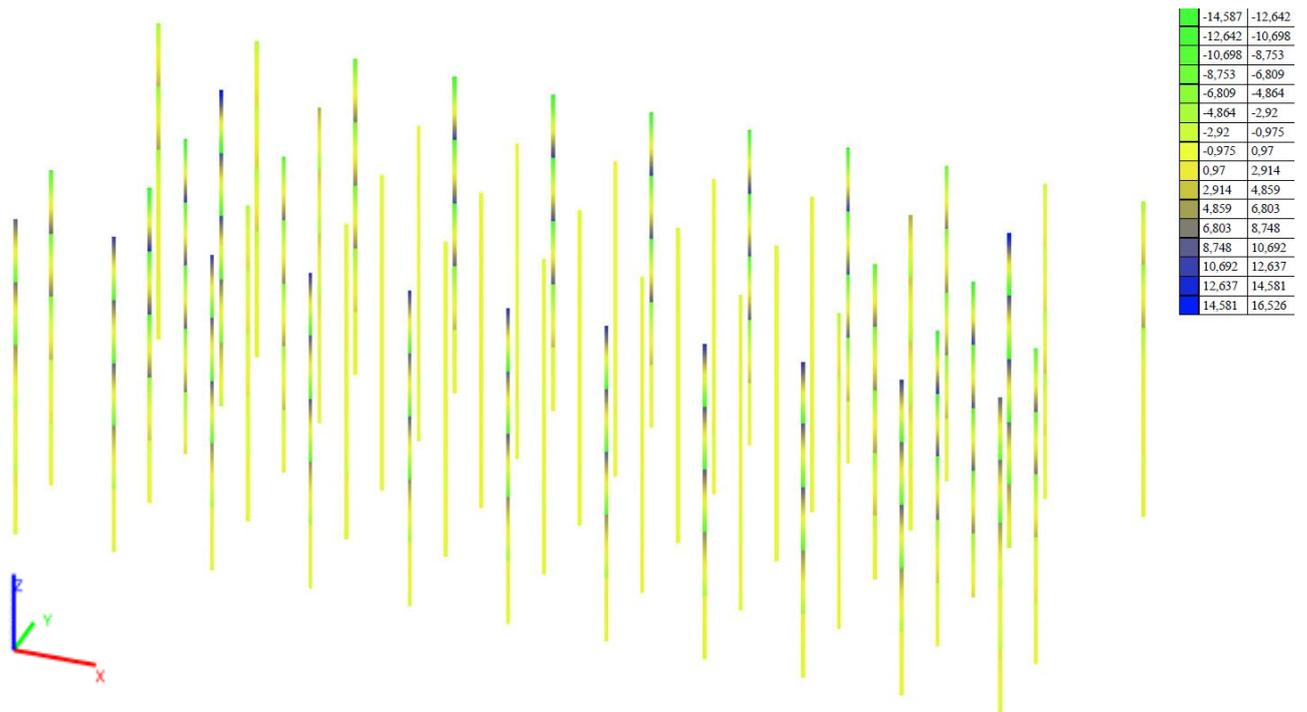
Після розрахунку діючих навантажень, які проводились в п. 4.2 та задання всіх видів навантажень в розрахункову схему будівлі на її конструкції, виконуємо розрахунок вихідної схеми та в результаті отримуємо такі дані:



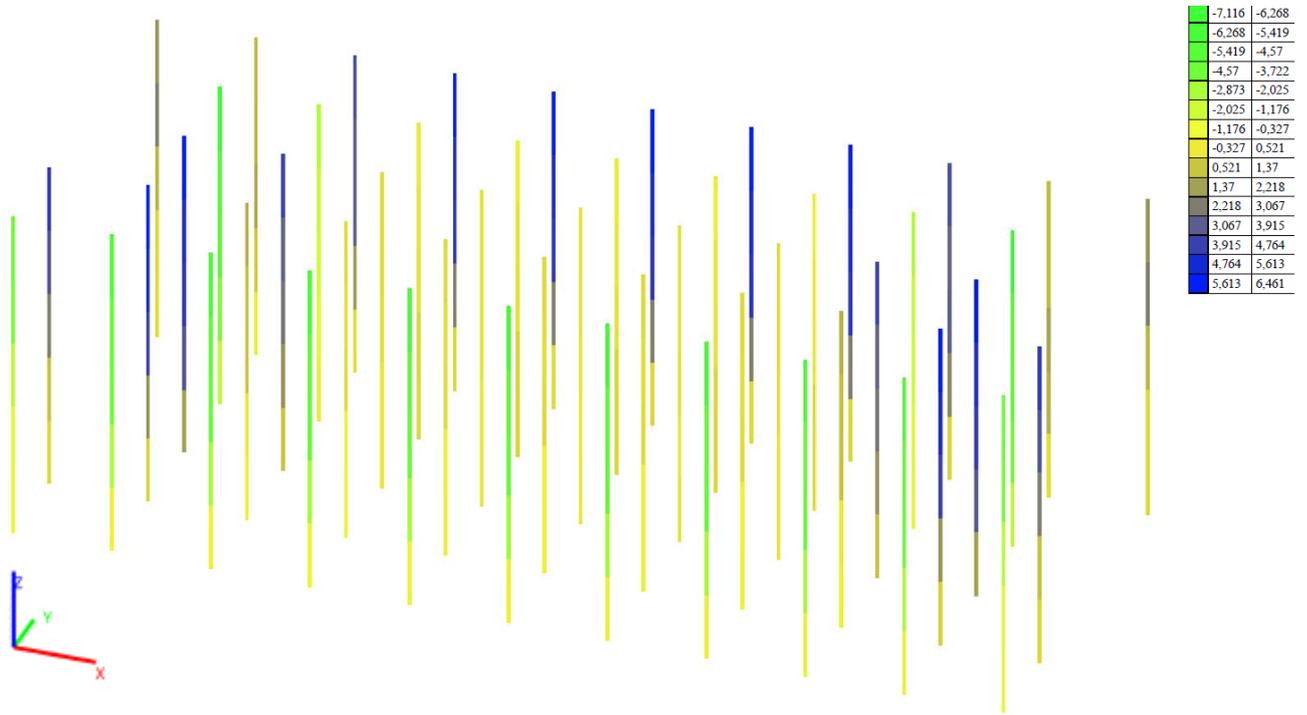
Мал. 4.23. Розрахункова схема із зазначенням зусиль N в колонах каркасу (Т)



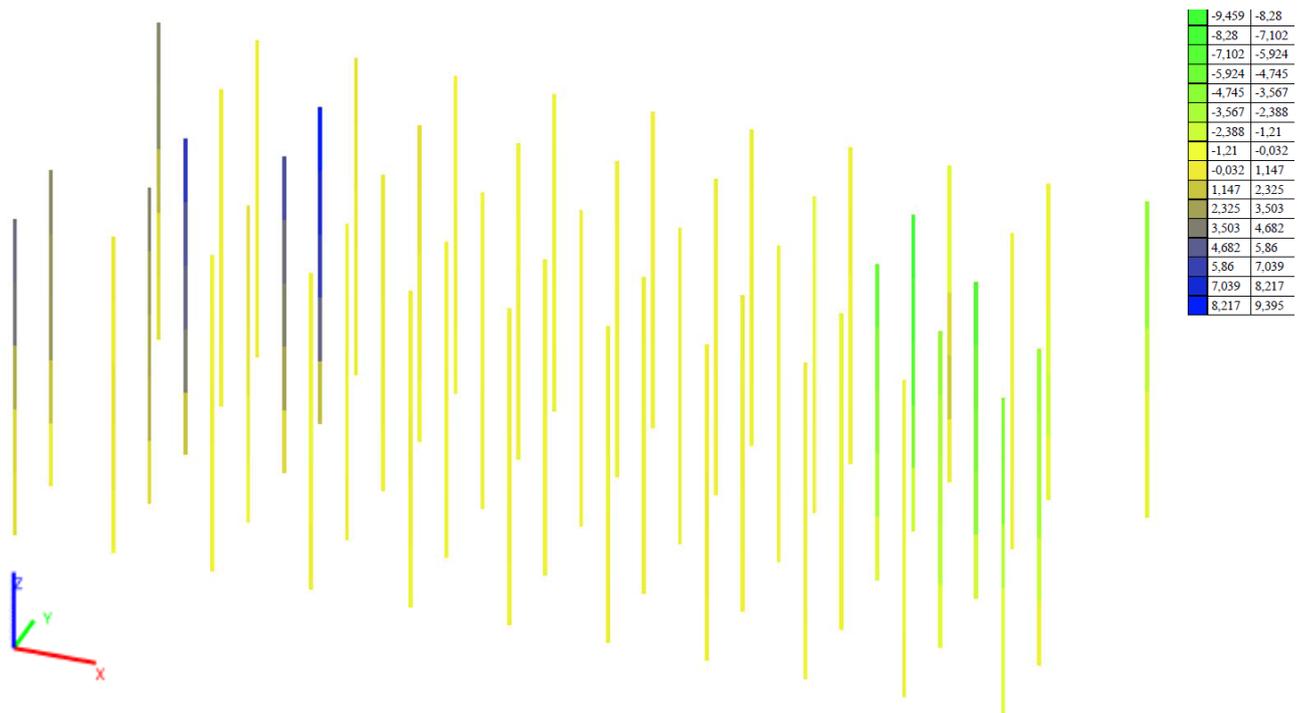
Мал. 4.24. Розрахункова схема із зазначенням зусиль M_y в колонах каркасу (Т*м)



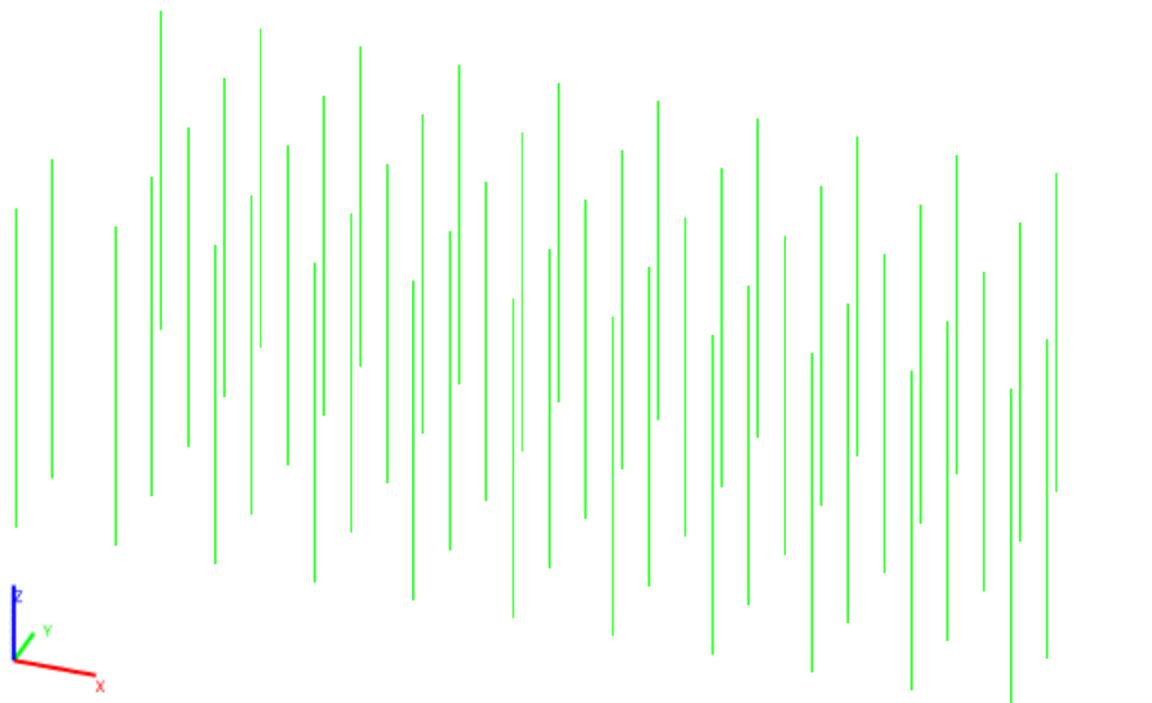
Мал. 4.25. Розрахункова схема із зазначенням зусиль M_z в колонах каркасу (Т*м)



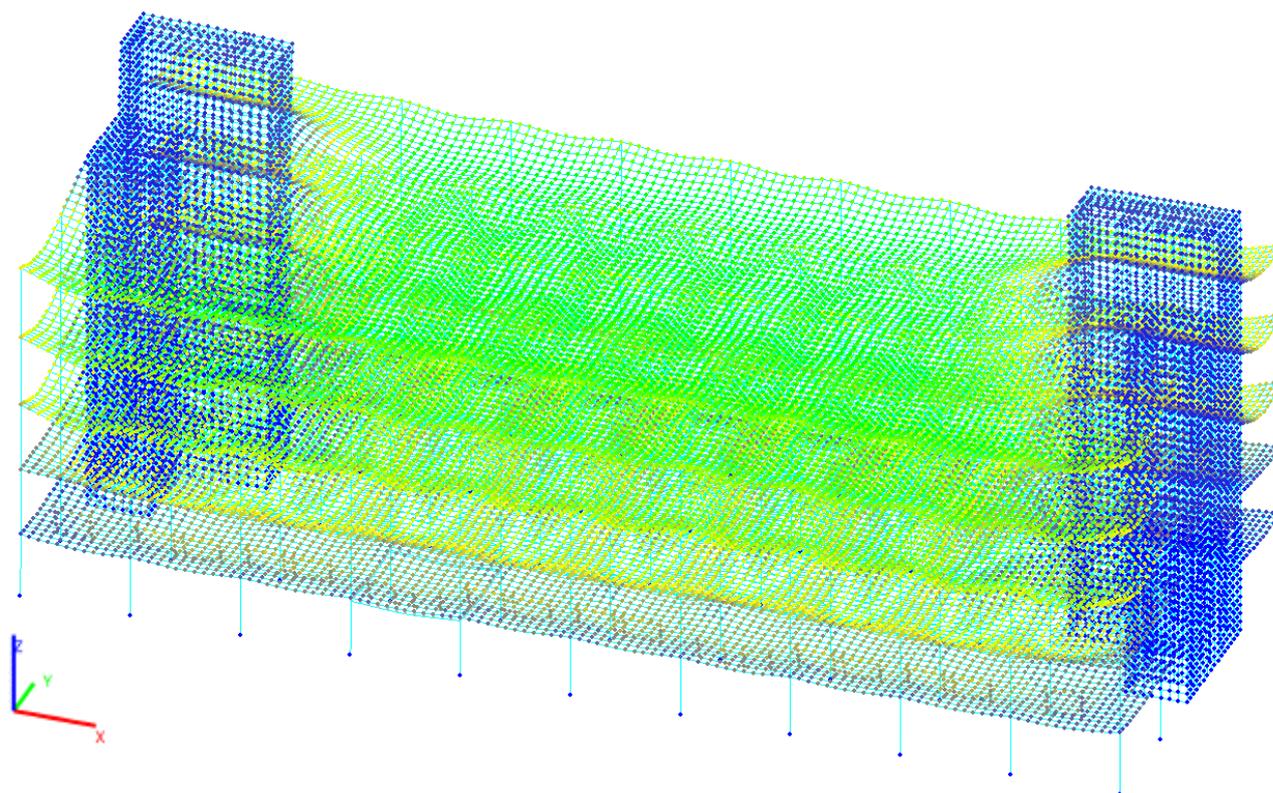
Мал. 4.26. Розрахункова схема із зазначенням зусиль Q_y в колонах каркасу (Т)



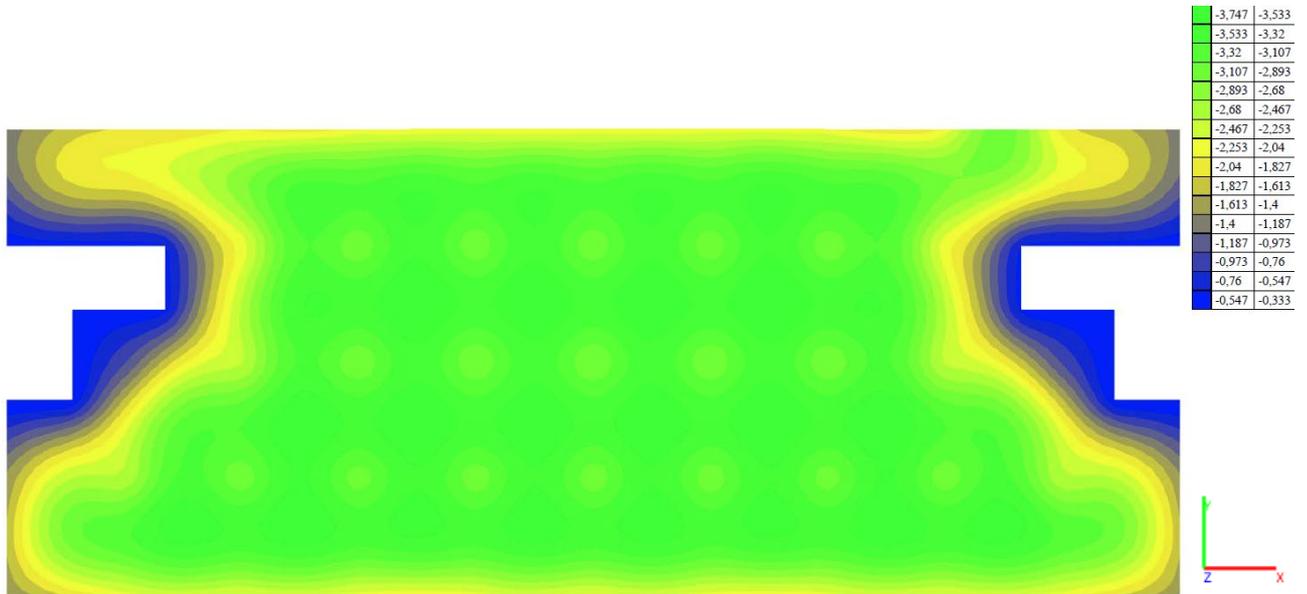
Мал. 4.27. Розрахункова схема із зазначенням зусиль Q_z в колонах каркасу (Т)



Мал. 4.28. Результат перевірки несучої здатності колон каркасу

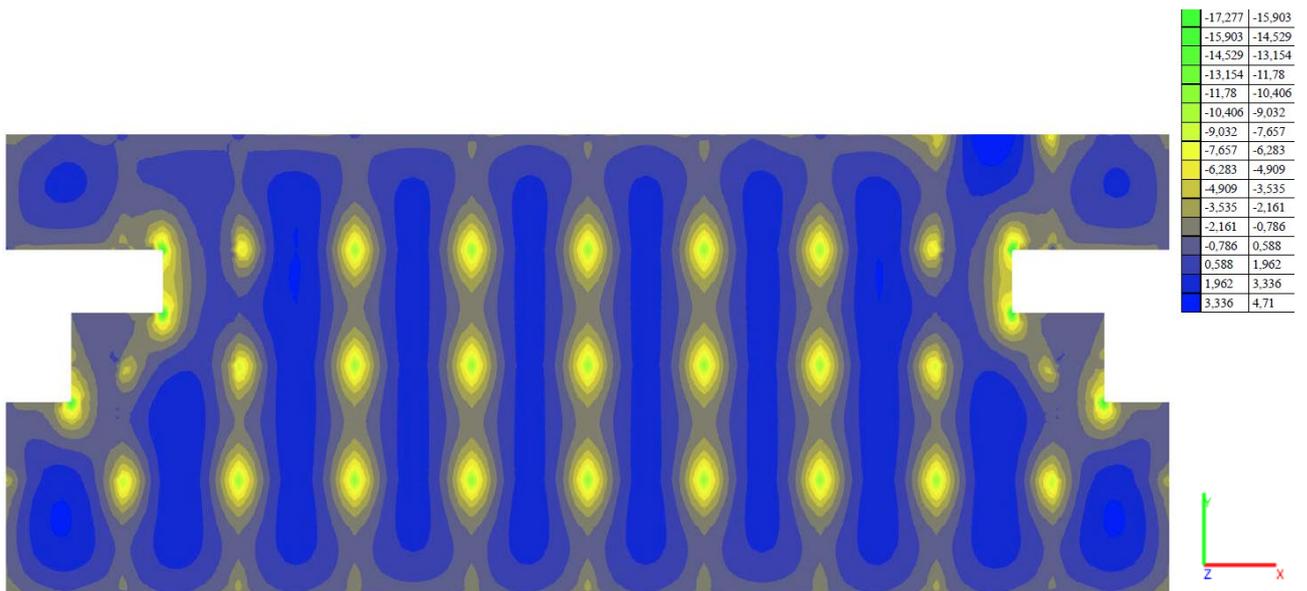


Мал. 4.29. Загальний вигляд деформованої схеми із зазначенням величини прогину

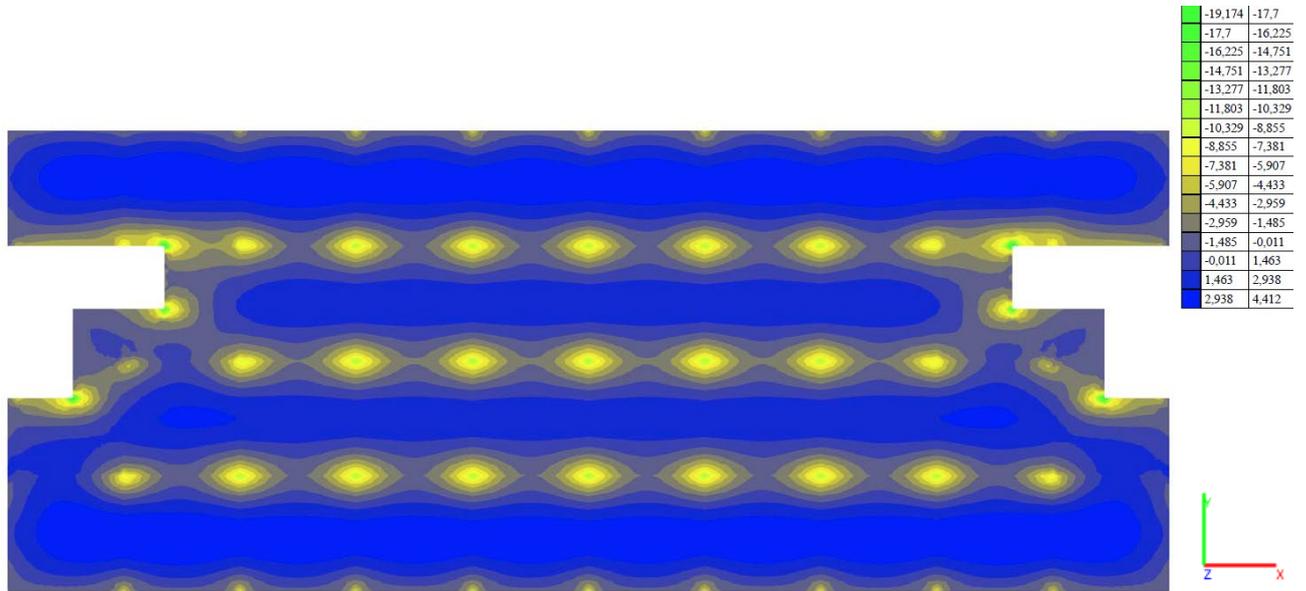


Мал. 4.30. Розрахункова схема із зазначенням величини переміщень по вісі Z, мм

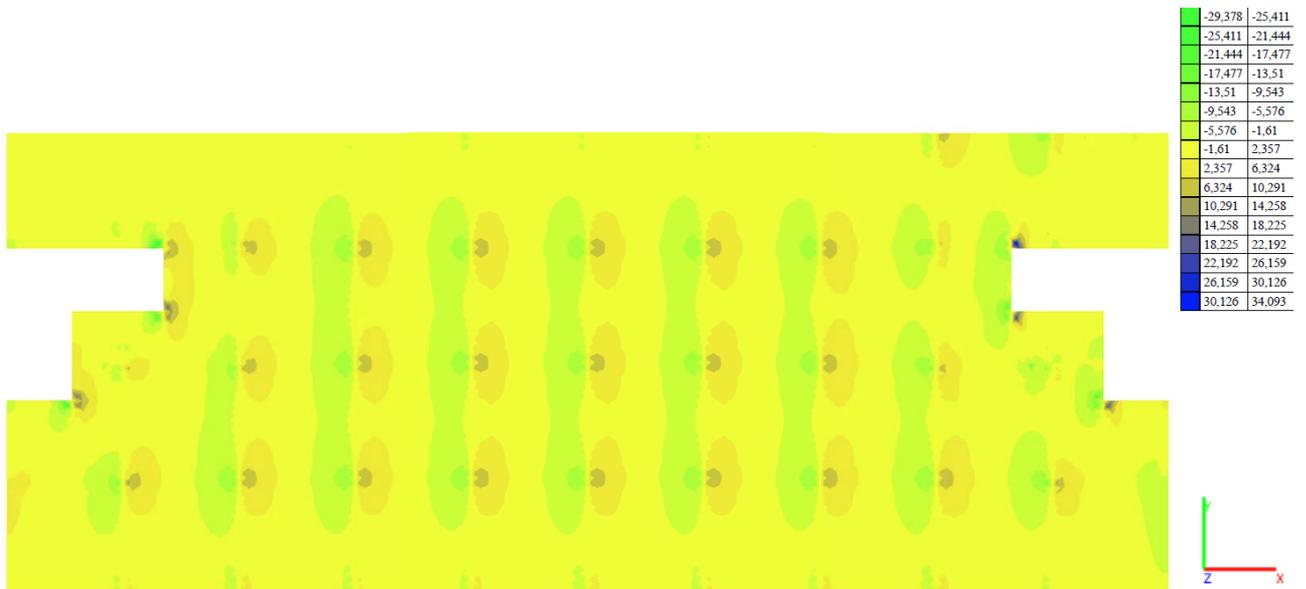
Максимальний прогине складає 3,7мм. Згідно вимог [2] при розрахунку будівлі на прогресуюче перекриття величина прогину не нормується.



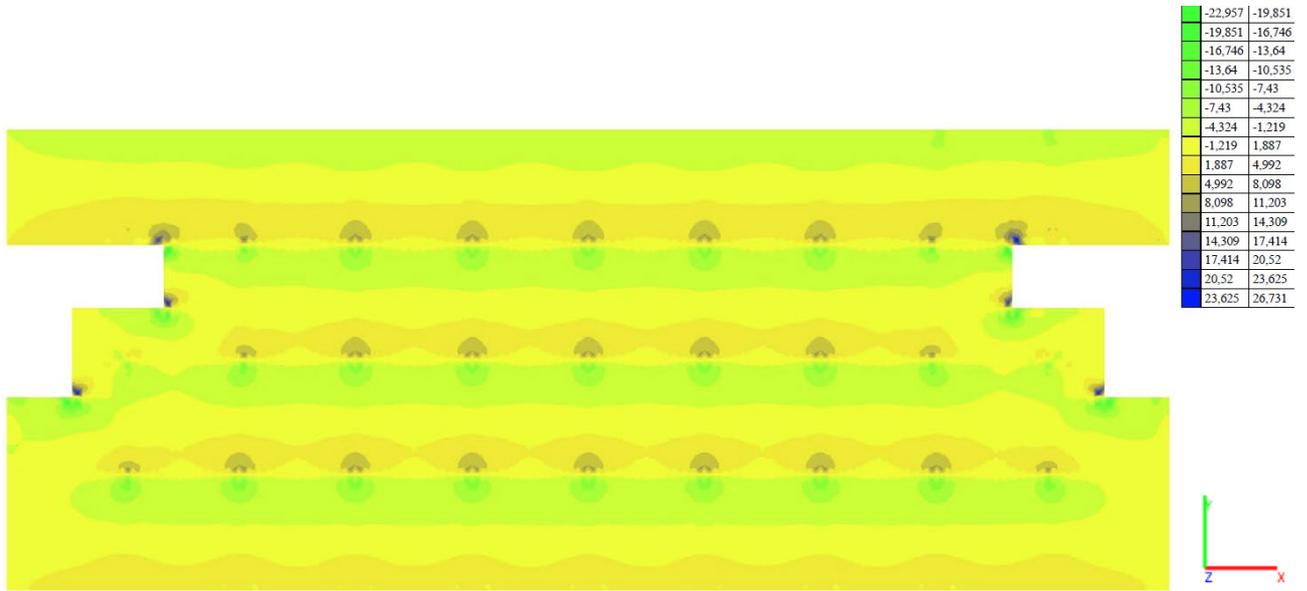
Мал. 4.31. Розрахункова схема із зазначенням зусиль M_x в плиті (Т*м/м)



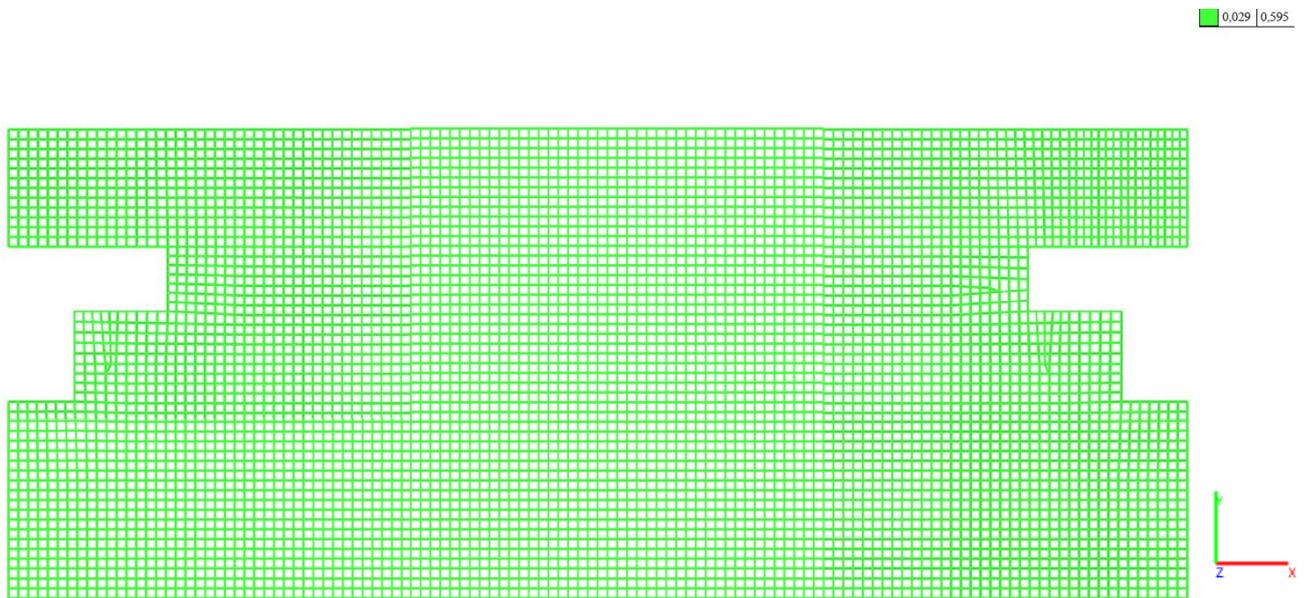
Мал. 4.32. Розрахункова схема із зазначенням зусиль M_y в плиті (Т*м/м)



Мал. 4.33. Розрахункова схема із зазначенням зусиль Q_x в плиті (Т/м)



Мал. 4.34. Розрахункова схема із зазначенням зусиль Q_y в плиті (Т/м)

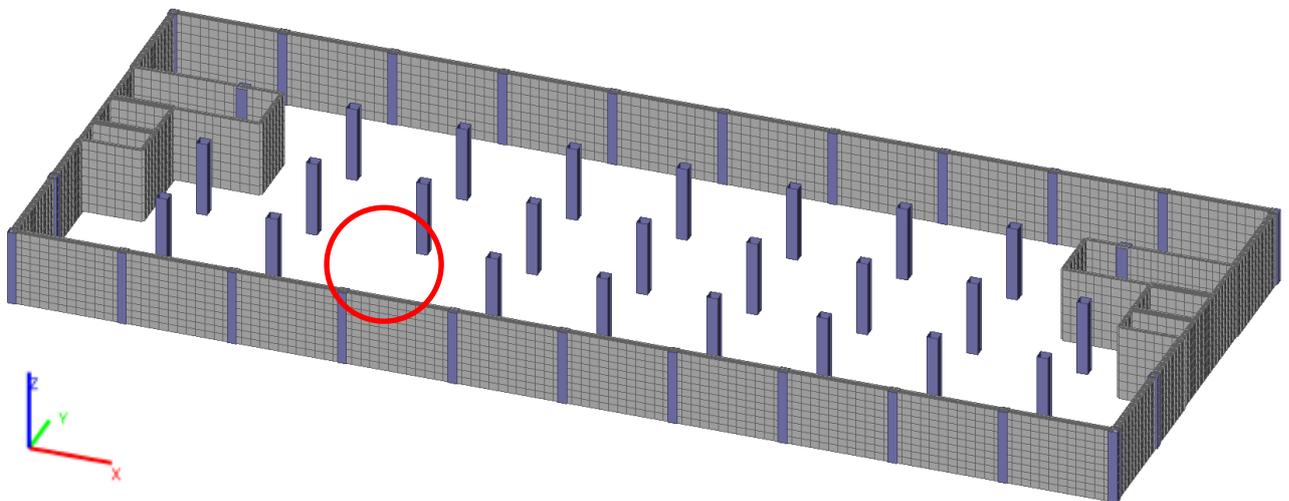


Мал. 4.35. Результат перевірки несучої здатності плити

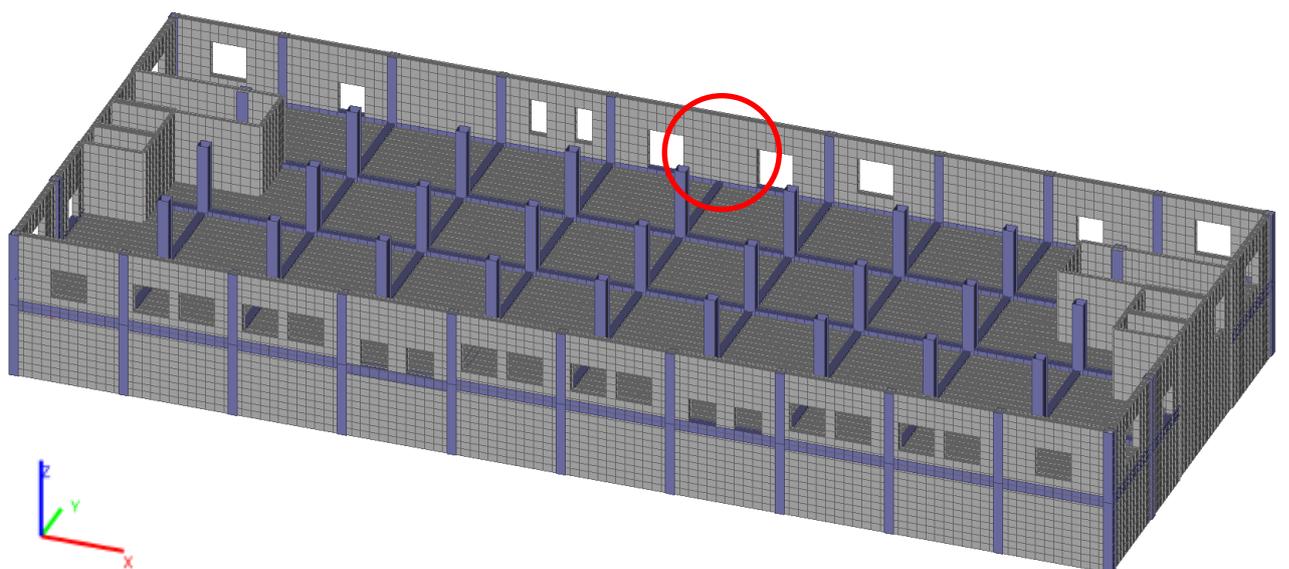
Наступним етапом є копіювання вихідної схеми для кожного варіанту та редагування розрахункових схем варіантів.

Дослідження каркасу громадської будівлі на врахування прогресуючого обвалення буде проводитися шляхом моделювання вилучення з роботи несучих елементів, а саме:

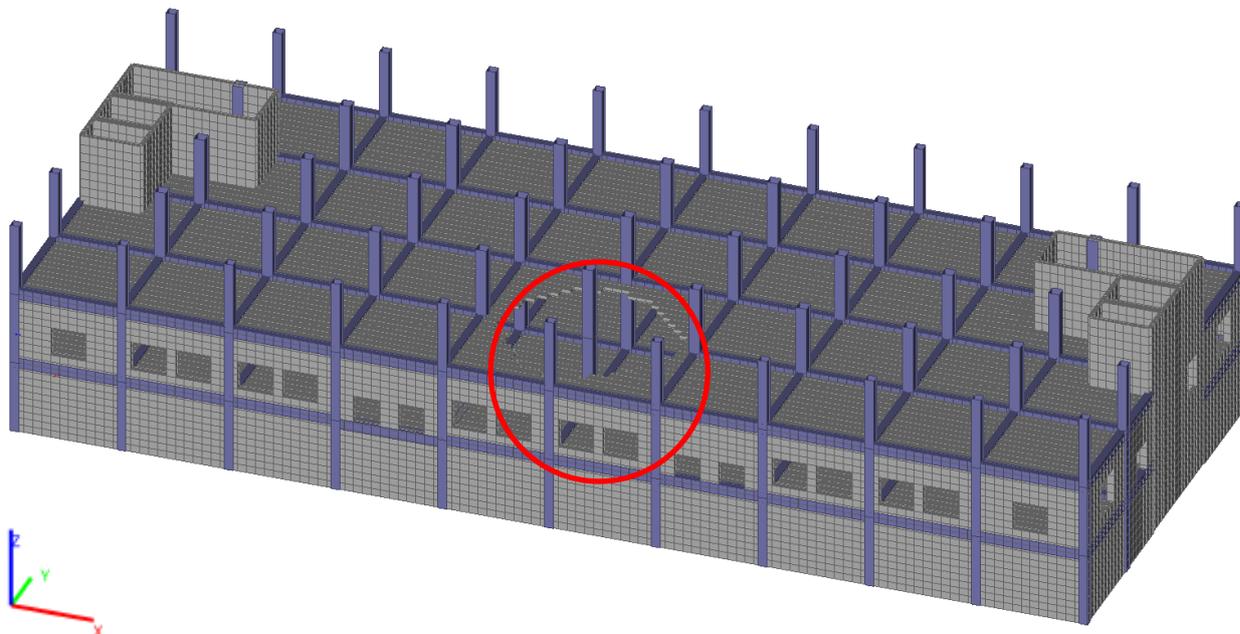
- колони середнього ряду, що розташована в рівні підвального поверху, (мал. 4.36.);
- колони крайнього ряду в рівні першого поверху (мал. 4.37.);
- ділянки плити перекриття над першим поверхом (мал. 4.38.).



Мал. 4.36. Моделювання вилучення колони середнього ряду в рівні підвалу



Мал. 4.37. Моделювання вилучення крайньої колони в рівні першого поверху

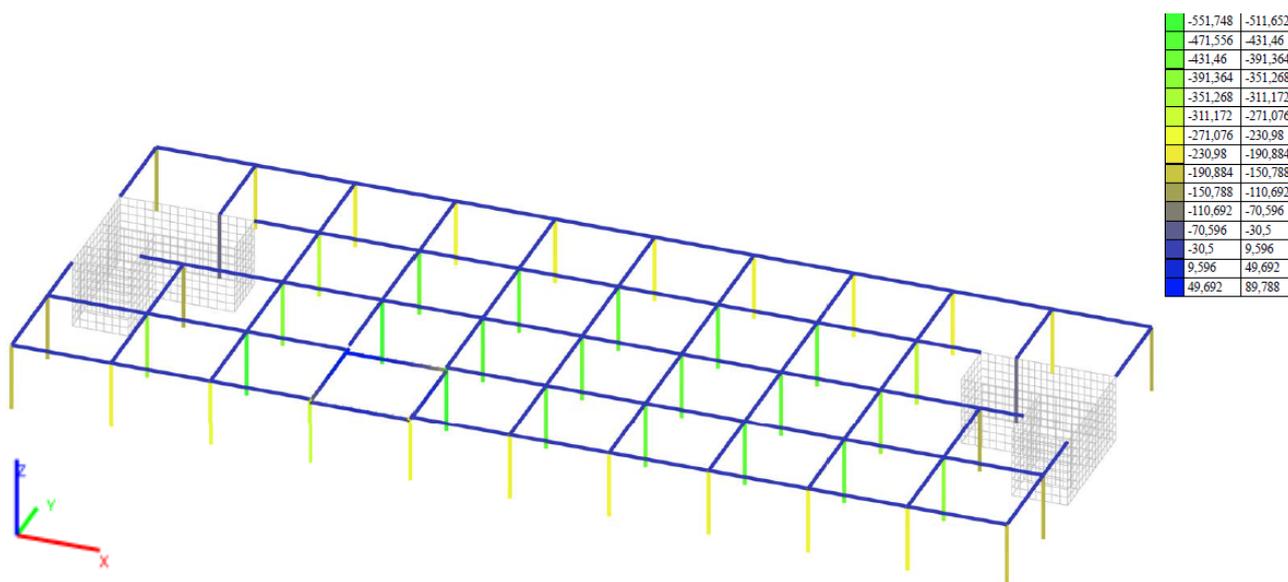


Мал. 4.38. Моделювання вилучення ділянки перекриття над першим поверхом

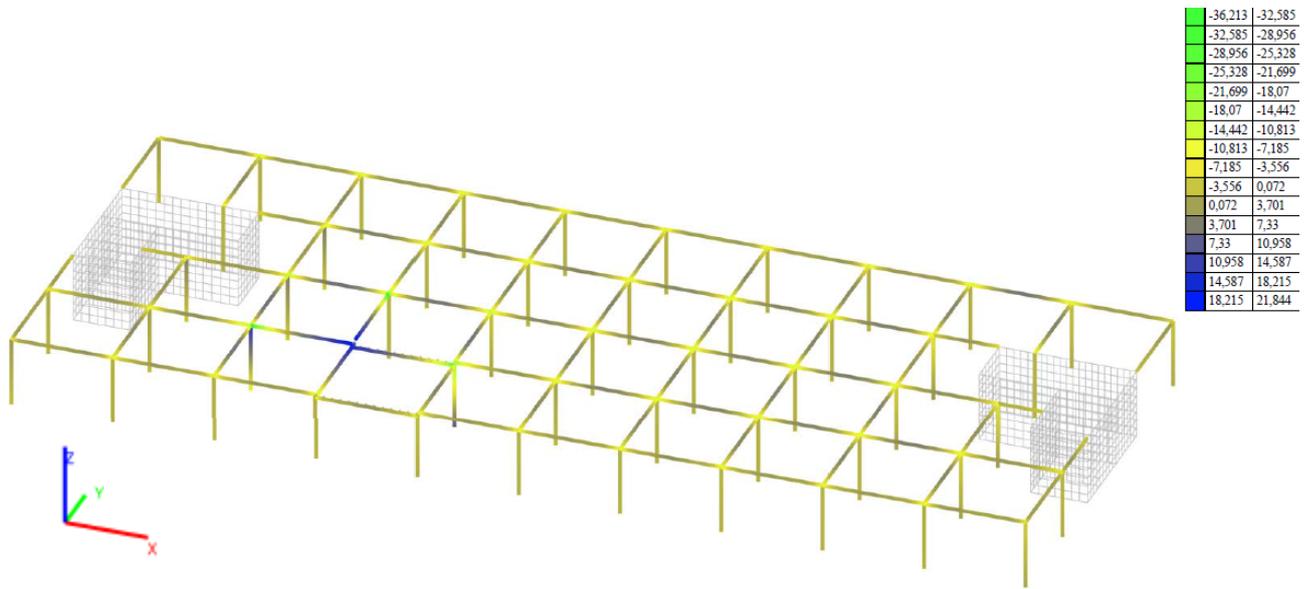
4.3.2. Розрахункова схема №2

Розрахункова схема №2 – це схема призначена для отримання даних напружено-деформованого стану будівлі, що працює при моделюванні варіанту розвитку прогресуючого обвалення, що відображений на мал. 4.36. (моделювання вилучення колони середнього ряду в рівні підвалу)

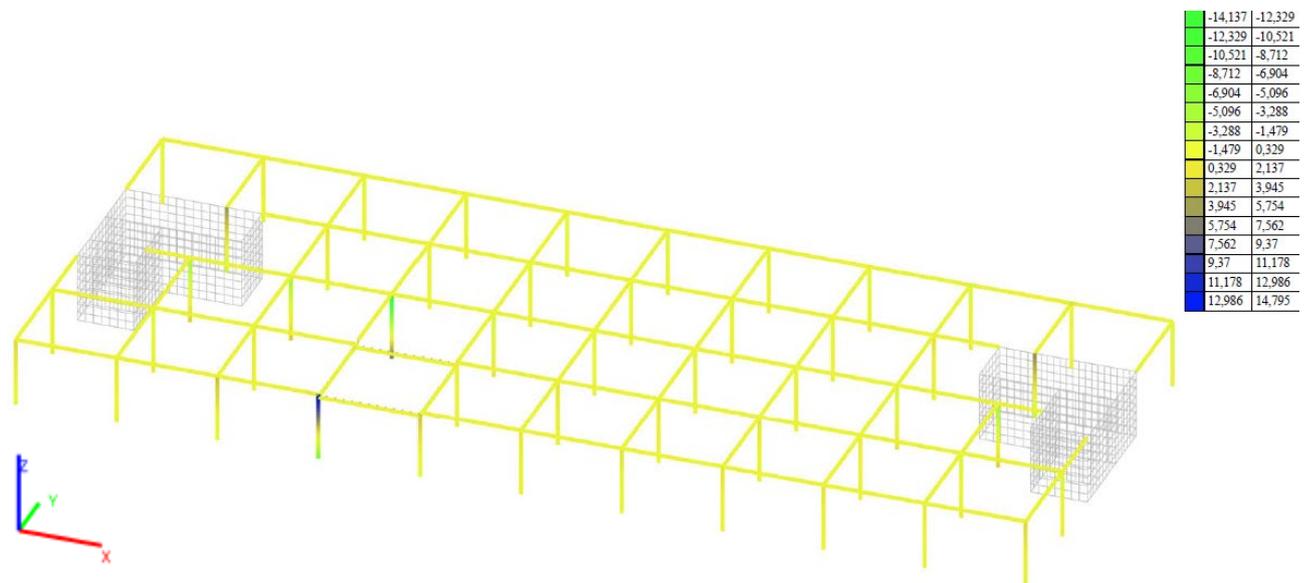
Результати розрахунку такі:



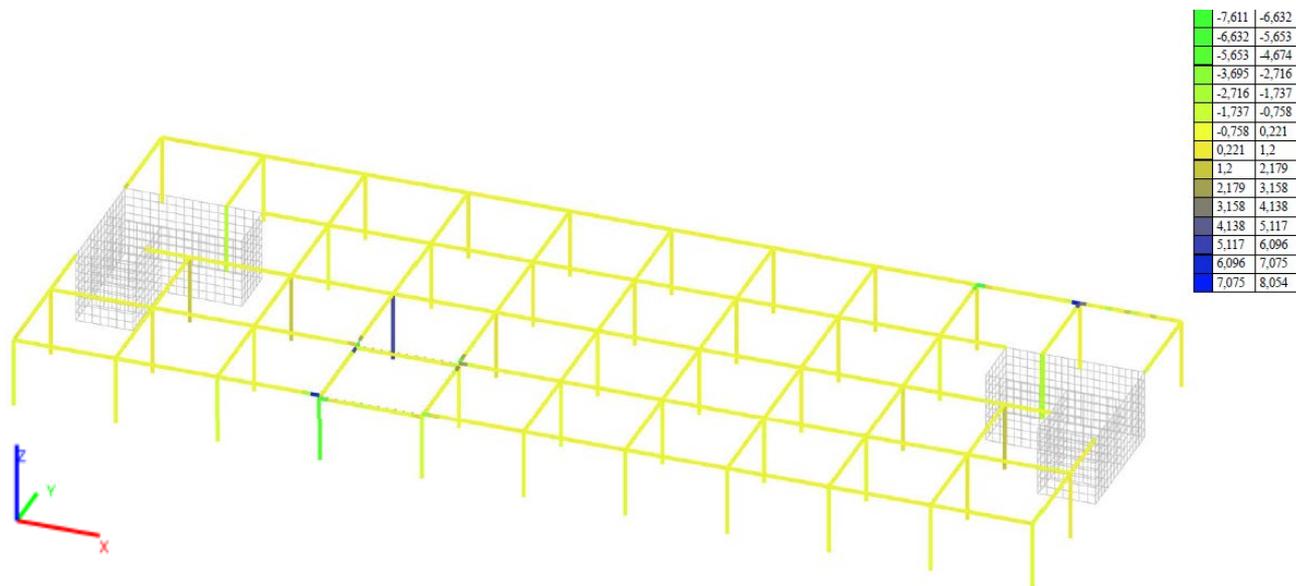
Мал. 4.39. Розрахункова схема із зазначенням зусиль N в колонах каркасу (Т)



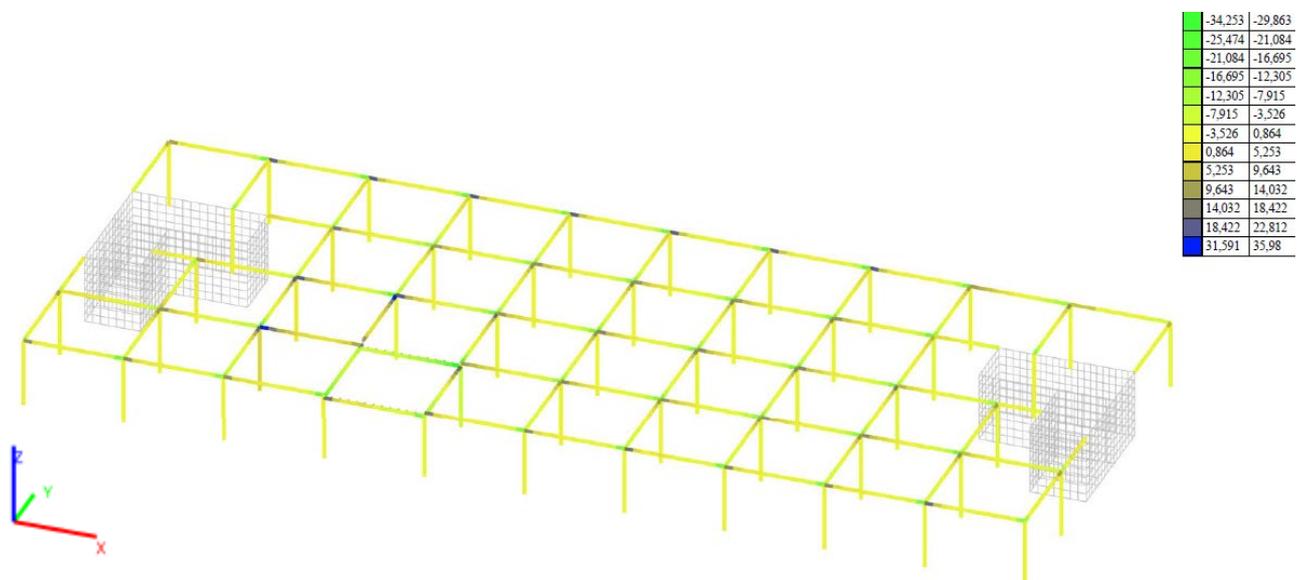
Мал. 4.40. Розрахункова схема із зазначенням зусиль M_y в колонах каркасу (Т*м)



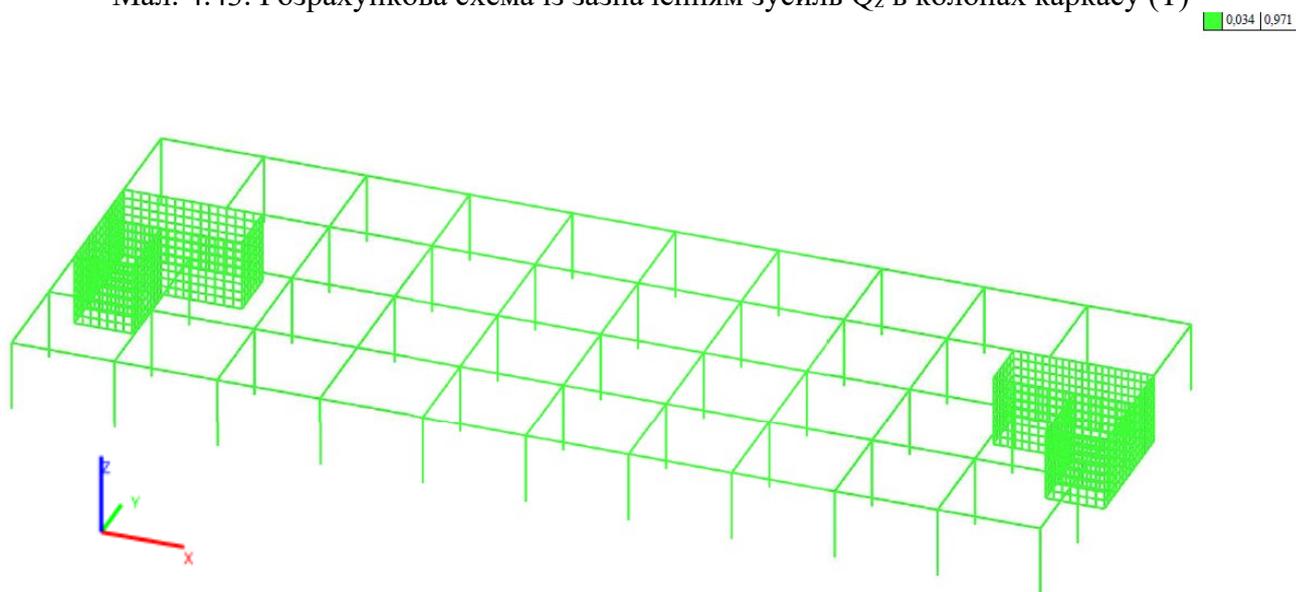
Мал. 4.41. Розрахункова схема із зазначенням зусиль M_z в колонах каркасу (Т*м)



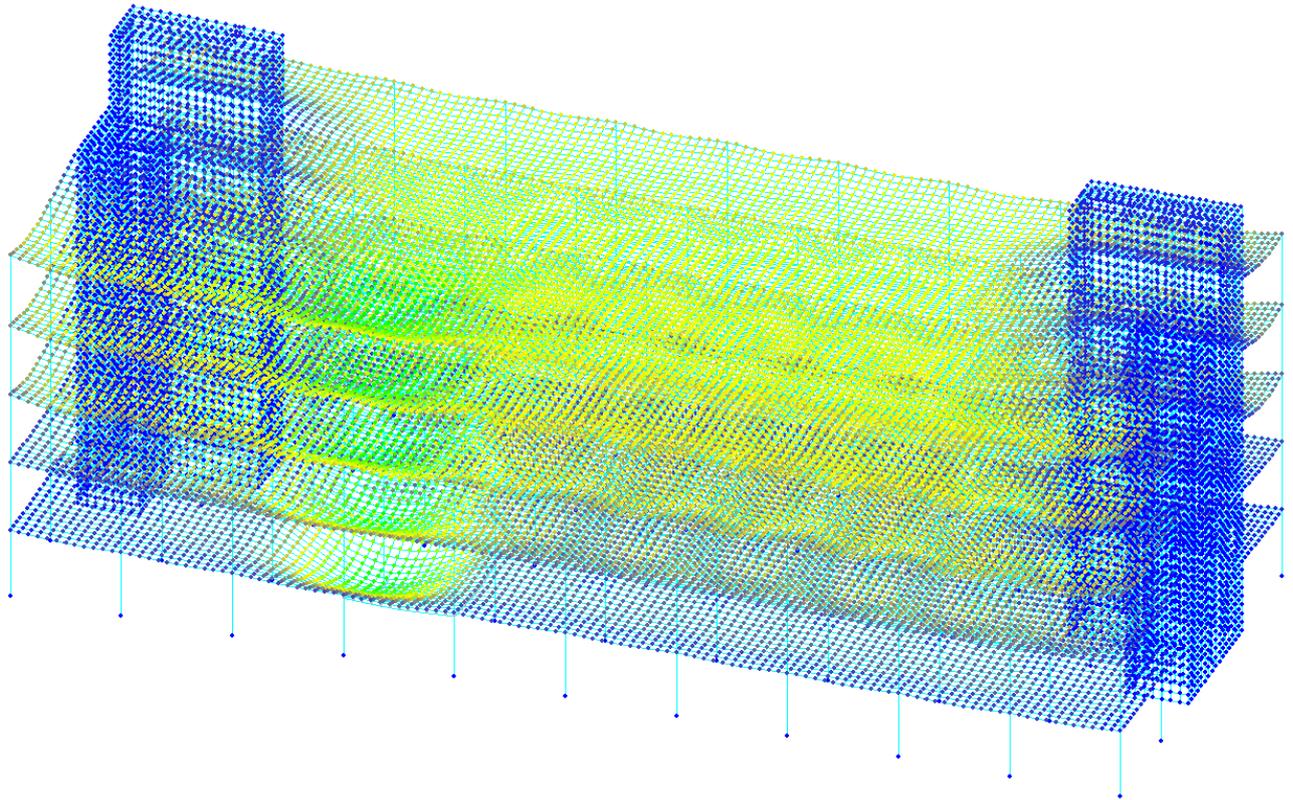
Мал. 4.42. Розрахункова схема із зазначенням зусиль Q_y в колонах каркасу (Т)



Мал. 4.43. Розрахункова схема із зазначенням зусиль Q_z в колонах каркасу (Т)

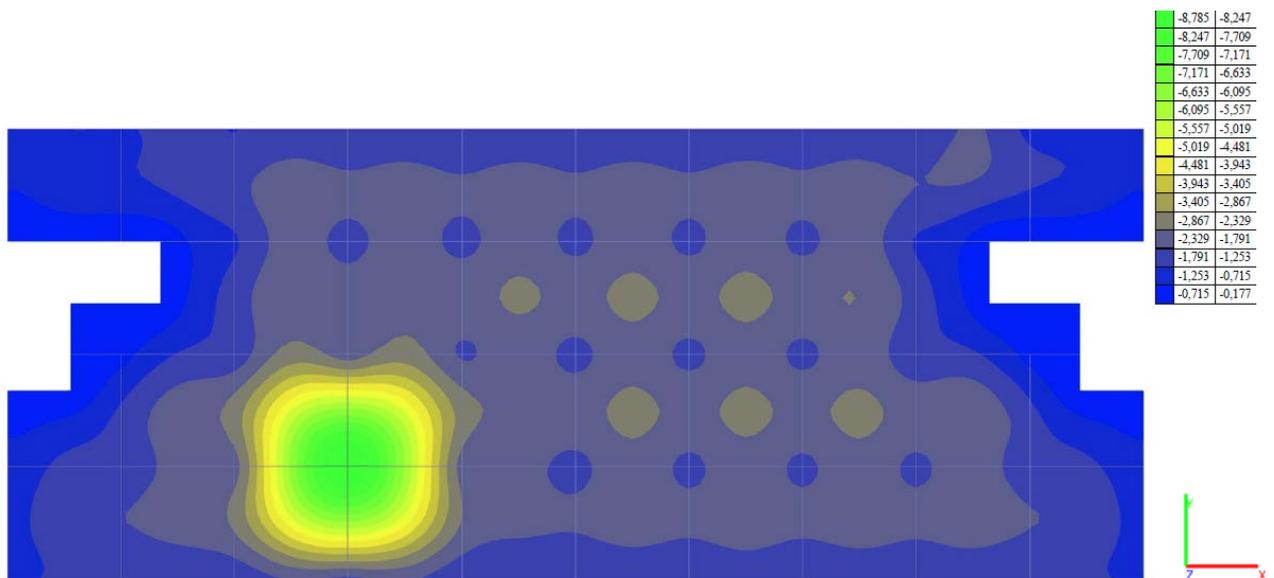


Мал. 4.44. Результат перевірки несучої здатності колон каркасу

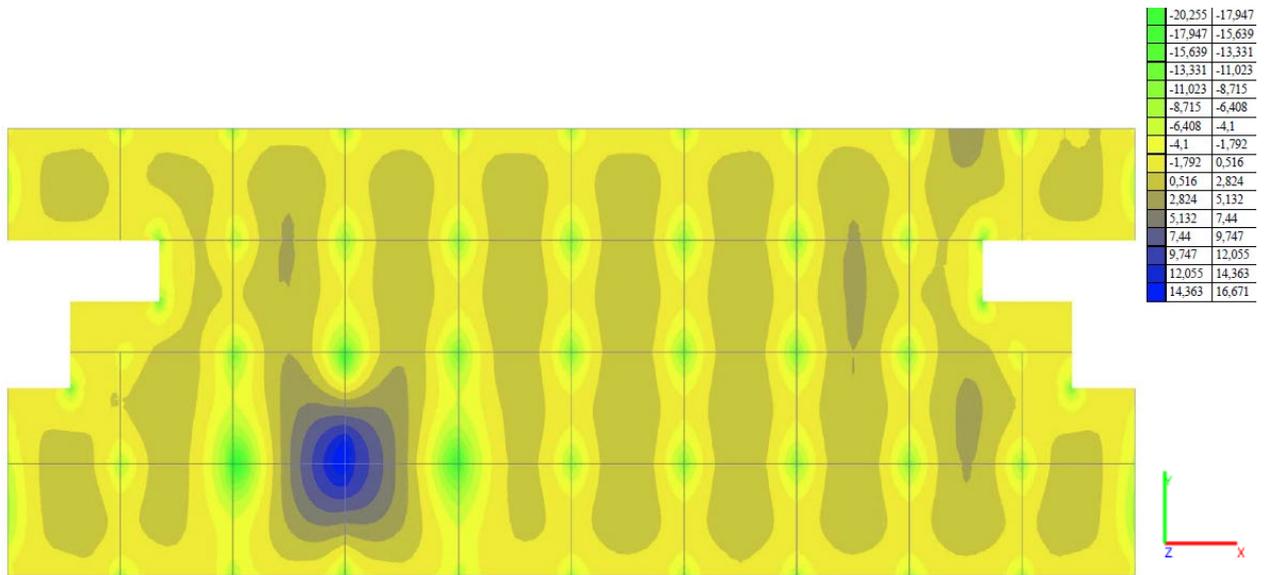


Мал. 4.45. Загальний вигляд деформованої схеми із зазначенням величини прогину

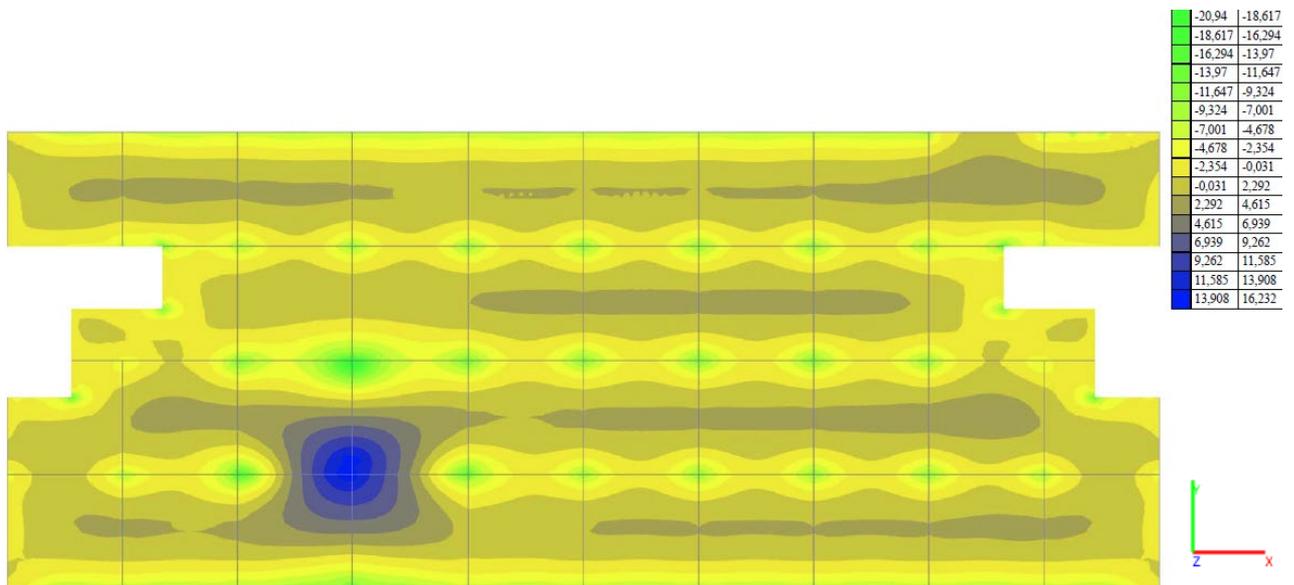
При моделюванні варіанту, у якому вилучається колона в рівні підвалу максимальний прогин становить 8,8мм, (мал. 4.46.). Згідно вимог [2] при розрахунку будівлі на прогресуюче перекриття величина прогину не нормується.



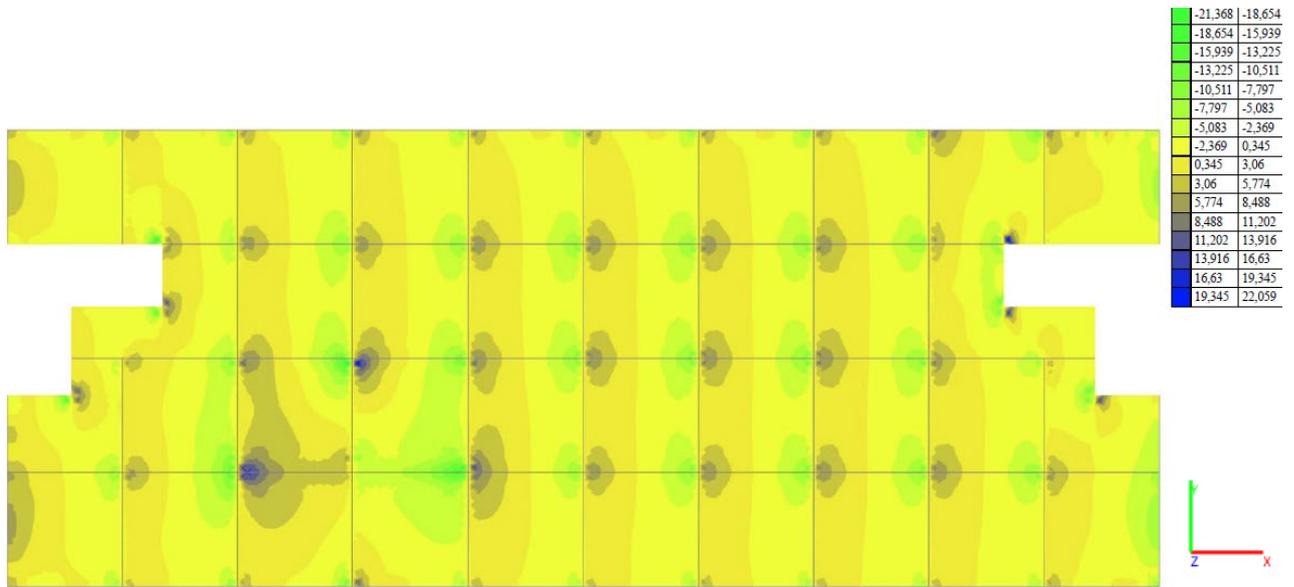
Мал. 4.46. Розрахункова схема із зазначенням величини переміщень по вісі Z, мм



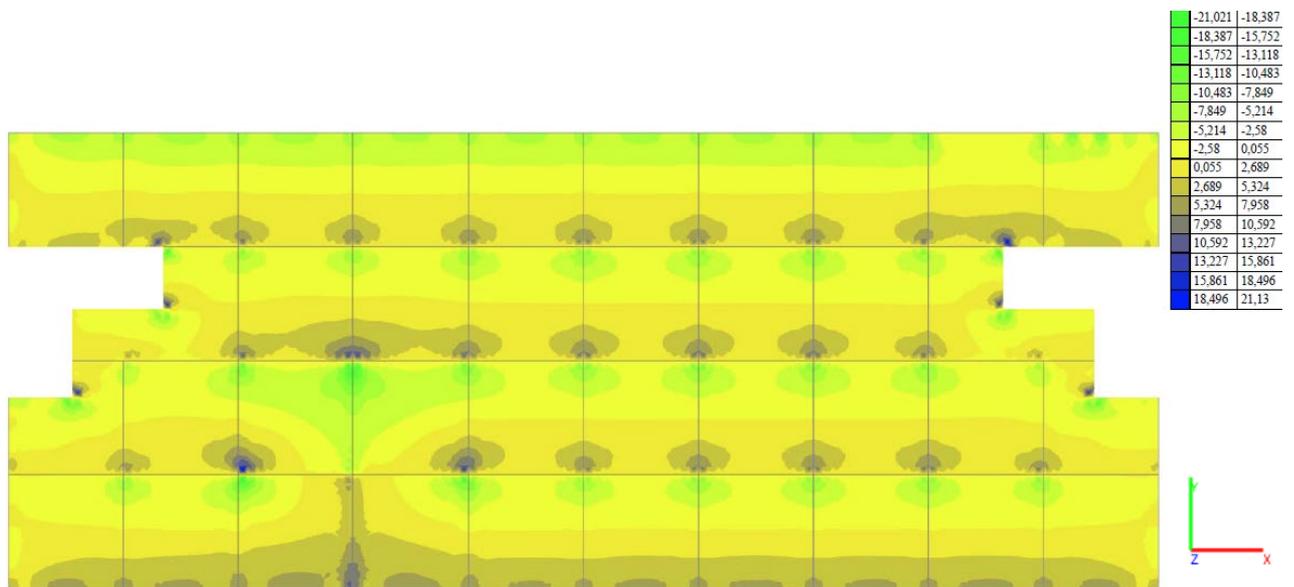
Мал. 4.47. Розрахункова схема із зазначенням зусиль M_x в плиті (Т*м/м)



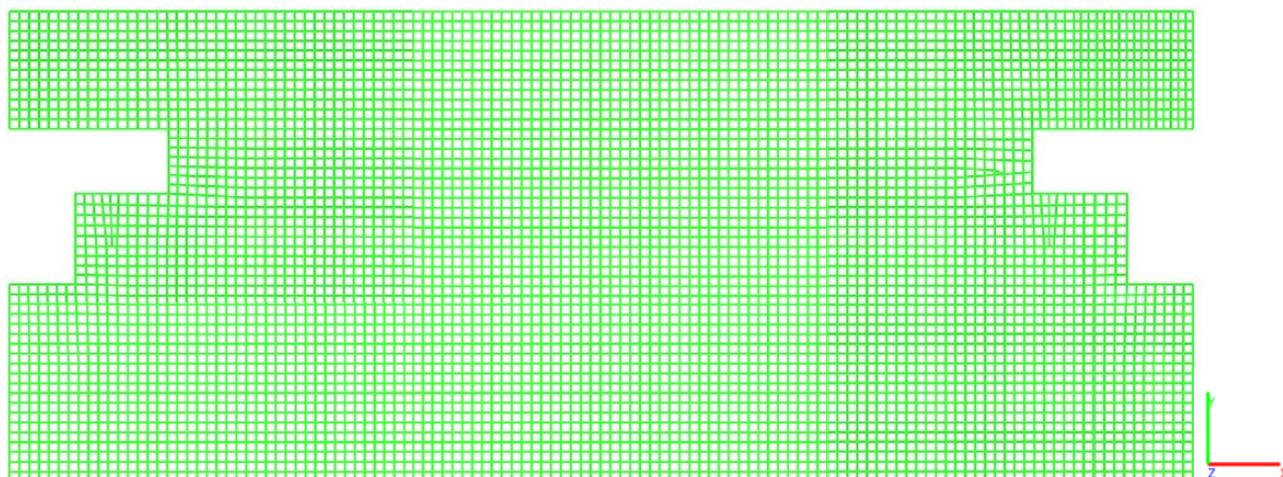
Мал. 4.48. Розрахункова схема із зазначенням зусиль M_y в плиті (Т*м/м)



Мал. 4.49. Розрахункова схема із зазначенням зусиль Q_x в плиті (Т/м)



Мал. 4.50. Розрахункова схема із зазначенням зусиль Q_y в плиті (Т/м)



Мал. 4.51. Результат перевірки несучої здатності плити

Згідно додатку Г «Максимальні зусилля, що виникають в елементах каркасу» внутрішні зусилля у колонах наступні:

$N = -551,7(\text{Т})$, що у 1,25рази більше від початкової схеми $-439,5(\text{Т})$, (Табл. 4.7.);

$M_y = 21,8(\text{Тм})$, що у 8,4рази більше від початкової схеми $2,6(\text{Тм})$, (Табл. 4.7.);

$M_z = 14,8(\text{Тм})$, що у 5,1рази більше від початкової схеми $2,9(\text{Тм})$, (Табл. 4.7.);

$Q_y = 8,1(\text{Т})$, що у 5,7рази більше від початкової схеми $0,5(\text{Т})$, (Табл. 4.7.);

$Q_z = 36(\text{Т})$, що у 31,1рази більше від початкової схеми $1,15(\text{Т})$, (Табл. 4.7.).

Внутрішні зусилля у плиті:

$M_x = 16,7(\text{Тм/м})$, що у 3,5рази більше від початкової схеми $4,7(\text{Тм/м})$, (Табл. 4.7.);

$M_y = 16,3(\text{Тм/м})$, що у 3,7рази більше від початкової схеми $4,4(\text{Тм/м})$, (Табл. 4.7.);

$Q_x = 22,1(\text{Т/м})$, що 1,5рази менше від початкової схеми $34,1(\text{Т/м})$, (Табл. 4.7.);

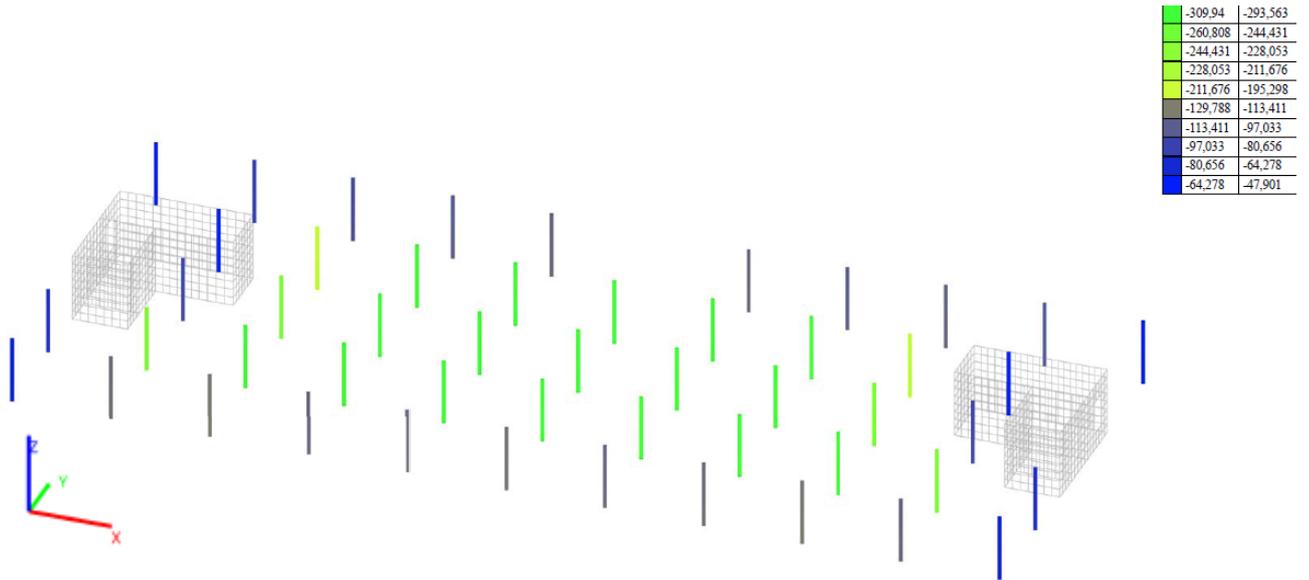
$Q_y = 21,1(\text{Т/м})$, що у 1,3рази менше від початкової схеми $26,7(\text{Т/м})$, (Табл. 4.7.).

З вище наведеної інформації бачимо, що внутрішні зусилля колон збільшилися, внутрішні зусилля плит, а саме M_x та M_y збільшилися, а зусилля Q_x та Q_y зменшилися, через перерозподілення зусиль на ригелі перекриття. Прогресуючого обвалення конструкцій будівлі не відбувається.

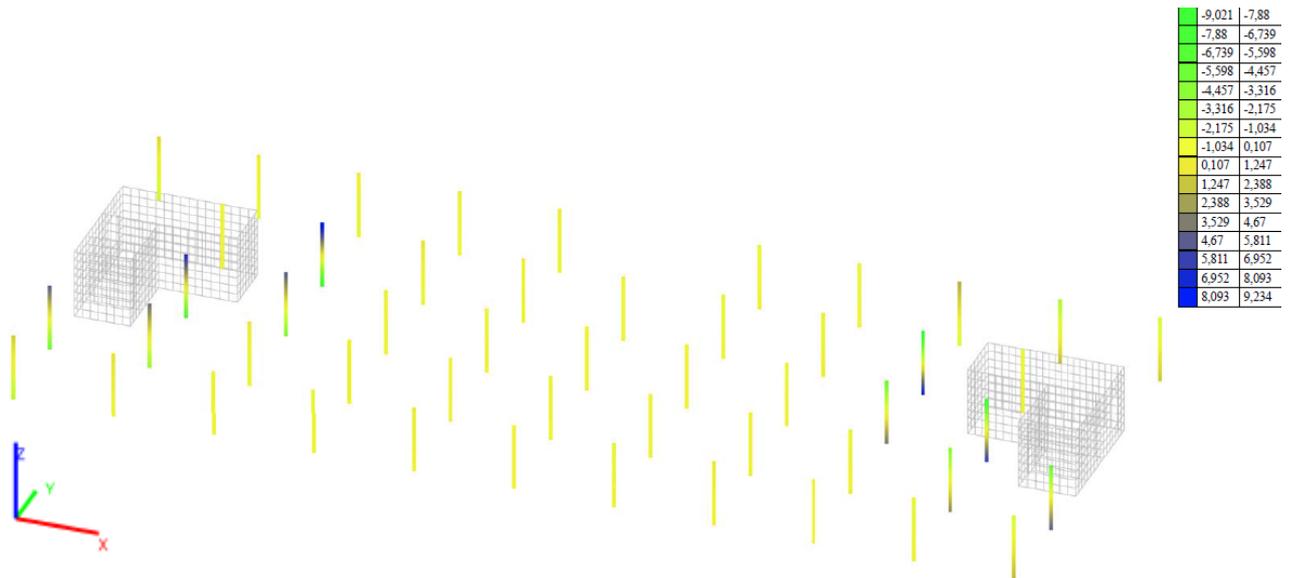
4.3.3. Розрахункова схема №3

Розрахункова схема №3 – це схема призначена для отримання даних напружено-деформованого стану будівлі, що працює при моделюванні варіанту розвитку прогресуючого обвалення, що відображений на мал. 4.37. (моделювання вилучення крайньої колони в рівні першого поверху)

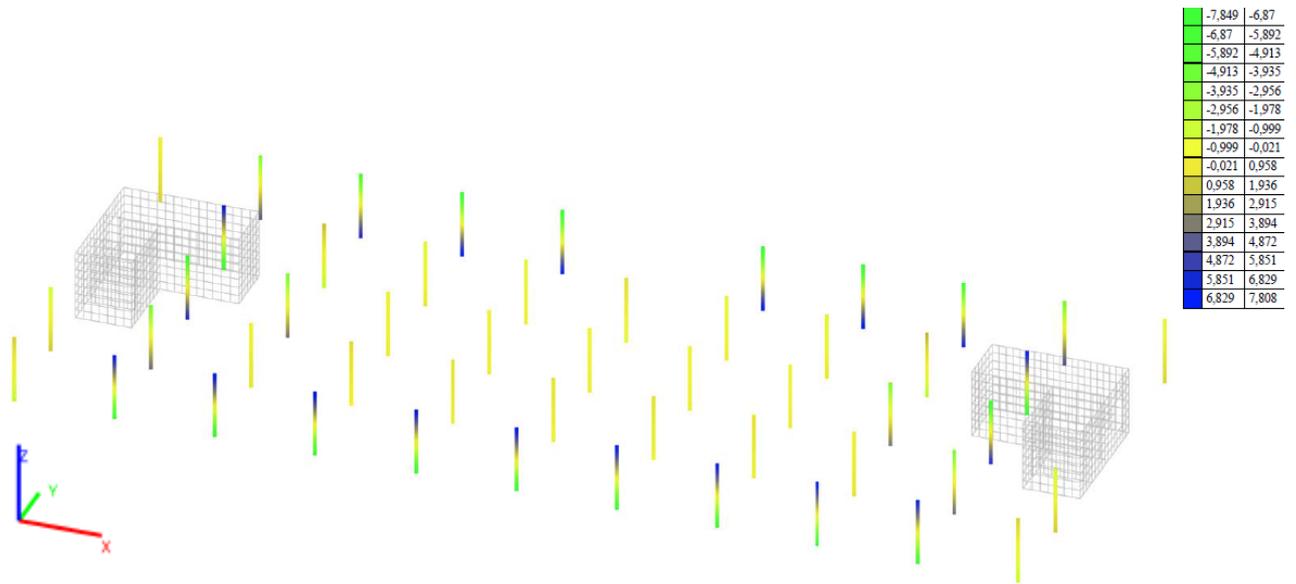
Результати розрахунку наступні:



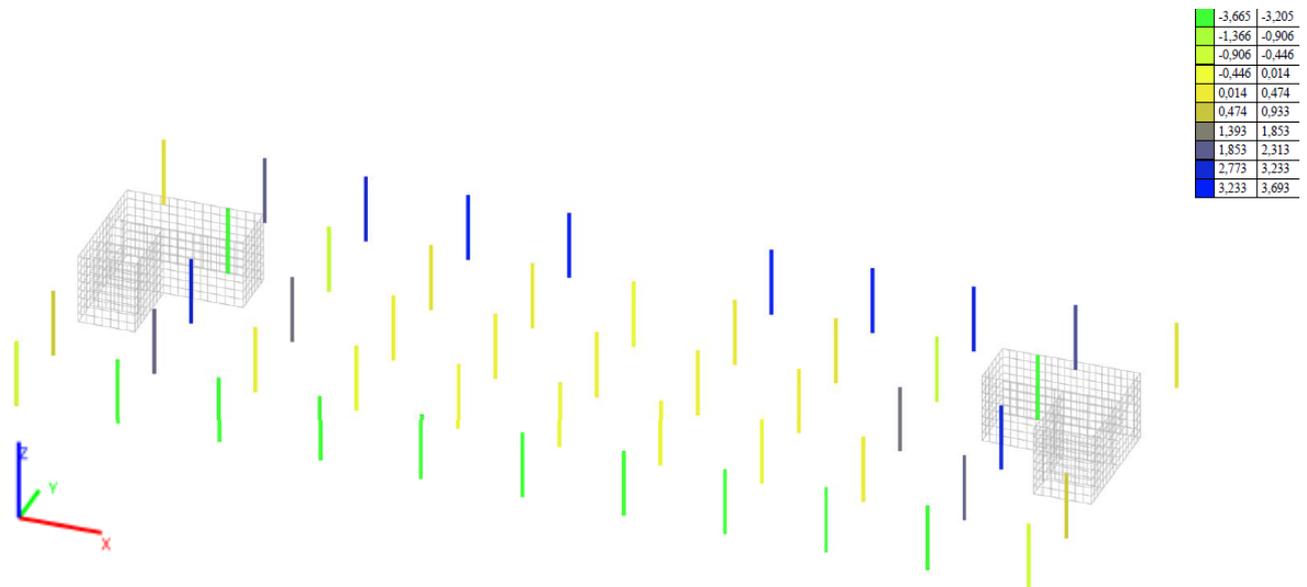
Мал. 4.52. Розрахункова схема із зазначенням зусиль N в колонах каркасу (Т)



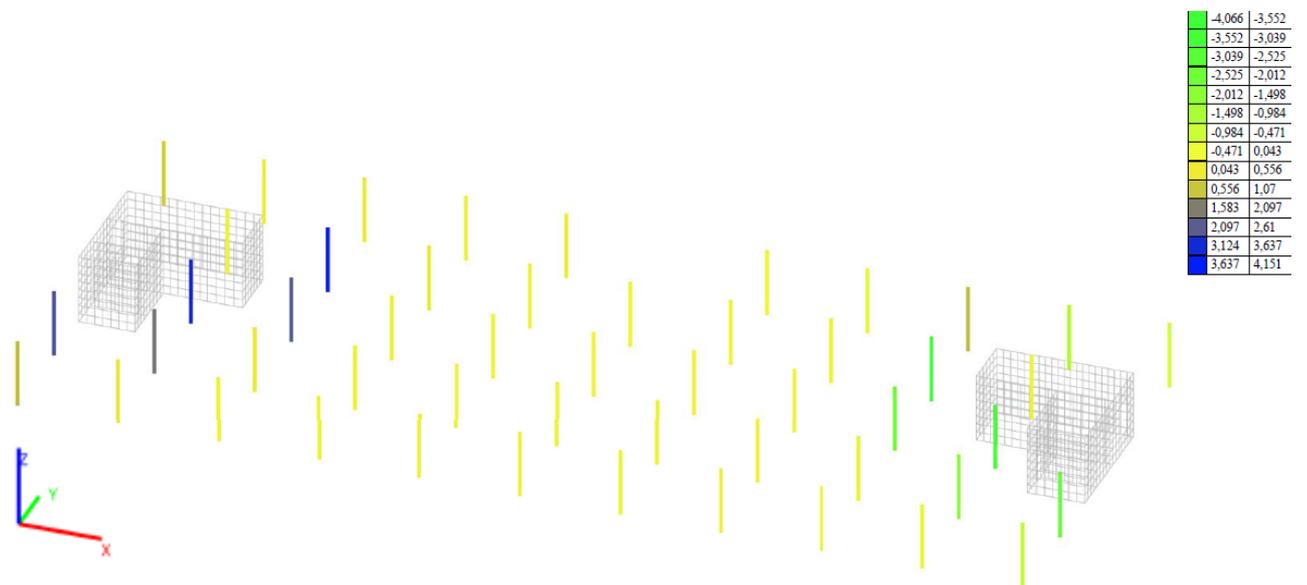
Мал. 4.53. Розрахункова схема із зазначенням зусиль M_y в колонах каркасу (Т*м)



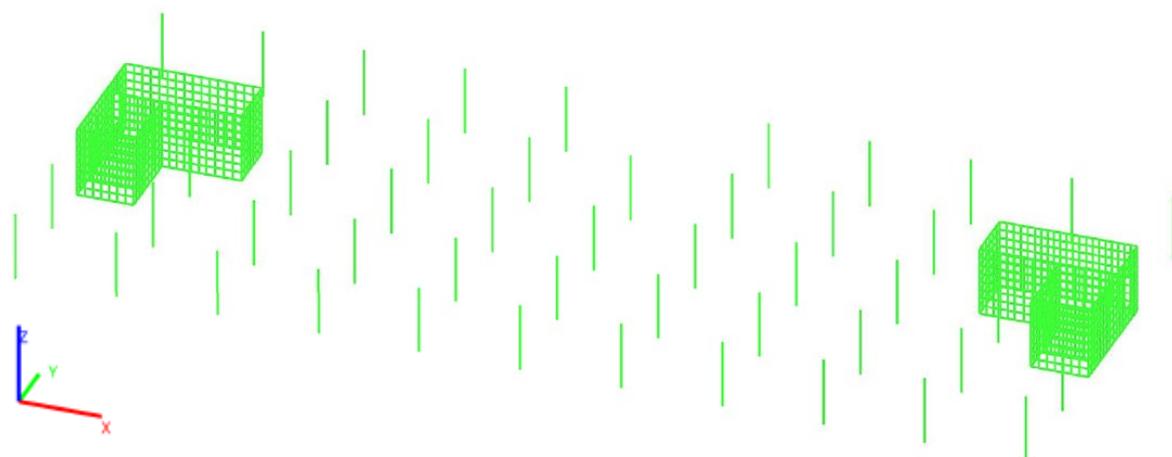
Мал. 4.54. Розрахункова схема із зазначенням зусиль M_z в колонах каркасу (Т*м)



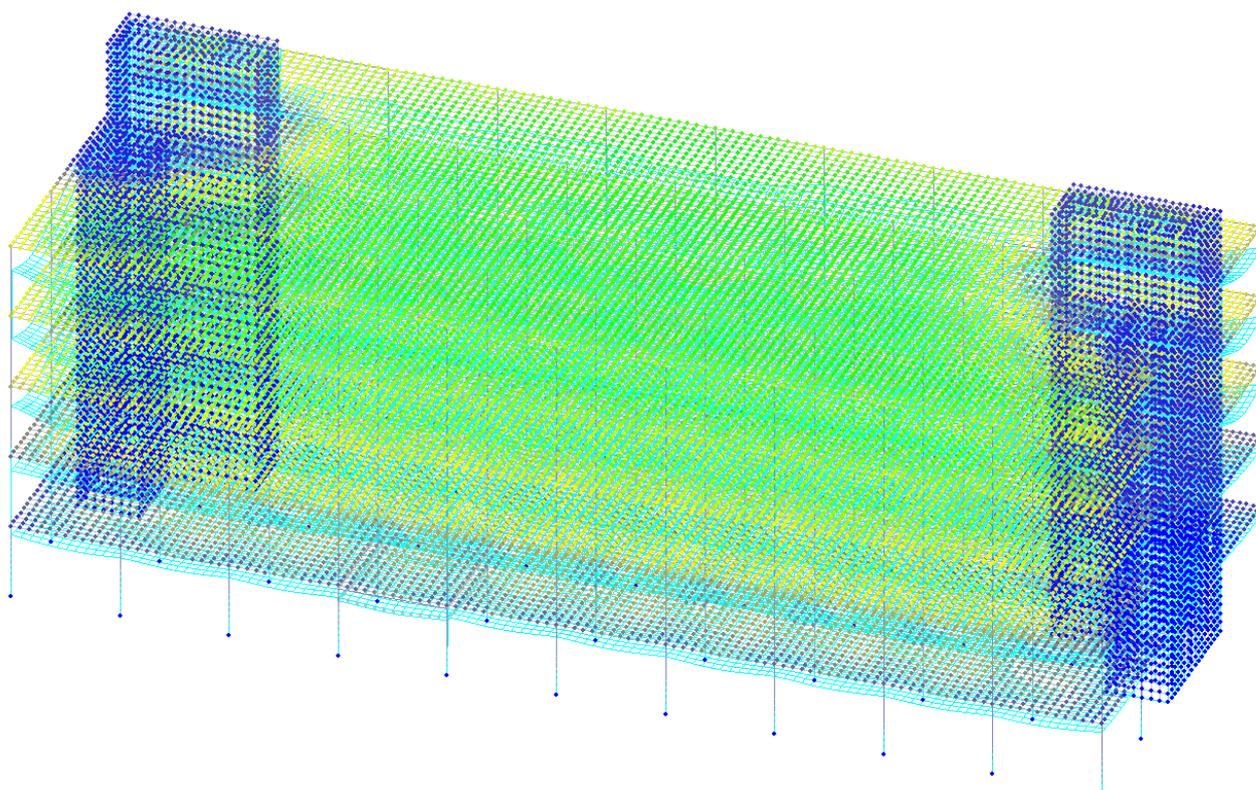
Мал. 4.55. Розрахункова схема із зазначенням зусиль Q_y в колонах каркасу (Т)



Мал. 4.56. Розрахункова схема із зазначенням зусиль Q_z в колонах каркасу (Т)

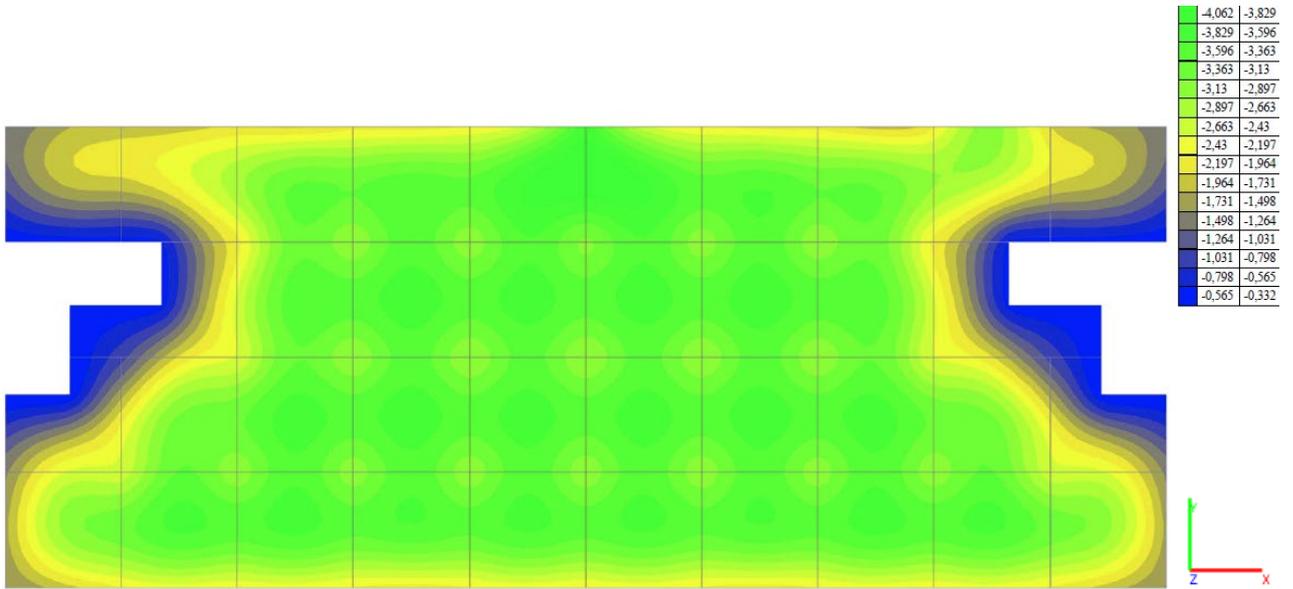


Мал. 4.57. Результат перевірки несучої здатності колон каркасу

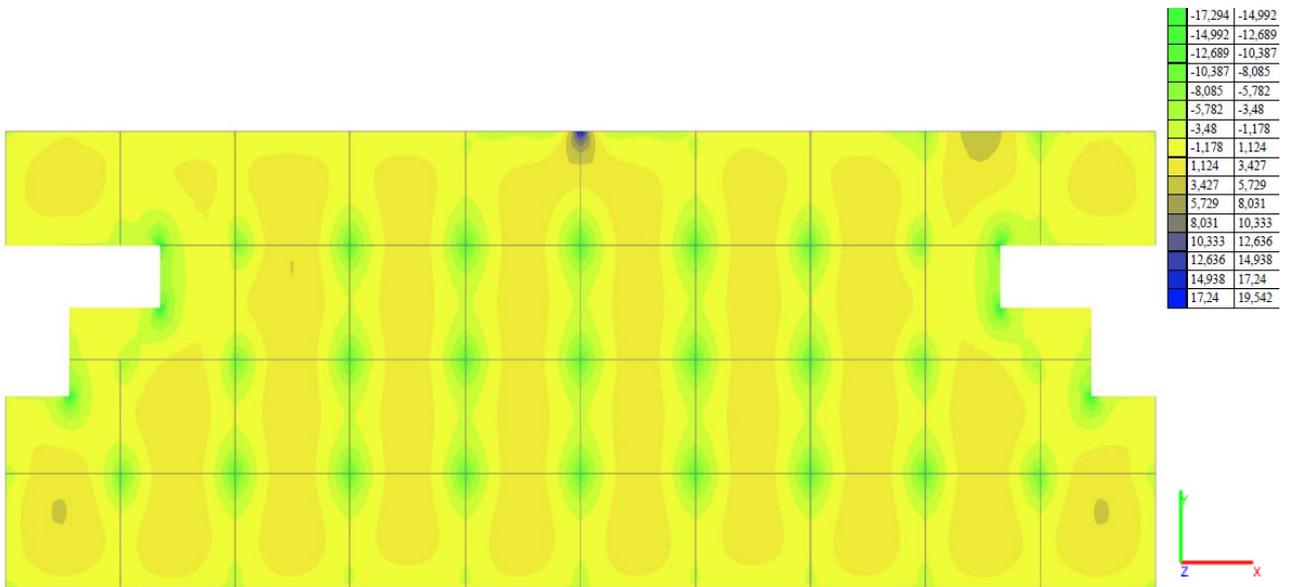


Мал. 4.58. Загальний вигляд деформованої схеми із зазначенням величини прогину

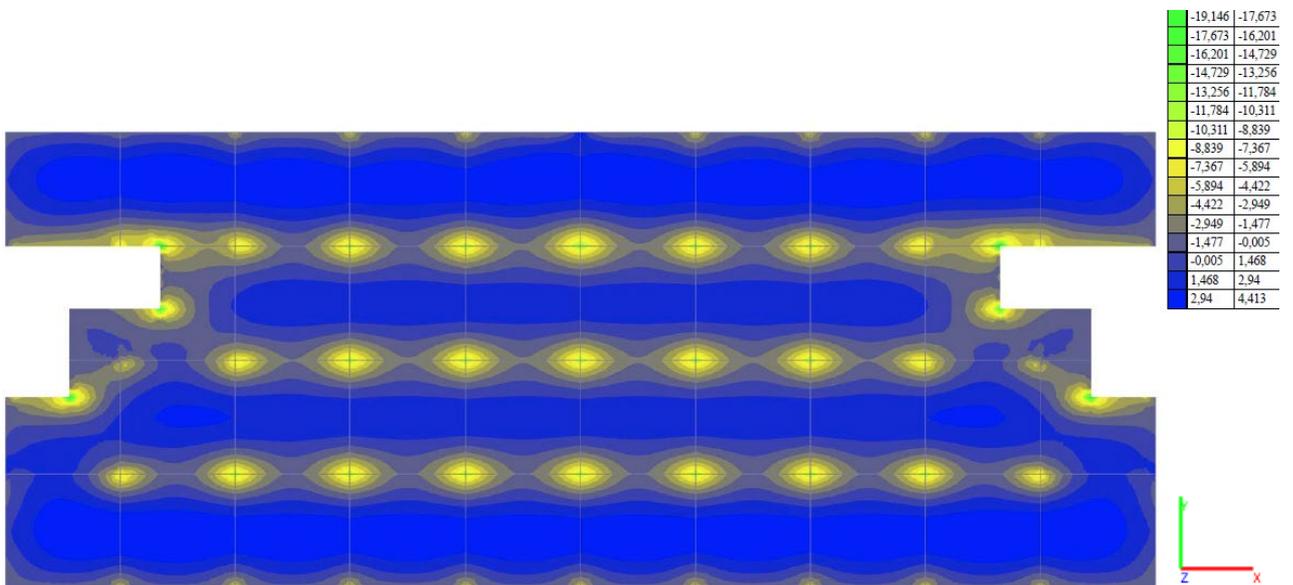
При моделюванні варіанту, у якому вилучається колона в рівні підвалу максимальний прогин становить 4,1мм (мал. 4.59.). Згідно вимог [2] при розрахунку будівлі на прогресуюче перекриття величина прогину не нормується.



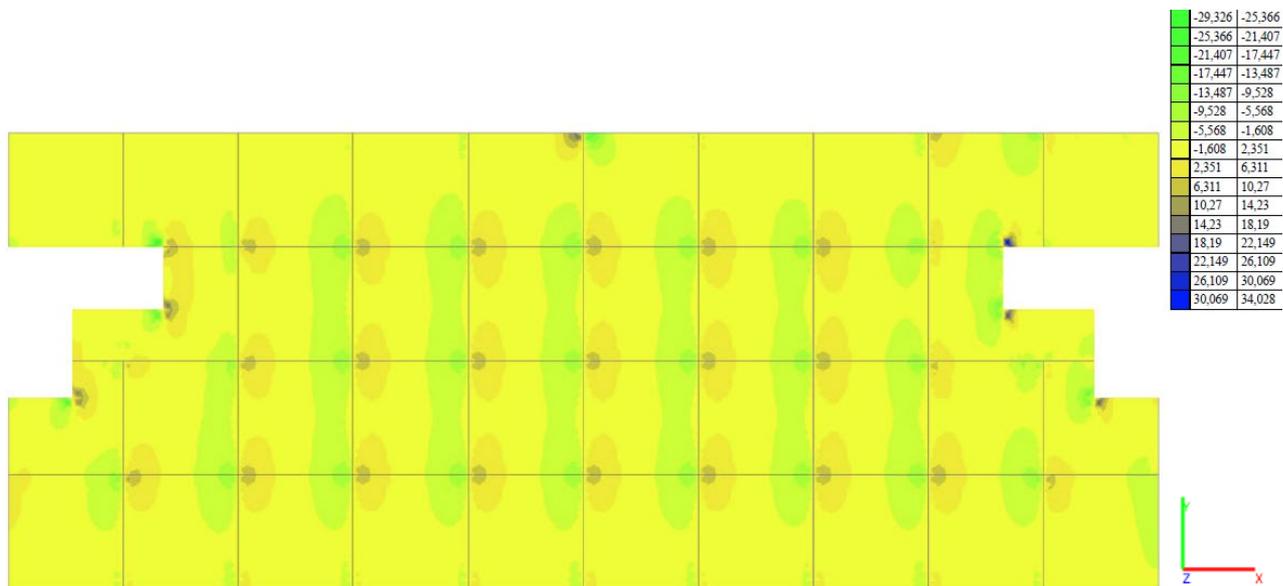
Мал. 4.59. Розрахункова схема із зазначенням величини переміщень по вісі Z, мм



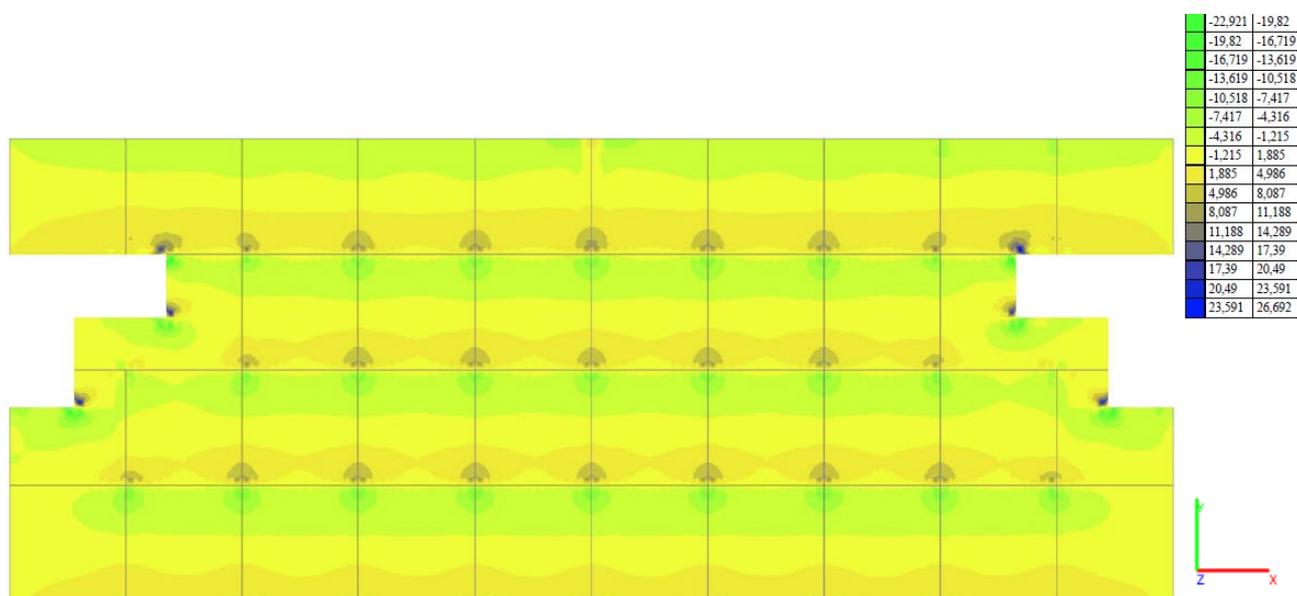
Мал. 4.60. Розрахункова схема із зазначенням зусиль M_x в плиті (Т*м/м)



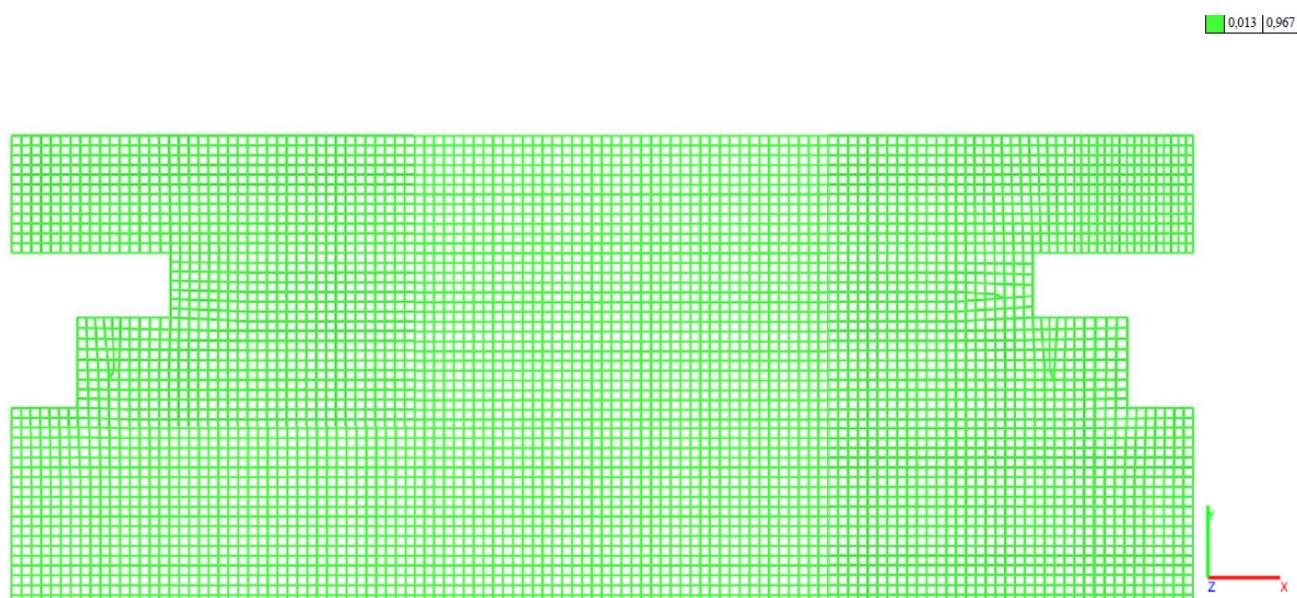
Мал. 4.61. Розрахункова схема із зазначенням зусиль M_y в плиті (Т*м/м)



Мал. 4.62. Розрахункова схема із зазначенням зусиль Q_x в плиті (Т/м)



Мал. 4.63. Розрахункова схема із зазначенням зусиль Q_y в плиті (Т/м)



Мал. 4.64. Результат перевірки несучої здатності плити

Згідно додатку Г «Максимальні зусилля, що виникають в елементах каркасу» внутрішні зусилля у колонах наступні:

$N = -446,38(T)$, що у 1,1рази більше від початкової схеми $-439,5(T)$;

$M_y = 2,38(Tm)$, що у 1,1рази більше від початкової схеми $2,6(Tm)$;

$M_z = 7,8(Tm)$, що у 2,7рази більше від початкової схеми $2,9(Tm)$;

$Q_y = 3,7(T)$, що у 7,4рази більше від початкової схеми $0,5(T)$;

$Q_z = 1,1(T)$, що у 1,04рази менше від початкової схеми $1,15(T)$.

Внутрішні зусилля у плиті:

$M_x = 19,5(Tm/m)$, що у 4,1рази більше від початкової схеми $4,7(Tm/m)$;

$M_y = 4,4(Tm/m)$, що відповідає величині початкової схеми $4,4(Tm/m)$;

$Q_x = 18,2(T/m)$, що у 1,9рази менше від початкової схеми $34,1(T/m)$;

$Q_y = 11,2(T/m)$, що у 2,4рази менше від початкової схеми $26,7(T/m)$;

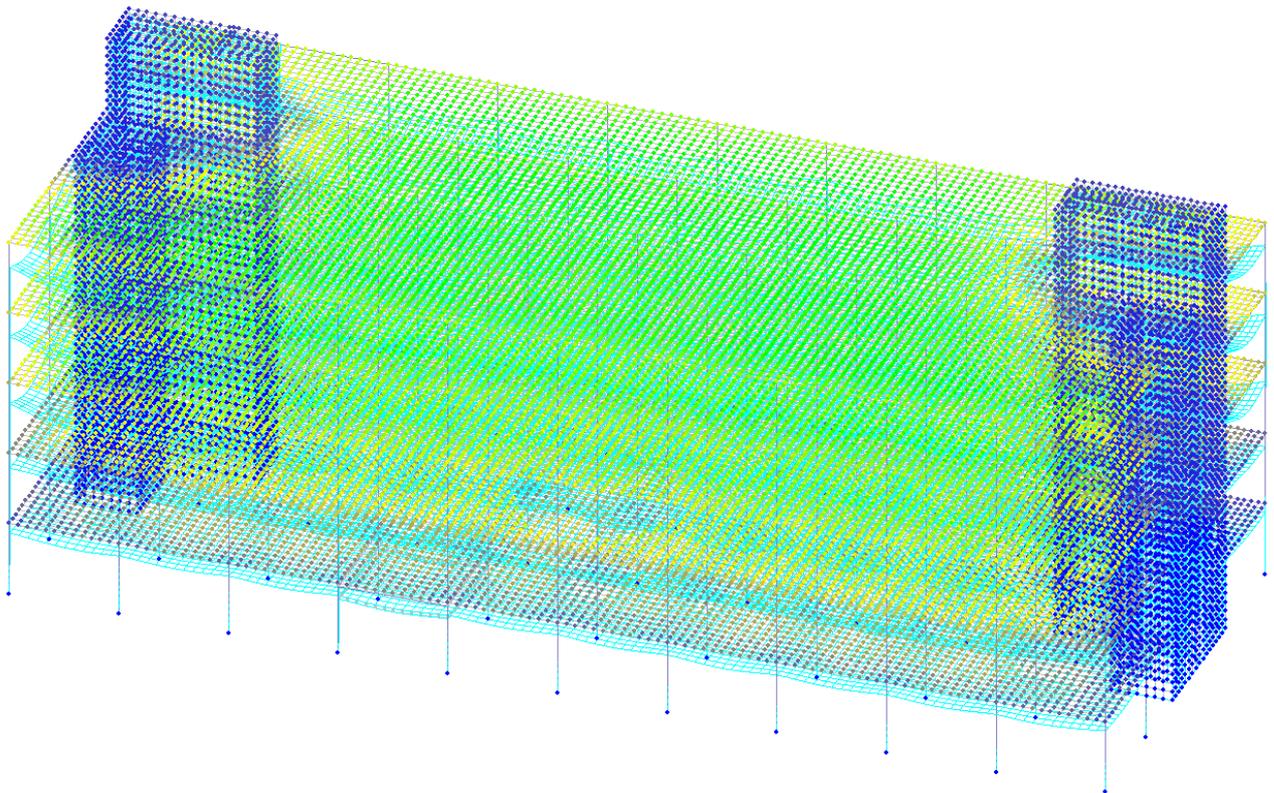
Отже із вище наведеної інформації бачимо, що деякі внутрішні зусилля колон збільшилися, деякі зменшилися. Внутрішні зусилля плит, а саме M_x збільшилися, зусилля M_y відповідає значенню початкової схеми, а зусилля Q_x та Q_y зменшилися через перерозподілення зусиль на ригелі перекриття.

Прогресуючого обвалення конструкцій будівлі не відбувається.

4.3.4. Розрахункова схема №4

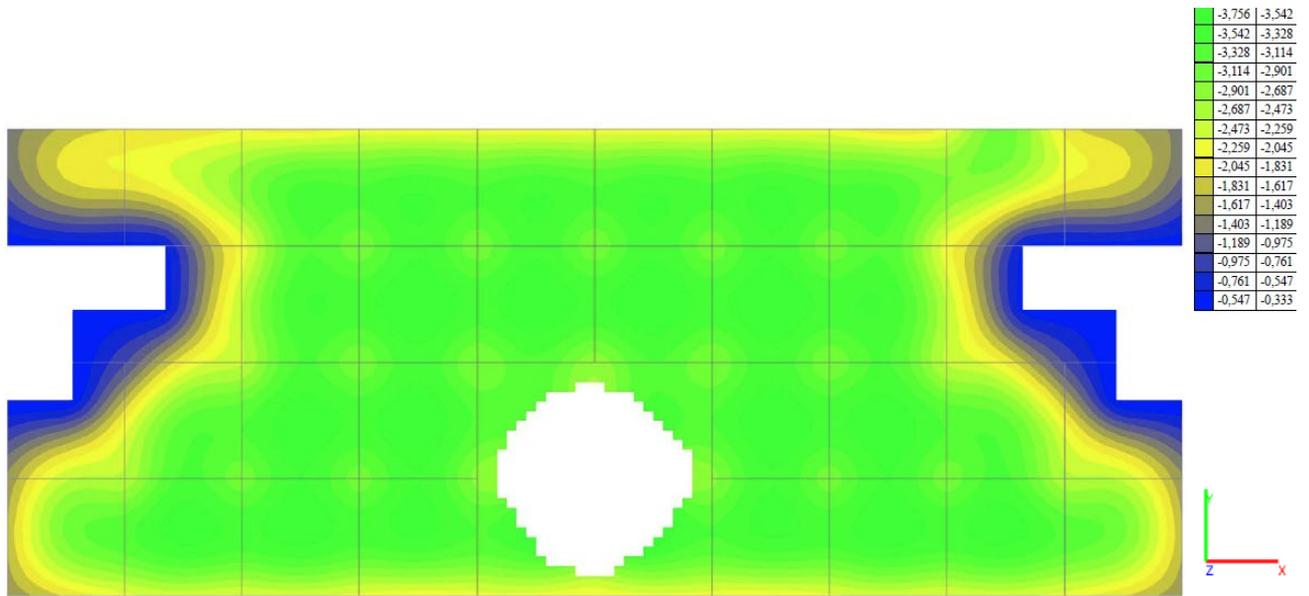
Розрахункова схема №4 – це схема призначена для отримання даних напружено-деформованого стану будівлі, що працює при моделюванні варіанту розвитку прогресуючого обвалення, що відображений на мал. 4.38. (моделювання вилучення ділянки перекриття над першим поверхом). Оскільки в даному варіанті моделюється видалення частини плити перекриття, то внутрішні зусилля колон каркасу не вказано.

Результати розрахунку:

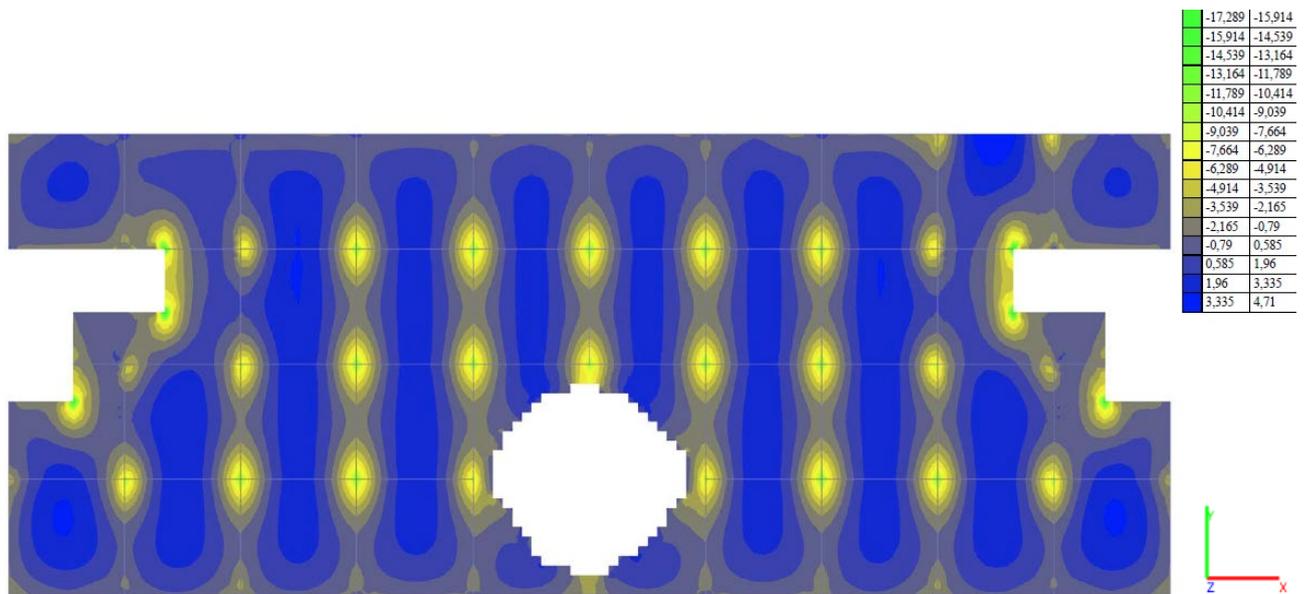


Мал. 4.65. Загальний вигляд деформованої схеми із зазначенням величини прогину

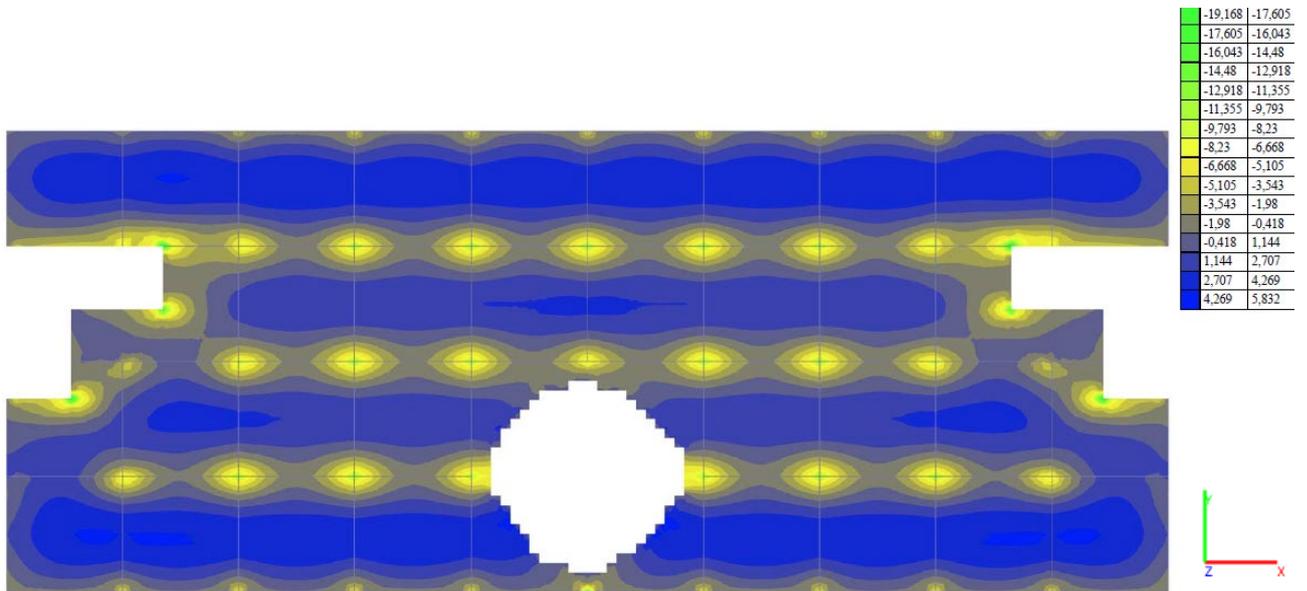
При моделюванні варіанту, у якому вилучається колона в рівні підвалу максимальний прогин становить 4мм (мал. 4.66.). Згідно вимог [2] при розрахунку будівлі на прогресуюче перекриття величина прогину не нормується.



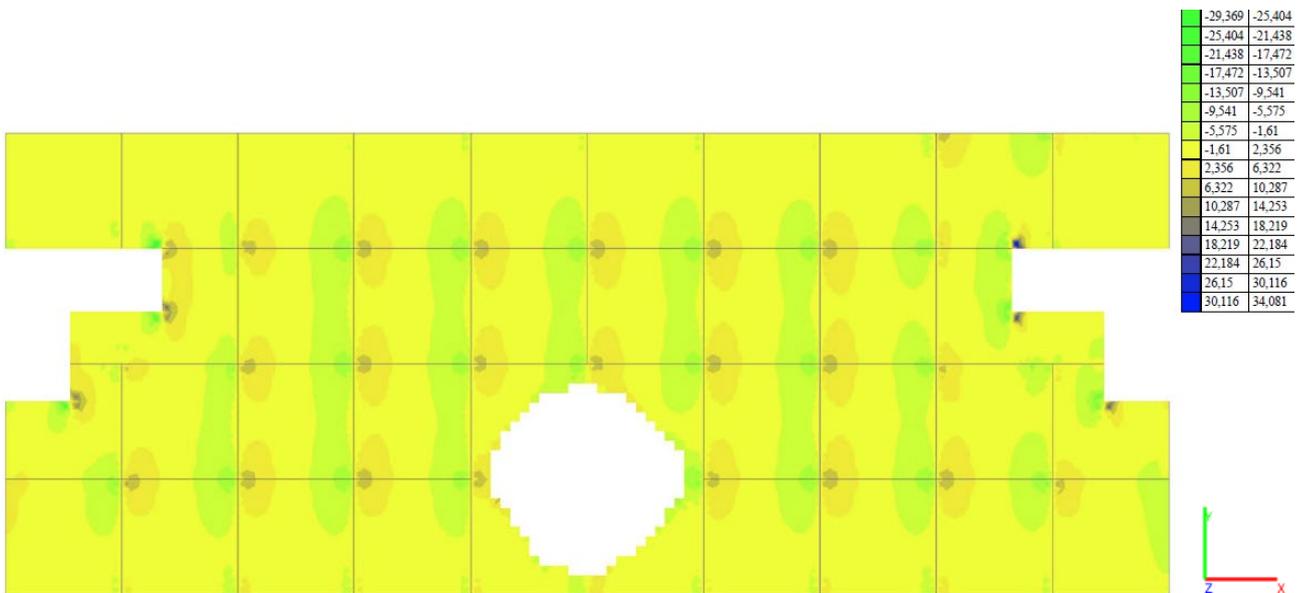
Мал. 4.66. Розрахункова схема із зазначенням величини переміщень по вісі Z, мм



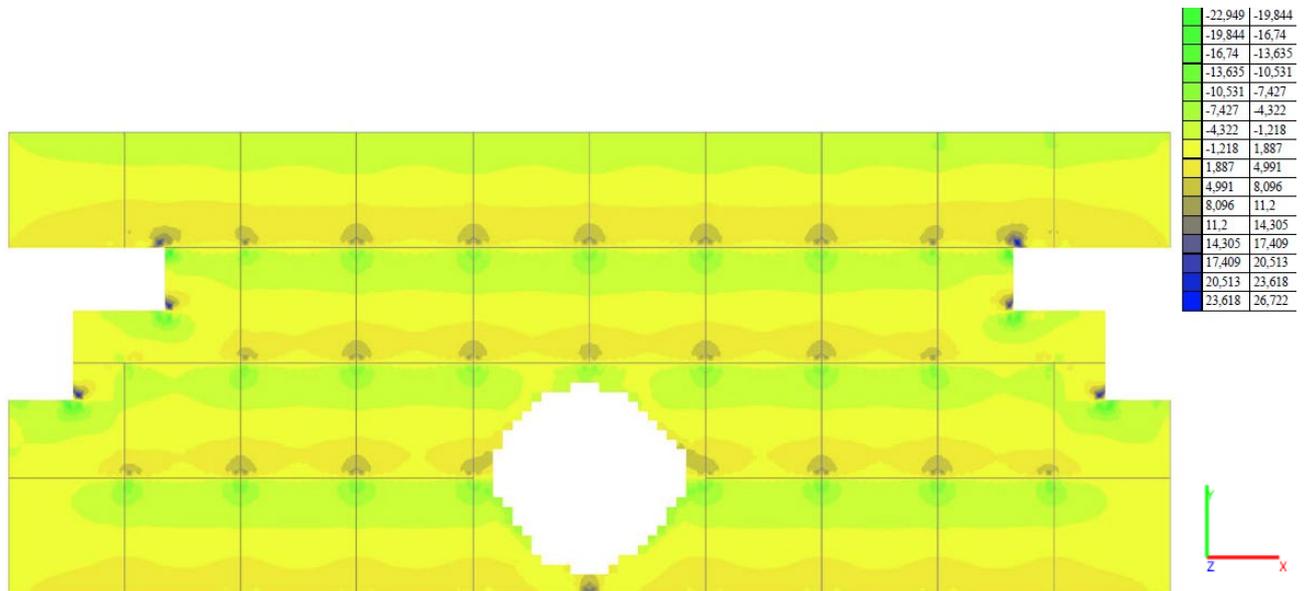
Мал. 4.67. Розрахункова схема із зазначенням зусиль M_x в плиті (Т*м/м)



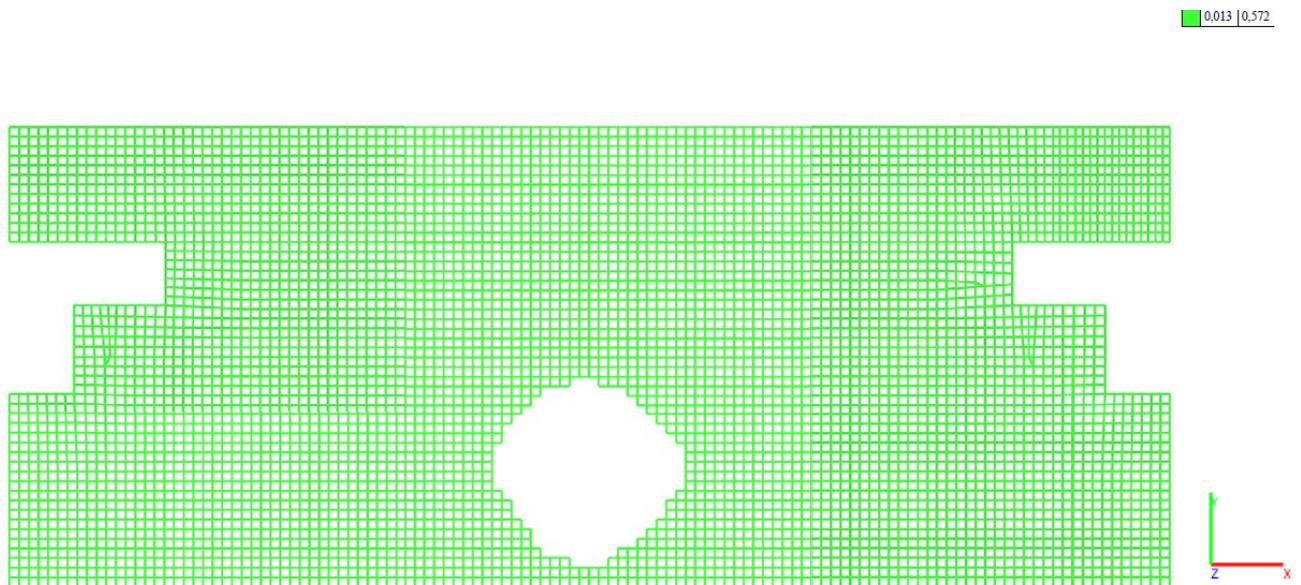
Мал. 4.68. Розрахункова схема із зазначенням зусиль M_y в плиті (Т*м/м)



Мал. 4.69. Розрахункова схема із зазначенням зусиль Q_x в плиті (Т/м)



Мал. 4.70. Розрахункова схема із зазначенням зусиль Q_y в плиті (Т/м)



Мал. 4.71. Результат перевірки несучої здатності плити

Згідно додатку Г «Максимальні зусилля, що виникають в елементах каркасу» внутрішні зусилля у колонах наступні:

$M_x = 4,7(\text{Тм/м})$, що відповідає величині початкової схеми $4,7(\text{Тм/м})$;

$M_y = 5,8(\text{Тм/м})$, що у 1,3рази більше від початкової схеми $4,4(\text{Тм/м})$;

$Q_x = 6,32(\text{Т/м})$, що у 5,4рази менше від початкової схеми $34,1(\text{Т/м})$;

$Q_y = 5(\text{Т/м})$, що у 5,3рази менше від початкової схеми $26,7(\text{Т/м})$;

З вище наведеної інформації бачимо, що внутрішні зусилля плит, а саме зусилля M_x відповідає значенню початкової схеми, зусилля M_y збільшилось, а зусилля Q_x та Q_y зменшилися, через перерозподілення зусиль на ригелі перекриття.

Прогресуючого обвалення конструкцій будівлі не відбувається.

4.4. Результати дослідження

На графіках зусиль зображено порівняння максимальних зусиль, при одному й тому ж армуванні. Детальна інформація про армування конструкцій наведено у розділі 3.

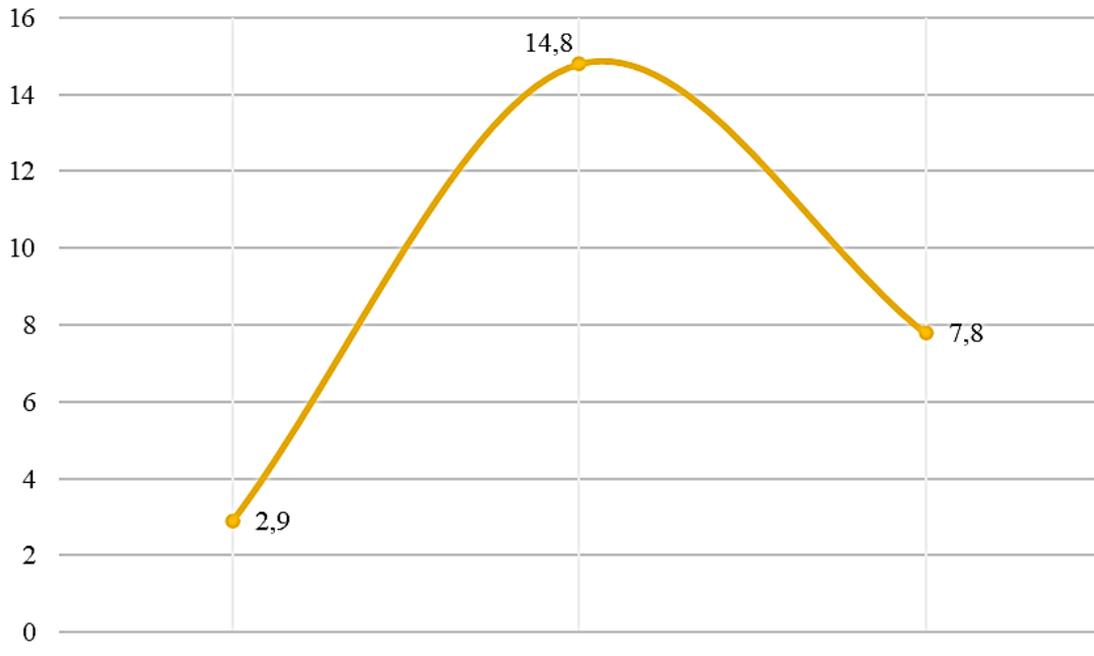


Зусилля M_z (тм)

колон розрахункової
схеми №1 – початкова.

колон розрахункової
схеми №2 – вилучення
колони середнього ряду в
рівні підвалу.

колон розрахункової
схеми №3 – вилучення
колони крайнього ряду в
рівні першого поверху.

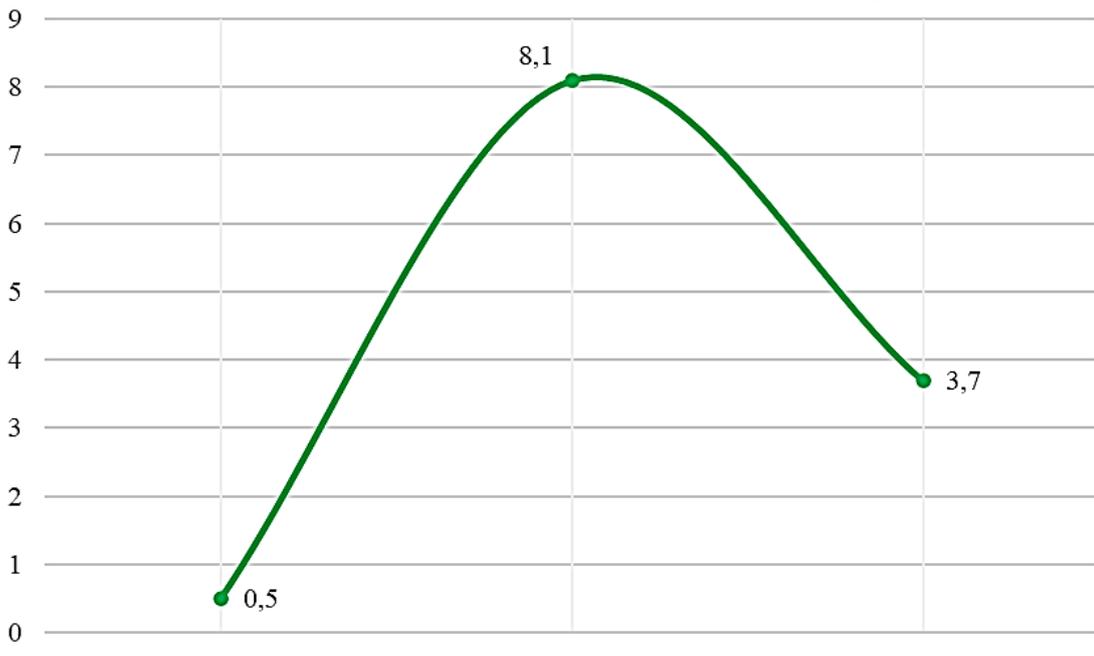


Зусилля Q_y (т)

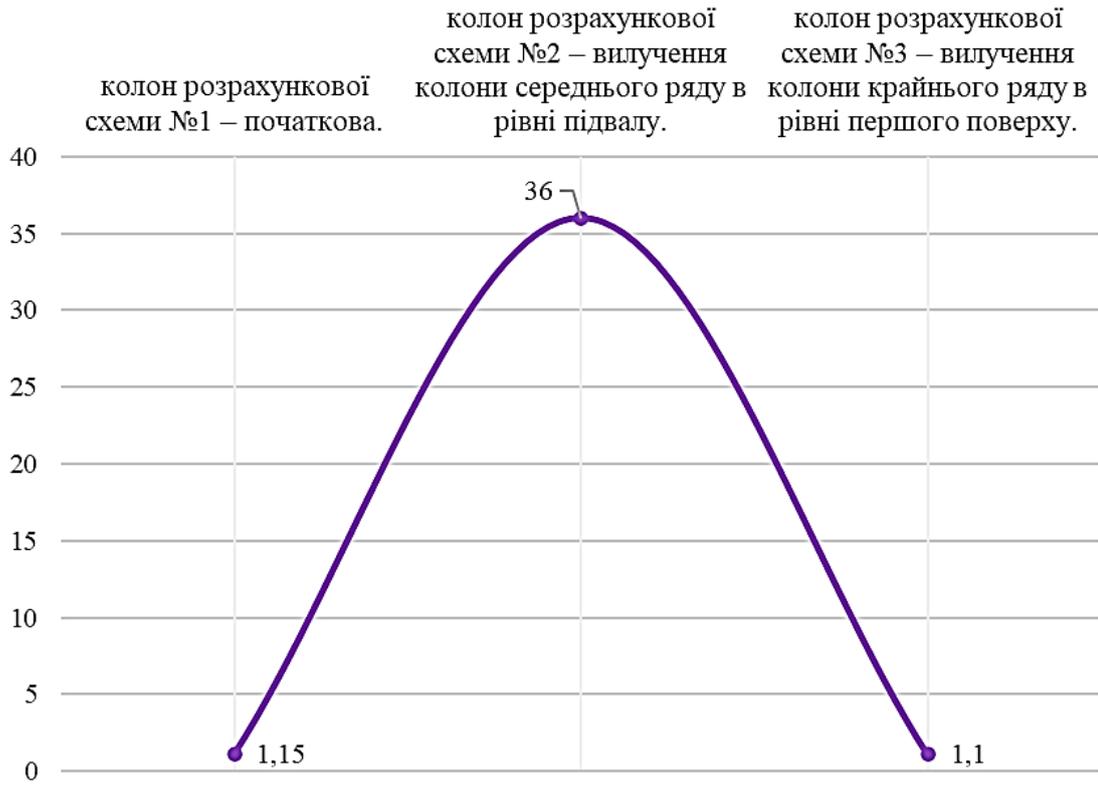
колон розрахункової
схеми №1 – початкова.

колон розрахункової
схеми №2 – вилучення
колони середнього ряду в
рівні підвалу.

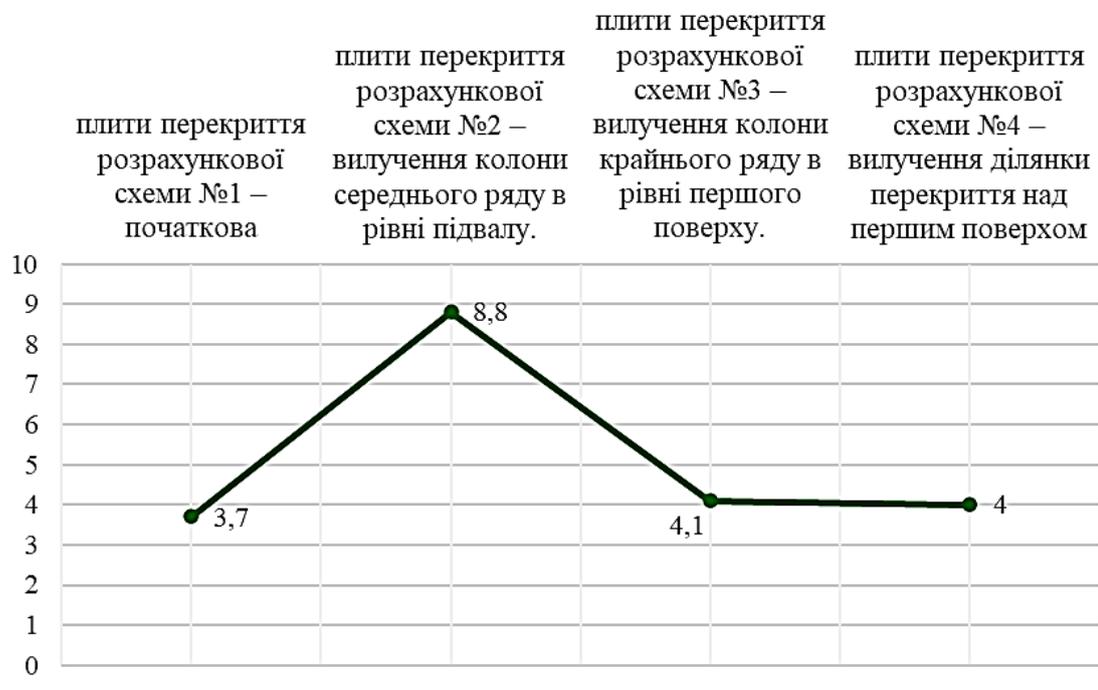
колон розрахункової
схеми №3 – вилучення
колони крайнього ряду в
рівні першого поверху.



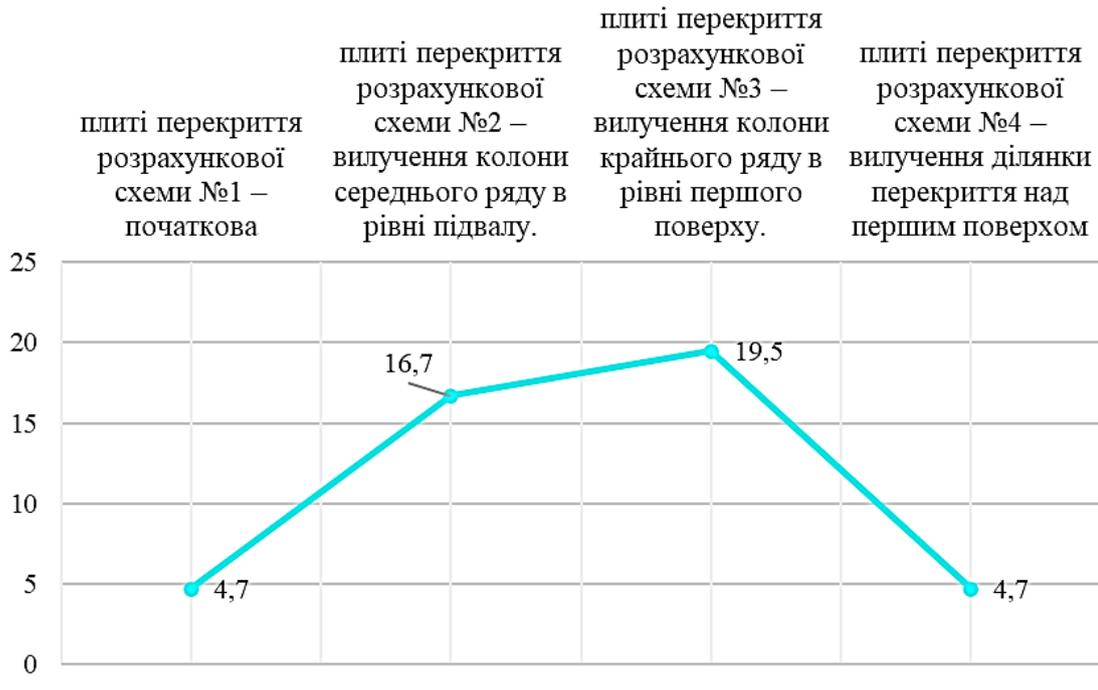
Зусилля Qz (т)



Вертикальний прогин (мм)

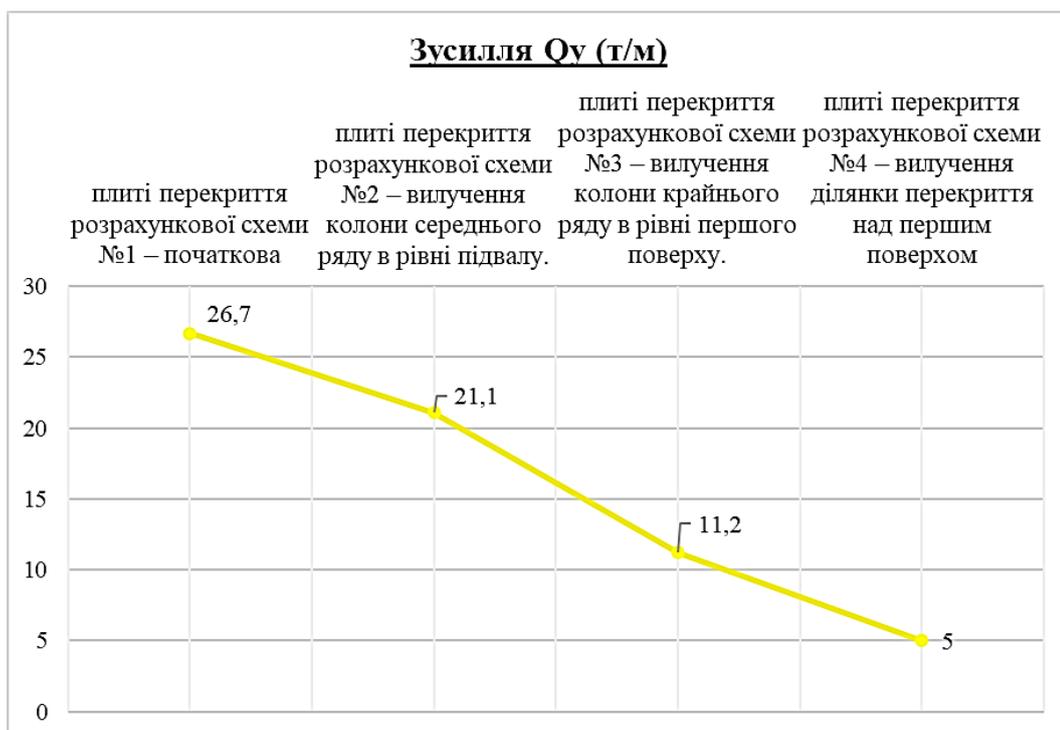
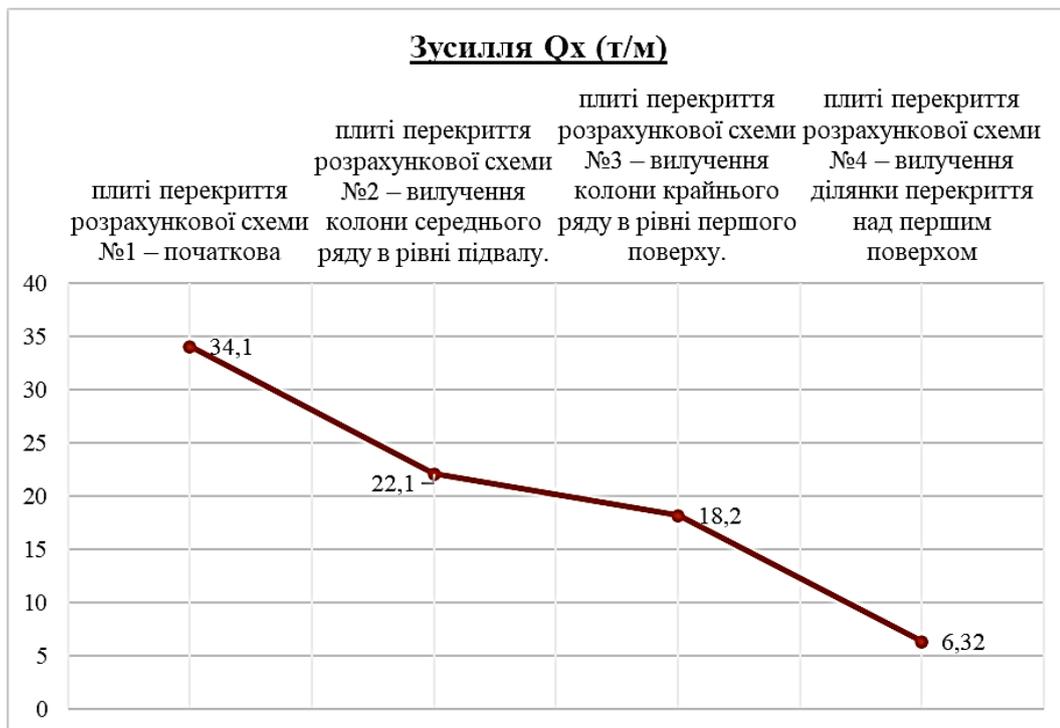


Зусилля Мх (тм/м)



Зусилля My (тм/м)





Як бачимо з вище наведеної інформації найгіршим варіантом за яким виконано дослідження прогресуючого обвалення, для конструкцій каркасу є варіант при якому було змодельовано вилучення колону каркасу середнього ряду в рівні підвалу. (мал. 4.36.). При цьому прогресуючого обвалення не відбувається.

Необхідності підвищувати стійкість за допомогою збільшення міцності елементів або інших виконання інших заходів спрямованих на збільшення міцності у всіх розглянутих варіантах – немає.

ВИСНОВКИ

Розрахунок будівель на прогресуюче обвалення є актуальним на сьогоднішній день, особливо гостро питання прогресуючого обвалення стоїть до панельних будинків, які були збудовані в 70-80-х роках милого століття за типовими проектами, оскільки вони мають меншу стійкість у порівнянні з цегляними чи монолітними будівлями.

На сьогоднішній день не існує методів розрахунку на «прогресуюче руйнування». Дослідження та оцінка впливу різноманітних не проектних і аварійних навантажень, а також комбінацій їх дії на будівельні конструкції різних типів будинків, є необхідною умовою для вдосконалення методик розрахунку «прогресуючого обвалення» будівель та споруд під час пожеж або вибухів. Це питання особливо актуальне в умовах воєнного часу.

Хоча різні нормативні документи можуть по-різному трактувати термін "прогресуюче обвалення", вони мають спільні риси, пов'язані з помилками проектування, неточними розрахунками навантажень та недооцінкою можливих впливів на будівлю під час її експлуатації, таких як вибухи та пожежі. Основна мета всіх методів – забезпечити стійкість будівлі та її захист від локальних руйнувань через розподіл навантаження і підвищення міцності конструкцій.

В даній роботі прогресуюче руйнування розглянуто на прикладі громадської будівлі – торгово-офісного центру. Будівля, в плані, має прямокутну форму, з розмірами 60,0x24,0м. Висота – 20,9м. Будівля має 4 поверхи та підвал. Конструктивна схема будівлі – рамна, з перехресним розташуванням ригелів. Конструкції каркасу виконано монолітними, зовнішні огорожуючі конструкції виконано з керамічної цегли.

Дослідження на вплив прогресуючого обвалення виконувався за трьома варіантами:

- 1) вилучення колони середнього ряду в рівні підвалу;
- 2) вилучення колони крайнього ряду в рівні першого поверху;

3) вилучення ділянки перекриття над першим поверхом.

Після визначення варіантів дослідження прогресуючого обвалення було виконано моделювання розрахункової схеми для кожного варіанту, а також було виконано визначення та задання навантажень на розрахункову схему.

Оскільки передбачити всі можливі сценарії прогресуючого обвалення неможливо, ключовим етапом у розрахунках на аварійне обвалення є вибір і погодження з конструктором та замовником найбільш ймовірних сценаріїв обвалення, що максимально відповідають умовам розташування об'єкта на місцевості.

Результати дослідження підтвердили, що конструктивні рішення, прийняті в проекті запобігають прогресуючому обваленню, та забезпечують вимоги міцності та стійкості будівлі.

Список використаної літератури

1. ДБН В.1.2-14:2018 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд».
2. ДБН В.2.2-41:2019 «Висотні будівлі. Основні положення».
3. ДБН В.1.2-6:2021 «Основні вимоги до будівель і споруд. Механічний опір та стійкість».
4. ДСТУ-Н Б EN 1991-1-7:2010 «Єврокод 1. Дії на конструкції. Загальні дії. Особливі динамічні впливи (EN 1991-1-7:2006, IDT)».
5. ДСТУ 8855:2019 «Будівлі та споруди. Визначення класу наслідків (відповідальності)».
6. ДБН В.1.1-7:2016 «Пожежна безпека об'єктів будівництва».
7. ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи. Норми проектування».
8. ДСТУ 3760:2019 Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій.
9. ДБН В.2.6-31:2021 «Теплова ізоляція та енергоефективність будівель».
10. ДБН В.2.6-33:2018 «Конструкції зовнішніх стін із фасадною теплоізоляцією. Вимоги до проектування».
11. ДБН В.2.6-162:2010 «Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення».
12. ДБН В.2.6-220:2017 «Покриття будівель і споруд».
13. ДСТУ-Н Б EN 1990:2008 Єврокод. Основи проектування конструкцій (EN 1990:2002, IDT)
14. Belytschko, T.; Chiapetta, R.L. & Bartel, H.D.: Efficient Large Scale Non-Linear Transient Analysis by Finite Elements. International Journal for Numerical Methods in Engineering.
15. Bakeer T.: Collapse analysis of masonry structures under earthquake actions. Publication Series of the Chair of Structural Design, TU Dresden, 2009.
16. ДБН В.2.2-24:2009 «Будинки і споруди. Проектування висотних житлових і громадських будинків».
17. МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ до виконання випускної магістерської кваліфікаційної роботи в галузі знань: 19 «Архітектура і будівництво» спеціальності: 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

Збір навантажень

Навантаження від покрівлі на 1м²

Табл. А.1.

Навантаження	Характеристичне значення	γ_f	Розрахункове значення	Примітка
Постійне				
Єврорубероїд "Техноніколь Уніфлекс" ЕКП 4,7	3,4	1,2	4,08	
Гідроізоляційна плівка	0,09	1,2	0,108	
Цементно-піщана стяжка $\delta=0,05\text{м.}, \gamma=1800\text{кгс/м}^3$	90	1,2	108	
Жорсткі мінераловатні плити Isover $\delta=0,2\text{м.}, \gamma=150\text{кгс/м}^3$	30	1,2	36	
Пароізоляційна плівка	0,10	1,2	0,12	
Монолітна плита перекриття $\delta=0,2\text{м.}, \gamma=2500\text{кгс/м}^3$	500	1,1	550	
Корисне навантаження (п.9в табл.6.2. ДБН В.1.2-2:2006)	50	1,3	65	
Всього	673,59		763,31	
Тимчасове				
Снігове навантаження (ДБН В.1.2-2:2006)	145	1,14	165,30	
Всього	818,59		928,61	

Навантаження від перегородок на 1м.п.

Табл. А.2.

Місце розташування/товщина	Характеристичне значення	γ_f	Розрахункове значення	Примітка
Перегородки 1-4 поверх	$0,12 \times 4,0 \times 1900 = 912$	1,2	1 094,40	

Навантаження від підлог 1-го типу на 1м² (тамбури, торгові зали, санвузли, їдальня, кухня)

Табл. А.3.

Навантаження	Характеристичне значення	γ_f	Розрахункове значення	Примітка
Постійне				
Керамічна плитка	18,5	1,2	22,2	
Клейова суміш для плитки $\delta=0,04\text{м.}, \gamma=800\text{кгс/м}^3$	32	1,3	41,6	
Цементно-піщана стяжка $\delta=0,05\text{м.}, \gamma=1800\text{кгс/м}^3$	90	1,3	117	
Монолітна плита перекриття $\delta=0,2\text{м.}, \gamma=2500\text{кгс/м}^3$	500	1,1	550	

Продовження табл. А.3.

Всього	640,50		730,80	
Тимчасове				
Корисне навантаження (п.4г табл.6.2. ДБН В.1.2-2:2006)	400	1,3	520	
Всього	1 040,50		1 250,80	

Навантаження від підлог 2-го типу на 1м²
(гардеробні, офісні приміщення)

Табл. А.4.

Навантаження	Характеристичне значення	γ_f	Розрахункове значення	Примітка
Постійне				
Ламінат $\delta=0,01\text{м.}, \gamma=870\text{кгс/м}^3$	8,7	1,2	10,44	
Подложка $\delta=0,005\text{м.}, \gamma=25\text{кгс/м}^3$	0,125	1,2	0,15	
Гідроізоляційна плівка	0,09	1,2	0,108	
Монолітна плита перекриття $\delta=0,2\text{м.},$ $\gamma=2500\text{кгс/м}^3$	500	1,1	550	
Всього	508,92		560,70	
Тимчасове				
Корисне навантаження (п.4г табл.6.2. ДБН В.1.2-2:2006)	200	1,3	260	
Всього	708,92		820,70	

Навантаження від підлог 3-го типу на 1м²
(гардеробні, офісні приміщення)

Табл. А.5.

Навантаження	Характеристичне значення	γ_f	Розрахункове значення	Примітка
Постійне				
Поліуретанове покриття $\delta=0,05\text{м.}, \gamma=1130\text{кгс/м}^3$	56,5	1,3	73,45	
Полімерна ґрунтовка	0,5	1,3	0,65	
Монолітна плита перекриття $\delta=0,2\text{м.},$ $\gamma=2500\text{кгс/м}^3$	500	1,1	550	
Всього	557,00		624,11	
Тимчасове				
Корисне навантаження (п.5 табл.6.2. ДБН В.1.2-2:2006)	500	1,3	650	
Всього	1 057,00		1 274,11	

Навантаження на сходи на 1м²

Табл. А.6.

Навантаження	Характеристичне значення	γ_f	Розрахункове значення	Примітка
Постійне				
Керамічна плитка	18,5	1,2	22,2	
Клейова суміш для плитки $\delta=0,04\text{м.}, \gamma=800\text{кгс/м}^3$	32	1,3	41,6	
Цементно-піщана стяжка $\delta=0,05\text{м.}, \gamma=1800\text{кгс/м}^3$	90	1,3	117	
Монолітна плита перекриття $\delta=0,2\text{м.},$ $\gamma=2500\text{кгс/м}^3$	500	1,1	550	
Всього	640,50		730,80	
Тимчасове				
Корисне навантаження (п.4г табл.6.2. ДБН В.1.2-2:2006)	400	1,3	520	
Всього	1 040,50		1 250,80	

Навантаження від зовнішніх стін на 1м.п.

Табл. А.7.

Місце розташування/товщина	Характеристичне значення	γ_f	Розрахункове значення	Примітка
Стіни, підвал-4 поверх, 380мм	$0,38 \times 3,4 \times 1900 = 2454,80$	1,2	2 945,76	

Навантаження на стіни від фасаду на 1м²

Табл. А.8.

Навантаження	Характеристичне значення	γ_f	Розрахункове значення	Примітка
Постійне				
Касетон	5	1,05	5,25	
Направляюча	1	1,05	1,05	
Кронштейн	9,2	1,05	9,66	
Плити із мінеральної вати на синтетичному в'язучому $\delta=0,15\text{м.}, \gamma=135\text{кгс/м}^3$	16,2	1,2	19,44	
Клейова суміш $\delta=0,01\text{м.}, \gamma=800\text{кгс/м}^3$	8	1,3	10,4	
Всього	39,40		45,80	
Тимчасове				
Вітрове навантаження (ДБН В.1.2-2:2006)	47	1,14	53,58	
Всього	86,40		99,38	

Розрахунок снігового навантаження

До тимчасових навантажень відноситься вага снігового покриву, який визначається згідно [7] п.8. Необхідно обчислити граничне та експлуатаційне розрахункові значення.

Граничне розрахункове значення снігового навантаження на плоску покрівлю обчислювали за формулою:

$$S_m = \gamma_{fm} S_0 C,$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності по граничному значенню снігового навантаження, визначається залежно від заданого середнього періоду повторюваності T за табл. Б.1.

Таблиця Б.1

T , років	1	5	10	20	40	50	60	80	100	150	200	300	500
γ_{fm}	0,24	0,55	0,69	0,83	0,96	1,00	1,04	1,10	1,14	1,22	1,26	1,34	1,44

В нашому випадку $\gamma_{fm}=1,14$

S_0 – характеристичне значення снігового навантаження (в Па), визначається залежно від снігового району по карті (рис. Б.1) або за додатком Е [7].

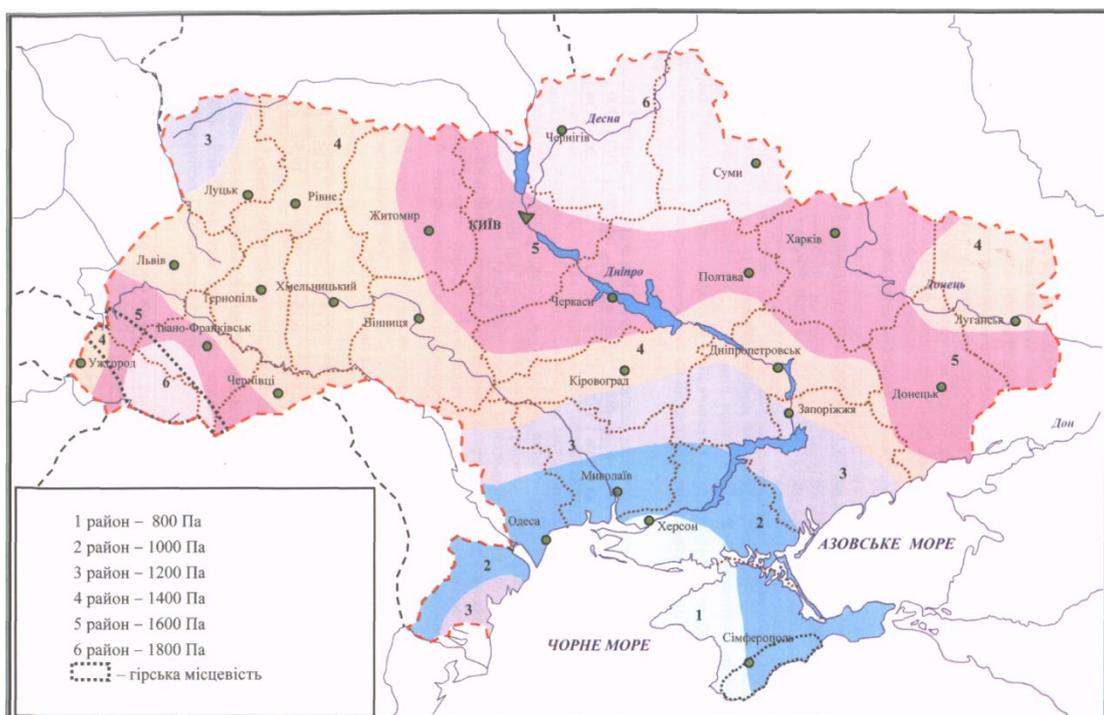


Рисунок Б.1. Карта районування території України за характеристичними значеннями ваги снігового покриву

В нашому випадку $S_0 = 1670 \text{ Па}$ для м. Суми, згідно додатку Е [7], у розрахунку приймаємо 167 кгс/м^2 .

Коефіцієнт C визначається за формулою:

$$C = \mu C_e C_{alt},$$

де μ – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні ґрунту до снігового навантаження на покрівлю, визначали за додатком Ж [7] залежно від форми покрівлі і схеми розподілу снігового навантаження, при цьому проміжні значення коефіцієнта слід визначати лінійною інтерполяцією;

C_e – коефіцієнт, що враховує режим експлуатації покрівлі, даний коефіцієнт враховує вплив особливостей режиму експлуатації на накопичення снігу на покрівлі (очищення, танення тощо) і встановлюється завданням на проектування, оскільки такі дані відсутні, то згідно [7] коефіцієнт допускається приймати таким, що дорівнює одиниці.

C_{alt} – коефіцієнт, що враховує висоту H (у кілометрах) розміщення будівельного об'єкта над рівнем моря і визначається за формулою:

$$C_{alt} = 1,4H + 0,3 \text{ (при } H \geq 0,5 \text{ км); } C_{alt} = 1 \text{ (при } H < 0,5 \text{ км)}$$

Примітка: формула, що зазначена вище використовується для об'єктів, розташованих у гірській місцевості, і дає орієнтовне значення в запас надійності. При наявності результатів снігомірних зйомок, проведених у зоні будівельного майданчика, характеристичне значення снігового навантаження визначається шляхом статистичного оброблення даних снігомірних зйомок і при цьому приймається $C_{alt} = 1$.

В нашому випадку коефіцієнт C :

$$C = 1 \times 1 \times 1 = 1$$

З урахуванням вище вказаного, обчислюємо граничне розрахункове значення снігового навантаження:

$$S_m = 1,14 \times 167 \times 1 = 190,38 \text{ кгс/м}^2$$

Експлуатаційне розрахункове значення обчислюється за формулою:

$$S_e = \gamma_{fe} S_0 C,$$

де γ_{fe} – коефіцієнт надійності за експлуатаційним значенням снігового навантаження, що визначається за табл. Б.3 залежно від частки часу η , протягом якої можуть порушуватися умови другого граничного стану.

Таблиця Б.3

η	0,002	0,005	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,1
γ_{fe}	0,88	0,74	0,62	0,49	0,40	0,34	0,28	0,10

Проміжні значення коефіцієнта γ_{fe} слід визначати лінійною інтерполяцією.

Значення η приймається за нормами проектування конструкцій або встановлюється завданням на проектування залежно від їхнього призначення, відповідальності та наслідків виходу за граничний стан. Для об'єктів масового будівництва допускається приймати $\eta = 0,02$.

В нашому випадку $\gamma_{fe} = 0,49$.

S_0 – характеристичне значення снігового навантаження (в Па), визначається залежно від снігового району по карті (рис. Б.1.) або за додатком Е [7].

В нашому випадку $S_0 = 1670$ Па для м. Суми згідно додатку Е [7], у розрахунку приймаємо 167 кгс/м^2 .

Коефіцієнт C визначається за формулою:

$$C = \mu C_e C_{alt},$$

де μ – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні ґрунту до снігового навантаження на покрівлю, визначали за додатком Ж [7] залежно від форми покрівлі і схеми розподілу снігового навантаження, при цьому проміжні значення коефіцієнта слід визначати лінійною інтерполяцією;

C_e – коефіцієнт, що враховує режим експлуатації покрівлі, даний коефіцієнт враховує вплив особливостей режиму експлуатації на накопичення снігу на покрівлі (очищення, танення тощо) і встановлюється завданням на

проектування, оскільки такі дані відсутні, то згідно [7] коефіцієнт допускається приймати таким, що дорівнює одиниці.

C_{alt} – коефіцієнт, що враховує висоту H (у кілометрах) розміщення будівельного об'єкта над рівнем моря і визначається за формулою:

$$C_{alt} = 1,4H + 0,3 \text{ (при } H \geq 0,5 \text{ км); } C_{alt} = 1 \text{ (при } H < 0,5 \text{ км)}$$

Примітка: формула, що зазначена вище використовується для об'єктів, розташованих у гірській місцевості, і дає орієнтовне значення в запас надійності. При наявності результатів снігомірних зйомок, проведених у зоні будівельного майданчика, характеристичне значення снігового навантаження визначається шляхом статистичного оброблення даних снігомірних зйомок і при цьому приймається $C_{alt} = 1$.

В нашому випадку коефіцієнт C :

$$C = 1 \times 1 \times 1 = 1$$

З урахуванням вище вказаного, обчислюємо граничне розрахункове значення снігового навантаження:

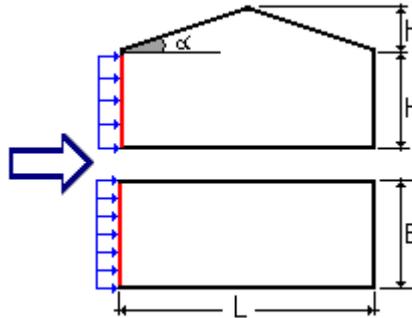
$$S_e = 0,49 \times 167 \times 1 = 81,83 \text{ кгс/м}^2$$

Розрахунок вітрового навантаження

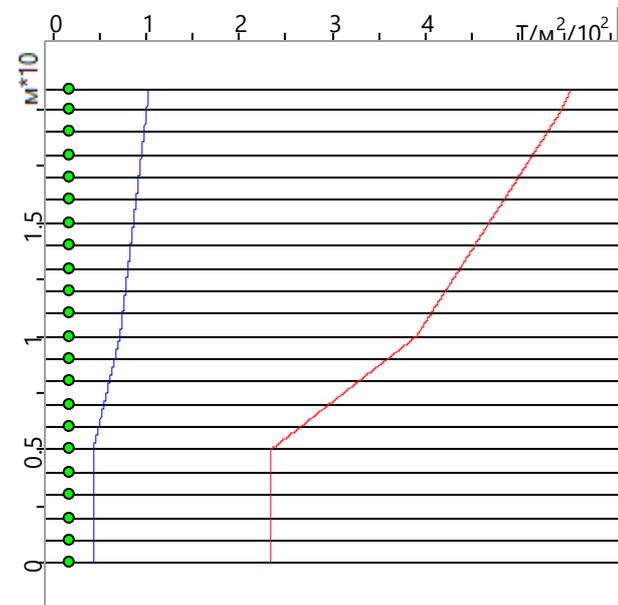
Розрахунок вітрового навантаження за коротшою стороною

Розрахунок виконано за ДБН В.1.2-2:2006 зі зміною №1,2

Вхідні дані	
Характеристичне значення вітрового тиску	0,043 Г/м ²
Тип місцевості	IV - міські площі, на яких, принаймні, 15% поверхні зайнято будівлями, які мають середню висоту, що перевищує 15 м
Тип споруди	Однопрогінні будівлі без ліхтарів
Висота розміщення будівельного об'єкта над рівнем моря	0,143 км



Параметри		
Поверхня	Ліва стіна	
Крок сканування	1 м	
Коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням g_{fm}	1,14	
Коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням g_{fe}	0,21	
H	20,9	м
B	24	м
h	0	м
L	60	м

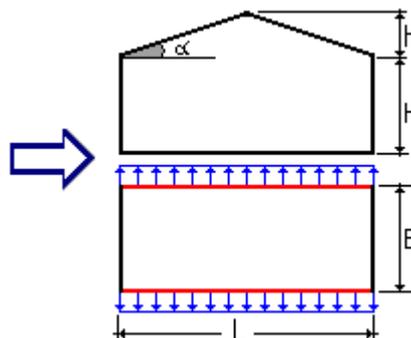


Висота (м)	Експлуатаційне значення (Т/м ²)	Граничне значення (Т/м ²)
0	0,004	0,023
1	0,004	0,023
2	0,004	0,023
3	0,004	0,023
4	0,004	0,023
5	0,004	0,023
6	0,005	0,027
7	0,005	0,03
8	0,006	0,033
9	0,007	0,036
10	0,007	0,039
11	0,007	0,041
12	0,008	0,042
13	0,008	0,044
14	0,008	0,045
15	0,009	0,047
16	0,009	0,048
17	0,009	0,05
18	0,009	0,052
19	0,01	0,053
20	0,01	0,055
20,9	0,01	0,056

Розрахунок вітрового навантаження за довшою стороною

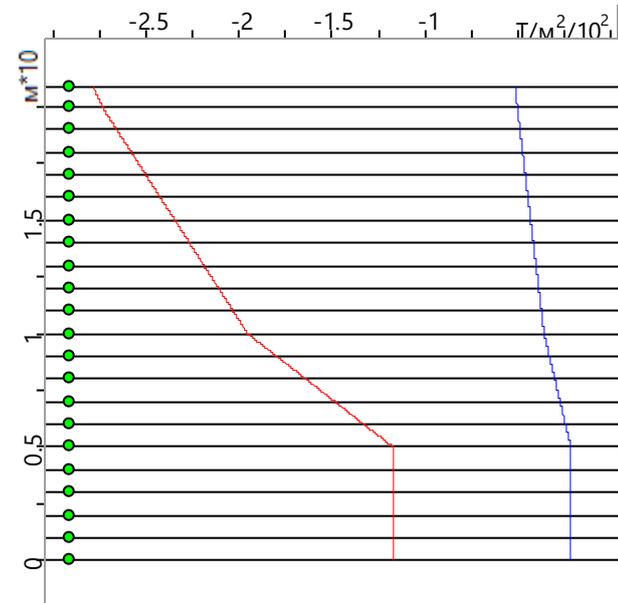
Розрахунок виконано за ДБН В.1.2-2:2006 зі зміною №1,2

Вхідні дані	
Характеристичне значення вітрового тиску	0,043 Т/м ²
Тип місцевості	IV - міські площі, на яких, принаймні, 15% поверхні зайнято будівлями, які мають середню висоту, що перевищує 15 м
Тип споруди	Однопрогінні будівлі без ліхтарів
Висота розміщення будівельного об'єкта над рівнем моря	0,143 км



Параметри	
Поверхня	Бічні стіни
Крок сканування	1 м
Коефіцієнт надійності за граничним	1,14

Параметри		
розрахунковим значенням g_{fm}		
Коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням g_{fe}	0,21	
H	20,9	М
B	24	М
h	0	М
L	60	М



Висота (м)	Експлуатаційне значення (Т/м ²)	Граничне значення (Т/м ²)
0	-0,002	-0,012
1	-0,002	-0,012
2	-0,002	-0,012
3	-0,002	-0,012
4	-0,002	-0,012
5	-0,002	-0,012
6	-0,002	-0,013
7	-0,003	-0,015
8	-0,003	-0,016
9	-0,003	-0,018
10	-0,004	-0,02
11	-0,004	-0,02
12	-0,004	-0,021
13	-0,004	-0,022
14	-0,004	-0,023
15	-0,004	-0,023
16	-0,004	-0,024
17	-0,005	-0,025
18	-0,005	-0,026
19	-0,005	-0,027
20	-0,005	-0,027
20,9	-0,005	-0,028

Максимальні зусилля, що виникають в елементах каркасу

У табл. Г.1. зазначено величину максимальної величини зусилля що виникає в елементах **колон розрахункової схеми №1 – початкова.**

Табл. Г.1.

Зусилля	Величина зусилля	Елемент та його №
N	-439,5 т	
M_y	2,6 тм	
M_z	2,9 тм	
Q_y	0,5 т	
Q_z	1,15 т	

У табл. Г.2. зазначено величину максимальної величини зусилля що виникає в **перекриттях розрахункової схеми №1 – початкова.**

Табл. Г.2.

Зусилля	Величина зусилля	Елемент та його №
M_x	4,7 тм/м	
M_y	4,4 тм/м	
Q_x	34,1 т/м	
Q_y	26,7 т/м	

У табл. Г.3. зазначено величину максимальної величини зусилля що виникає в елементах **колон розрахункової схеми №2 – вилучення колони середнього ряду в рівні підвалу.**

Табл. Г.3.

Зусилля	Величина зусилля	Елемент та його №
N	-551,7 т	
M_y	21,8 тм	
M_z	14,8 тм	
Q_y	8,1 т	
Q_z	36 т	

У табл. Г.4. зазначено величину максимальної величини зусилля що виникає в **перекритті розрахункової схеми №2 – вилучення колони середнього ряду в рівні підвалу.**

Табл. Г.4.

Зусилля	Величина зусилля	Елемент та його №
M_x	16,7 тм/м	
M_y	16,3 тм/м	
Q_x	22,1 т/м	
Q_y	21,1 т/м	

У табл. Г.5. зазначено величину максимальної величини зусилля що виникає в елементах колон розрахункової схеми №3 – вилучення колони крайнього ряду в рівні першого поверху.

Табл. Г.5.

Зусилля	Величина зусилля	Елемент та його №
N	-446,38 т	
M_y	2,38 тм	
M_z	7,8 тм	
Q_y	3,7 т	
Q_z	1,1 т	

У табл. Г.6. зазначено величину максимальної величини зусилля що виникає в перекритті розрахункової схеми №3 – вилучення колони крайнього ряду в рівні першого поверху.

Табл. Г.6.

Зусилля	Величина зусилля	Елемент та його №
M_x	19,5 тм/м	
M_y	4,4 тм/м	
Q_x	18,2 т/м	
Q_y	11,2 т/м	

У табл. Г.7. зазначено величину максимальної величини зусилля що виникає в перекритті розрахункової схеми №4 – вилучення ділянки перекриття над першим поверхом

Табл. Г.7.

Зусилля	Величина зусилля	Елемент та його №
M_x	4,7 тм/м	
M_y	5,8 тм/м	
Q_x	6,32 т/м	
Q_y	5 т/м	

Матеріали конференції

SCI-CONF.COM.UA

**SCIENCE AND SOCIETY:
MODERN TRENDS
IN A CHANGING WORLD**



**PROCEEDINGS OF XII INTERNATIONAL
SCIENTIFIC AND PRACTICAL CONFERENCE
OCTOBER 28-30, 2024**

**VIENNA
2024**

ДОСЛІДЖЕННЯ КАРКАСУ ТОРГОВО-ОФІСНОГО ЦЕНТРУ НА ПРОГРЕСУЮЧЕ ОБВАЛЕННЯ

Загорулько Ігор Юрійович,

Магістр ОПП Будівництво та цивільна інженерія

Циганенко Людмила Анатоліївна,

к.т.н., доцент

Національний Аграрний Університет

м. Суми, Україна

ihor.zahorulko45@gmail.com

tsyganenkoLA@ukr.net

Анотація: розглянуто питання моделювання прогресуючого обвалення на прикладі монолітного каркасу громадської будівлі шляхом моделювання та розрахунку трьох варіантів, які можуть спровокувати виникнення прогресуючого обвалення. Предметом дослідження став напружено деформований стан каркасу громадської будівлі.

Ключові слова: позапроектні впливи, прогресуюче руйнування, громадська будівля, монолітний каркас.

Проблема прогресуючого обвалення нині надзвичайно актуальна для України, оскільки багато об'єктів цивільної та критичної інфраструктури постраждали від ракетних та бомбових ударів, що призвело до часткових або повних руйнувань будівель. Значна кількість цих руйнувань виникла саме через ефект прогресуючого обвалення.

Прогресуюче обвалення – процес, при якому початкове локальне пошкодження розповсюджується у вигляді ланцюгової реакції між елементами будівлі (споруди), в результаті чого відбувається обвалення всієї будівлі або значної її частини.

У даному дослідженні питання прогресуючого обвалення розглянуто на прикладі громадської будівлі.

Громадська будівля має 4 поверхи та підвал. В плані має форму прямокутника розмірами в осях 60,0х24,0м та загальною висотою— 20,9м. Функціонально перший третій поверх під торгіві приміщення, четвертий поверх – офісні приміщення. Висота поверхів 4,2м., підвального поверху 3,4м,де передбачено влаштування складського приміщення.

За конструктивною схемою будівля повно залізобетонно монолітно-каркасна, утворена колонами та ригелями жорстко з'єднаними між собою. Плити перекриттям, сумісно з ригелями створюють диск жорсткості. Колони – монолітні залізобетонні, перерізом 500х500мм та 600х600мм, крок колон бхбм. Ригелі – монолітні залізобетонні, переріз – 400х600(h). Перекриття – залізобетонна плита, товщиною 200мм. Зовнішні огорожуючі конструкції – самонесучі цегляні стіни, товщиною 380мм. В якості оздоблючого шару прийнято фасадну систему з касетонів. Стіни сходових клітин та ліфтових шахт – монолітні залізобетонні товщиною 250мм. Покрівля – м'яка, рулонна, малосхила. Вікна, двері – металопластикові, металеві.

Моделювання розрахункової схеми будівлі проводилось в ПК ЛИРА САПР, що реалізує метод скінчених елементів. Розгляду підлягали три можливі варіанти прогресуючого обвалення. Варіативні схеми було обрано з урахуванням [1]. Варіанти відображені на рис.1 – рис. 3.

Варіант 1 – видалення колони середнього ряду в рівні підвального поверху:

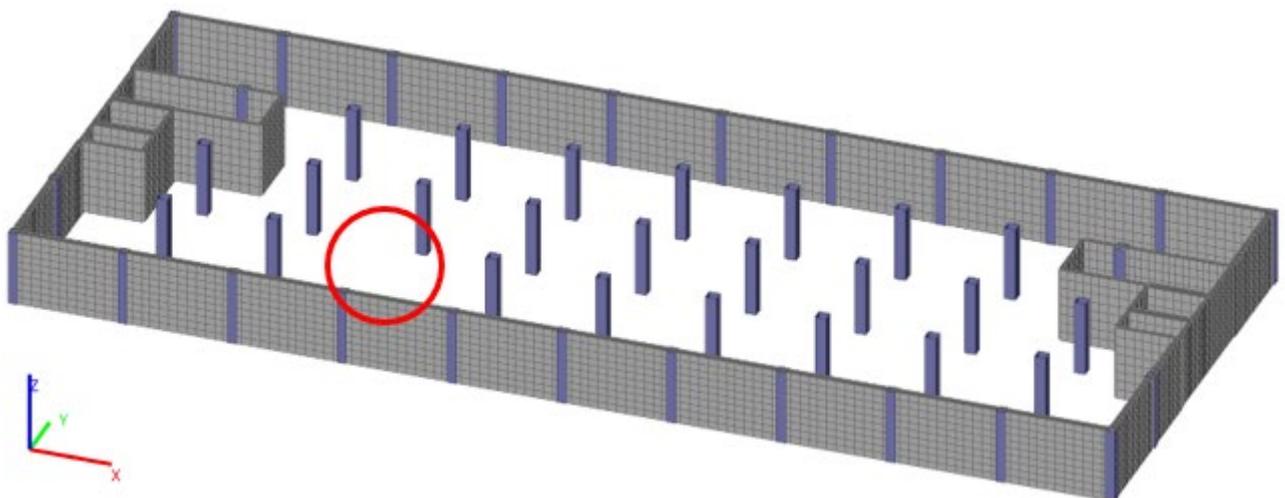


Рис. 1. Схема підвального поверху із зображенням видаленого елемента.

Варіант 2 – видалення колони крайнього ряду в рівні першого поверху:

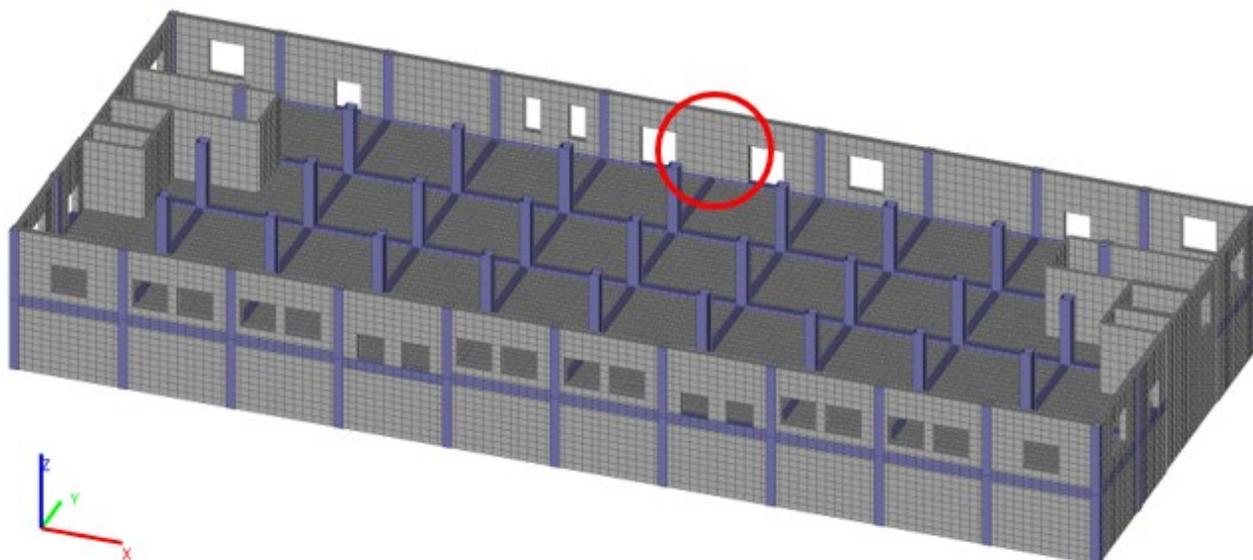


Рис. 2. Схема першого поверху із зображенням вилучених елементів.

Варіант 3 – видалення ділянки перекриття над першим поверхом:

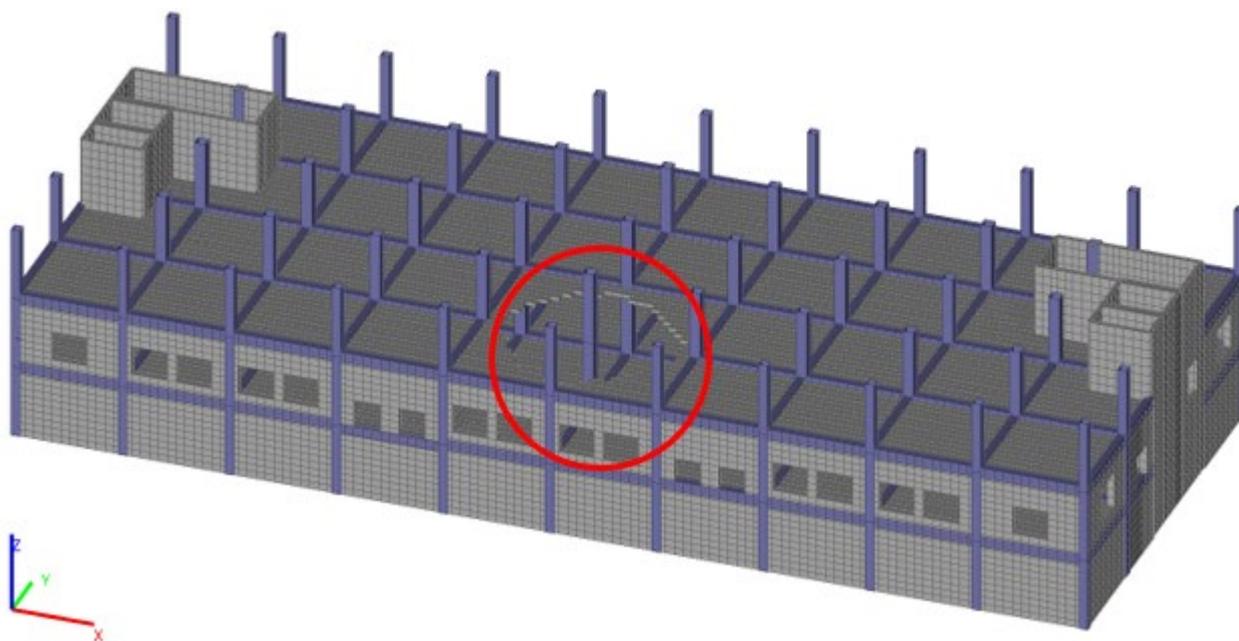


Рис. 3. Схема другого поверху із зображенням вилучених елементів.

Для проведення дослідження було створено початкову схему з завдання жорсткісних характеристик елементів, опис яких наведено вище та задавання навантажень відповідних типам приміщень будівлі. Далі вихідна схема копіювалась та редагувалась у відповідності до варіантів, що зазначені вище.

Після створення схем варіантів, виконано розрахунок кожного змодельованого варіанту окремо та проаналізовано напружено-деформований стан несучих елементів в зоні моделювання руйнування.

Розрахунки показали, що при порівнянні вихідної схеми та схеми варіанту №1 внутрішні зусилля в колонах збільшилися (в середньому) на 10%, а зусилля в плиті перекриття збільшилися (в середньому) на 2,54%. При порівнянні вихідної схеми та схеми варіанту №2 внутрішні зусилля в колонах збільшилися (в середньому) на 2,6%, а зусилля в плиті перекриття збільшилися (в середньому) на 3,2%. При порівнянні вихідної схеми та схеми варіанту №3 внутрішні зусилля в плиті перекриття збільшилися (в середньому) на 4,1%. Також було відмічено, що у всіх варіантах забезпечуються вимоги міцності та стійкості елементів каркасу, так як при вилученні елементів, зусилля перерозподіляються на сусідні елементи каркасу.

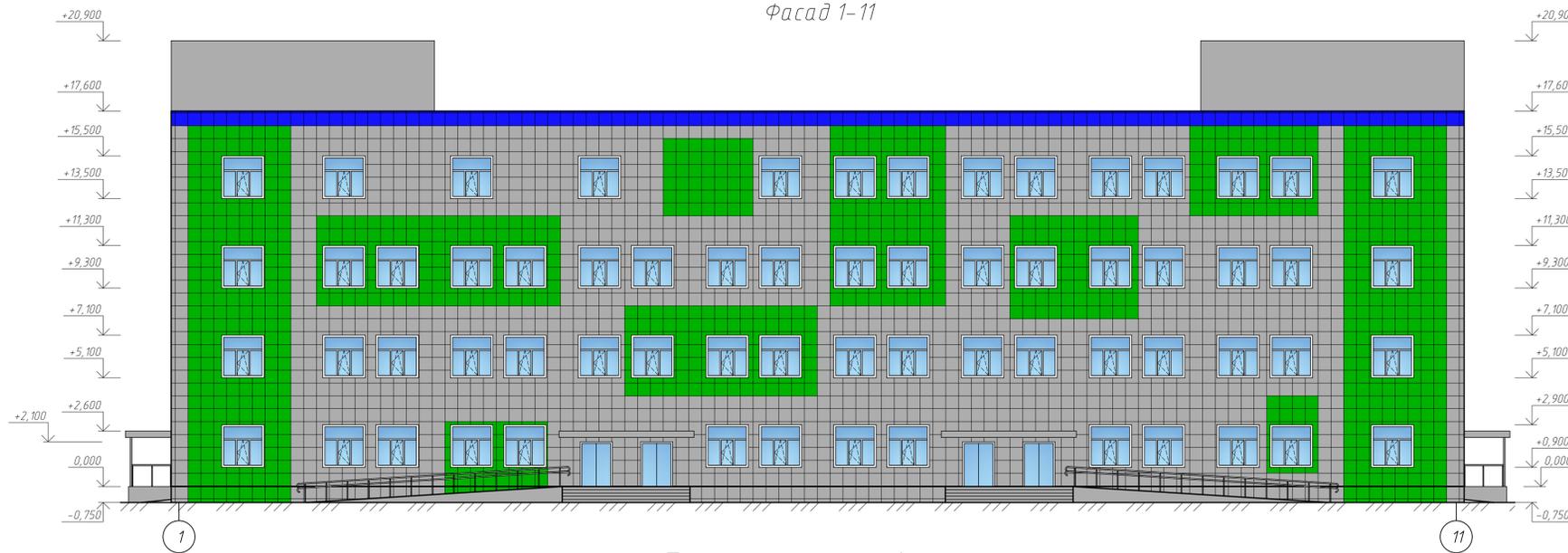
За проведеним дослідженням можна зробити такий висновок: що обрані в проекті конструктивні рішення запобігають прогресуючому обваленню будівлі та його розвиток, при цьому елементи мають необхідні показники міцності та стійкості.

Список літератури

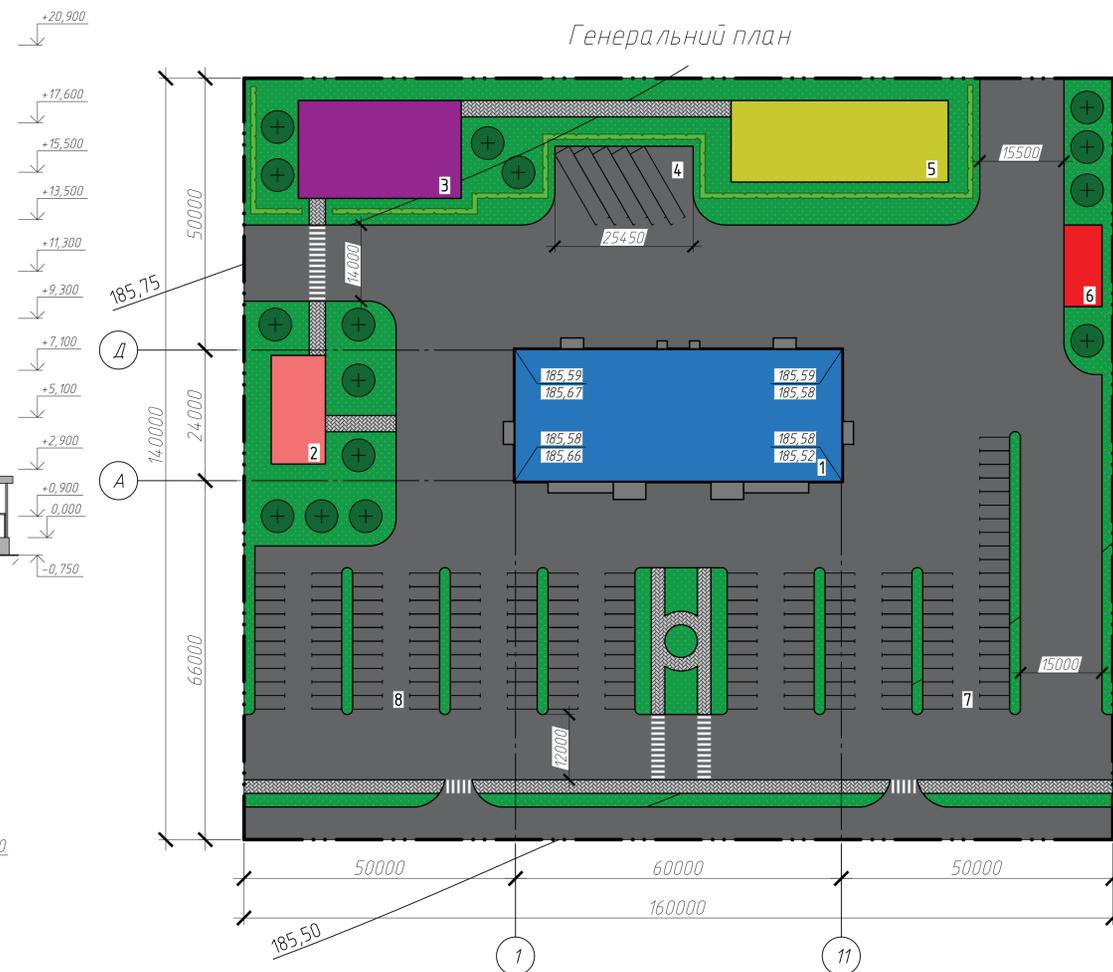
1. ДСТУ-Н Б EN 1991-1-7:2010 «Єврокод 1. Дії на конструкції. Загальні дії. Особливі динамічні впливи (EN 1991-1-7:2006, IDT)».
2. ДБН В.1.2-14-2018 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд».
3. ДБН В.2.2-41:2019 Висотні будівлі. Основні положення.
4. ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи. Норми проектування».

Креслення

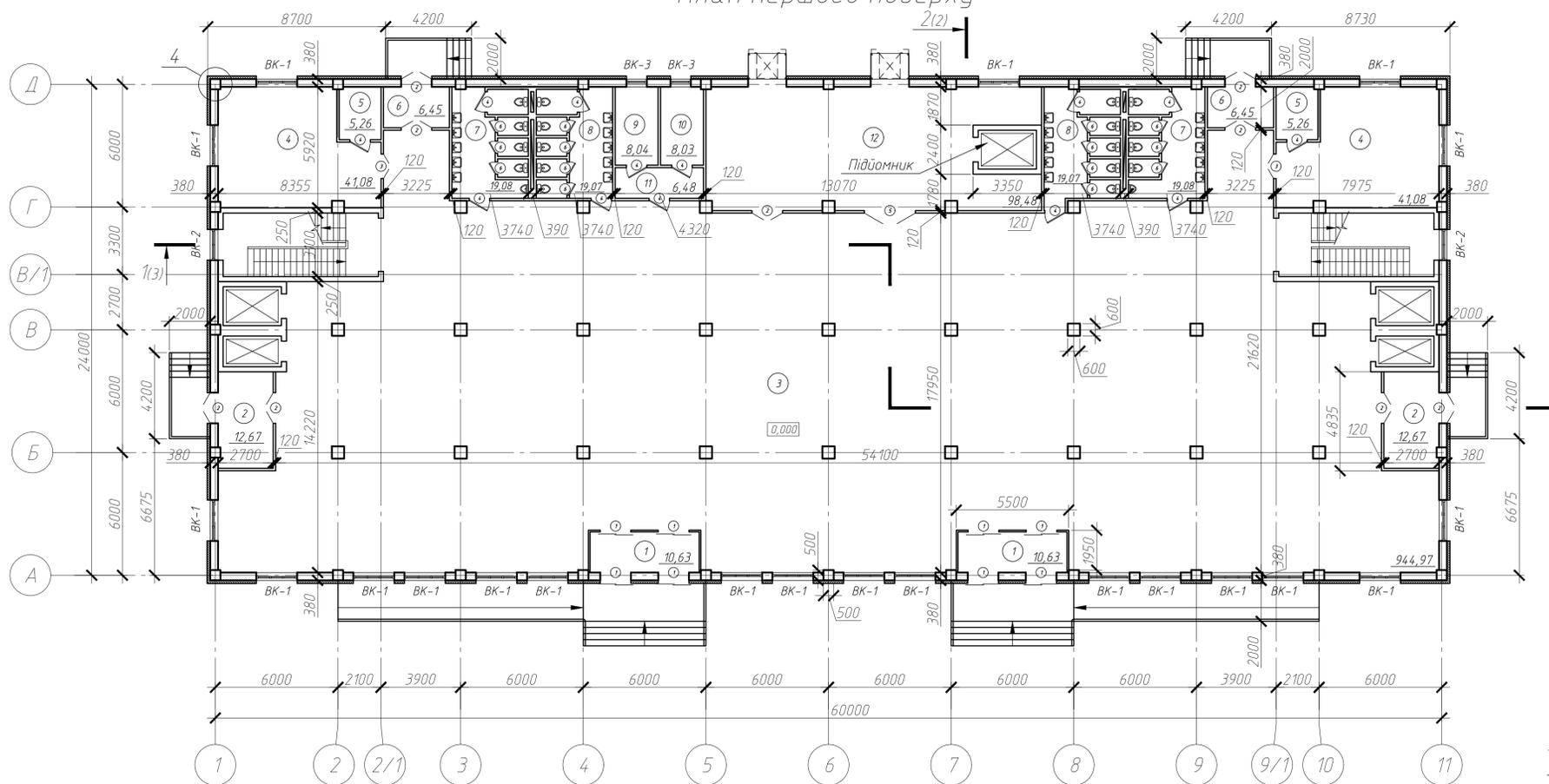
Фасад 1-11



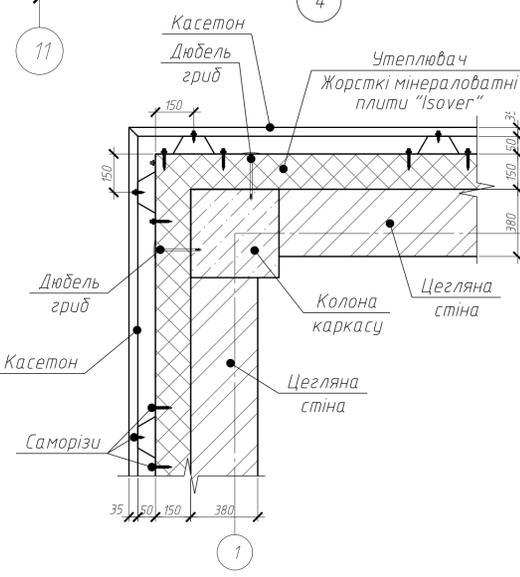
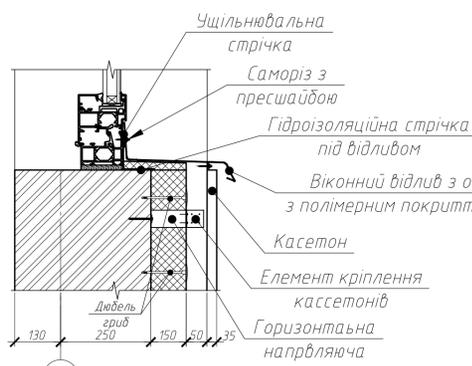
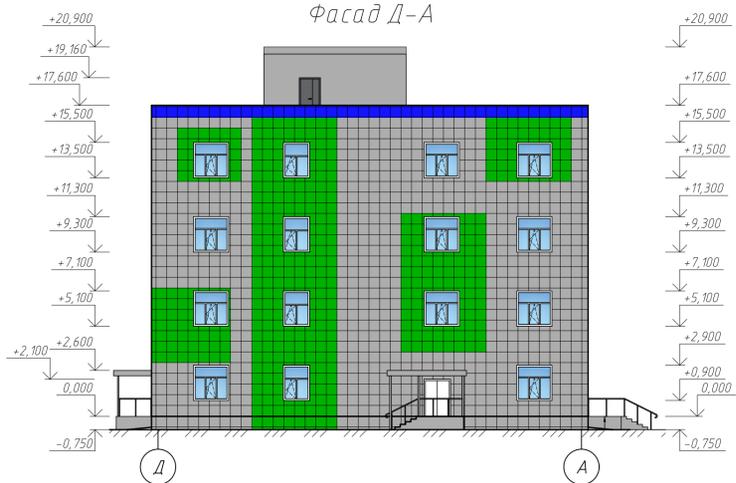
Генеральний план



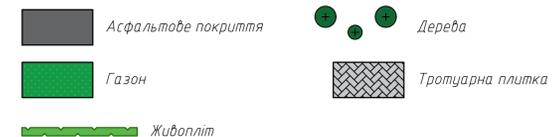
План першого поверху



Фасад Д-А



Умовні позначення



Експлікація будівель та споруд

№ на плані	Найменування	Поверховість	Площа №	Координати квадрату сітки
1	Будівля, що проектується	4	1482,25	
2	Майданчик для відпочинку персонала	-	200,00	
3	Дитячий майданчик	-	540,00	
4	Парковка для вантажних автомобілів на 5 місць	-	366,46	
5	Майданчик для відпочинку	-	600,00	
6	Майданчик для сміття	-	105,00	
7	Парковка для відвідувачів на 110 місць	-	2137,50	
8	Парковка персоналу на 40 місць	-	800,00	

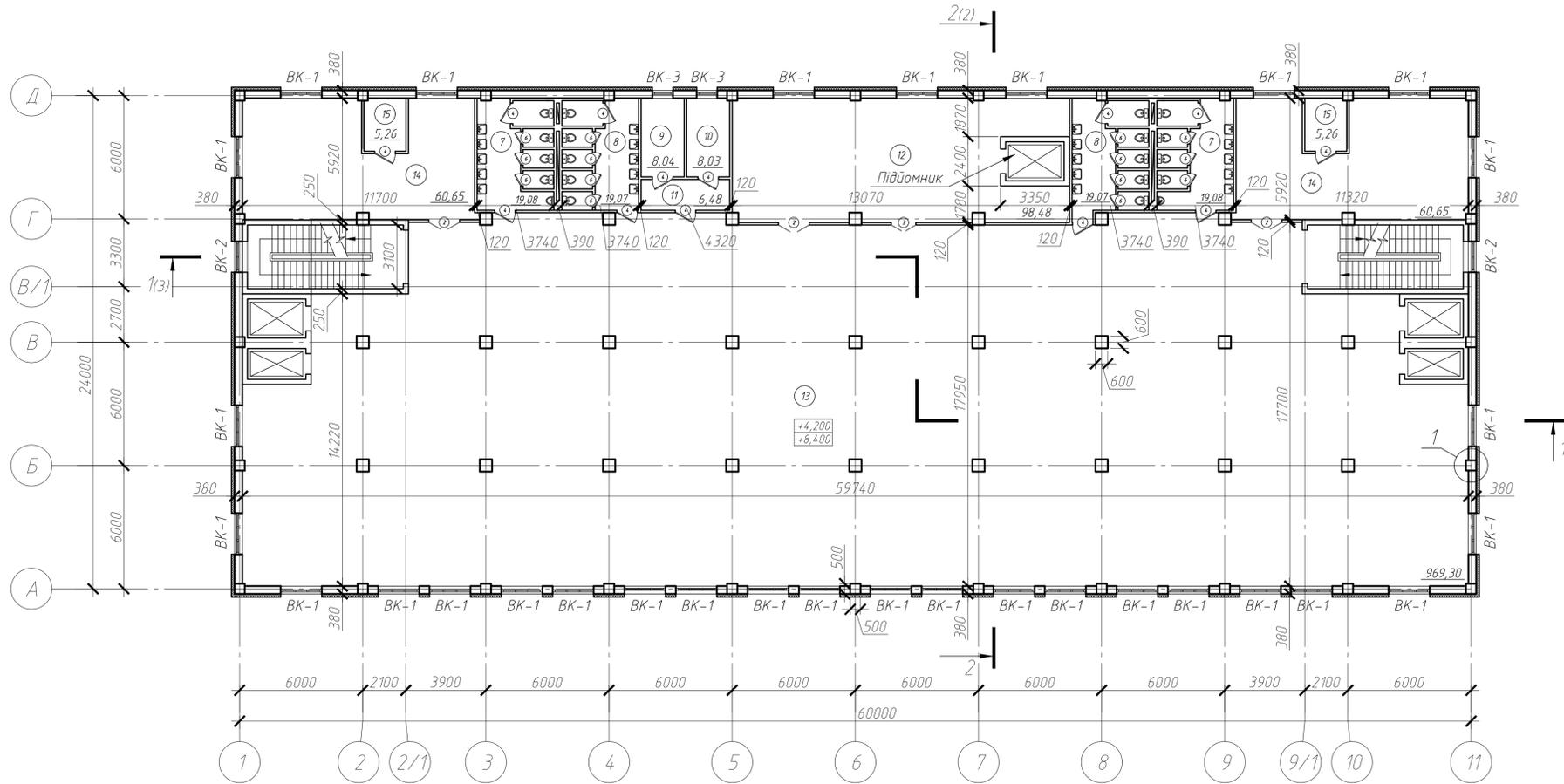
Техніко-економічні показники

Поз.	Найменування	Площа	
		№	%
1	Площа ділянки	22 400,00	100
2	Площа забудови	2 822,25	13
3	Площа асфальтування і інші покриття	16 068,00	67
4	Озеленення, земля	4 524,60	20

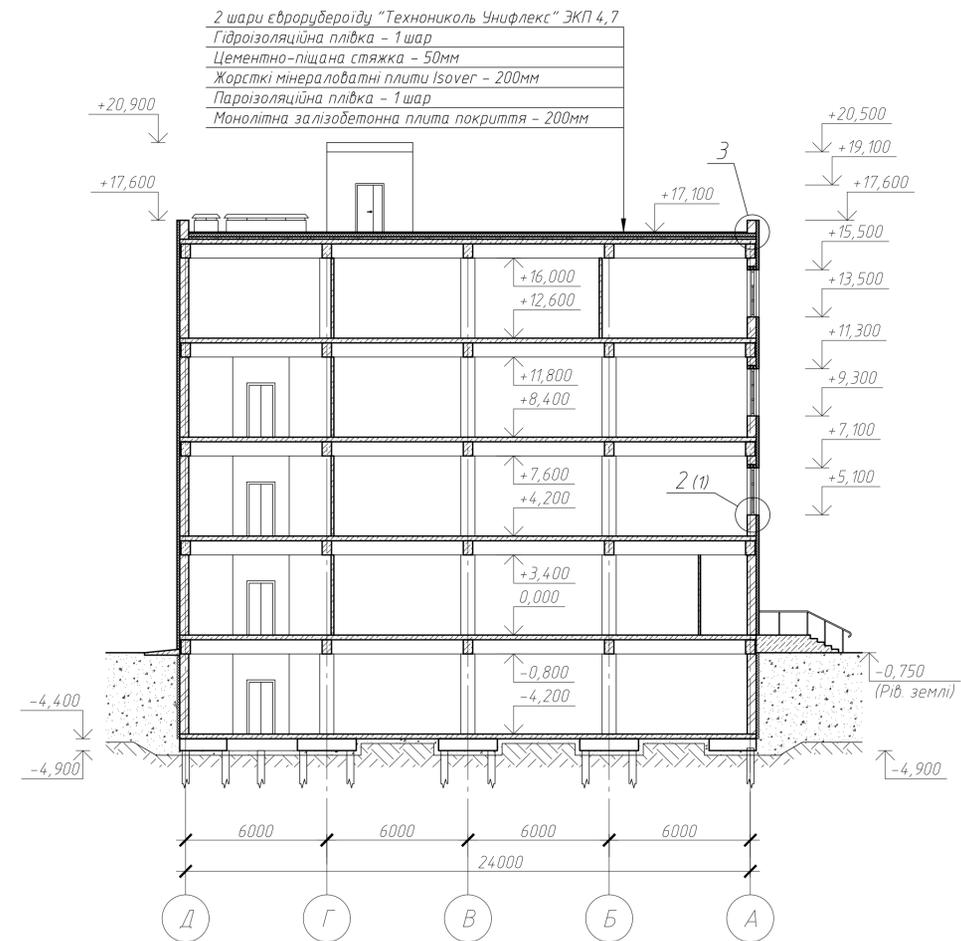
МР 14.24. БК ДР

Зм.	Арх.	№ документа	Підпис	Дата	Стадія	Маса	Масштаб
Виконав	Арх.	Заказника	Л.А.				
Керівник					Аркуш 1	Аркушів	
Дослідження каркасу торгово-офісного центру на прогресуюче обвалення					СНАУ гр. БУД 2301-1м		

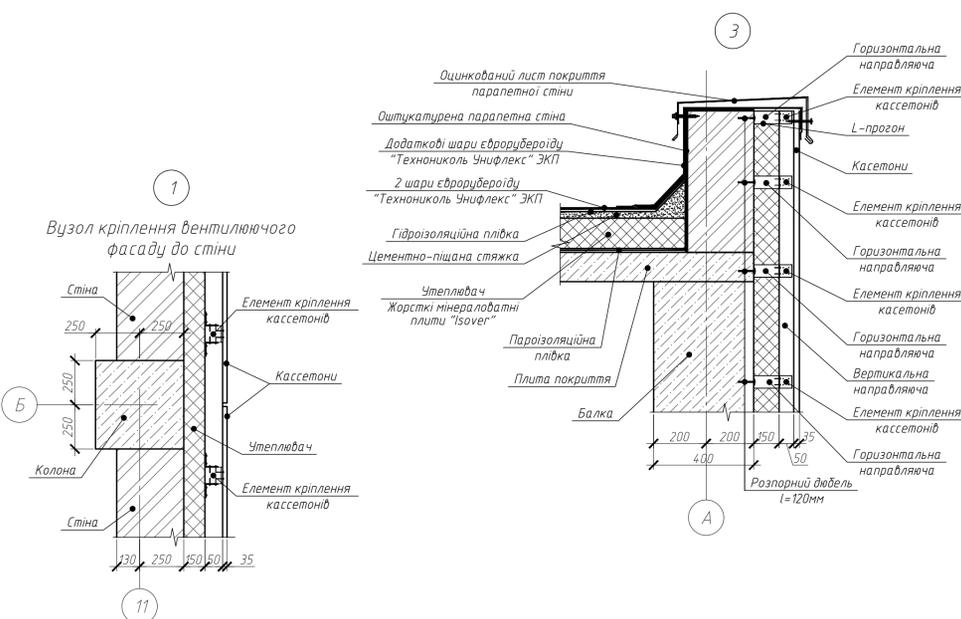
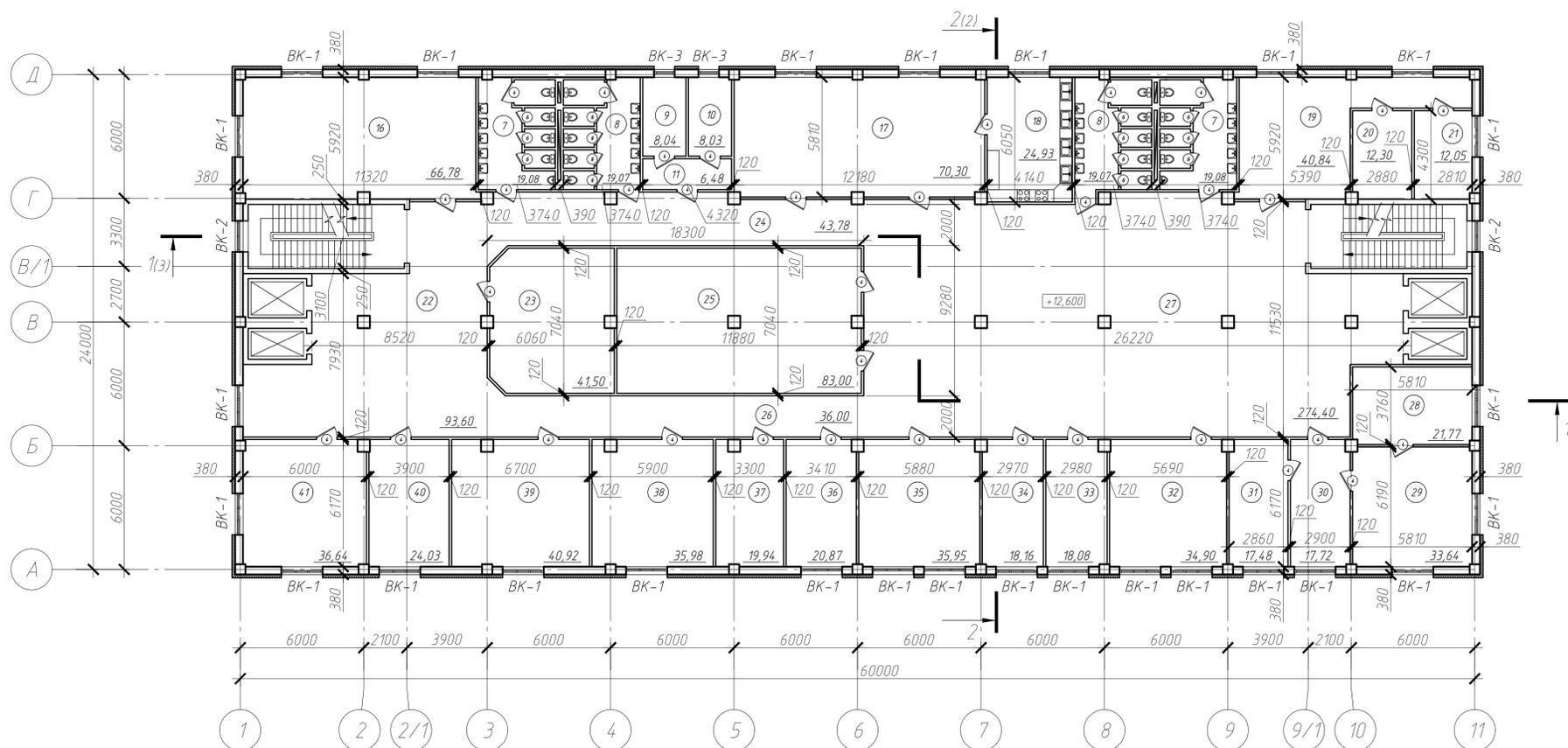
План другого та третього поверху



Розріз 2-2

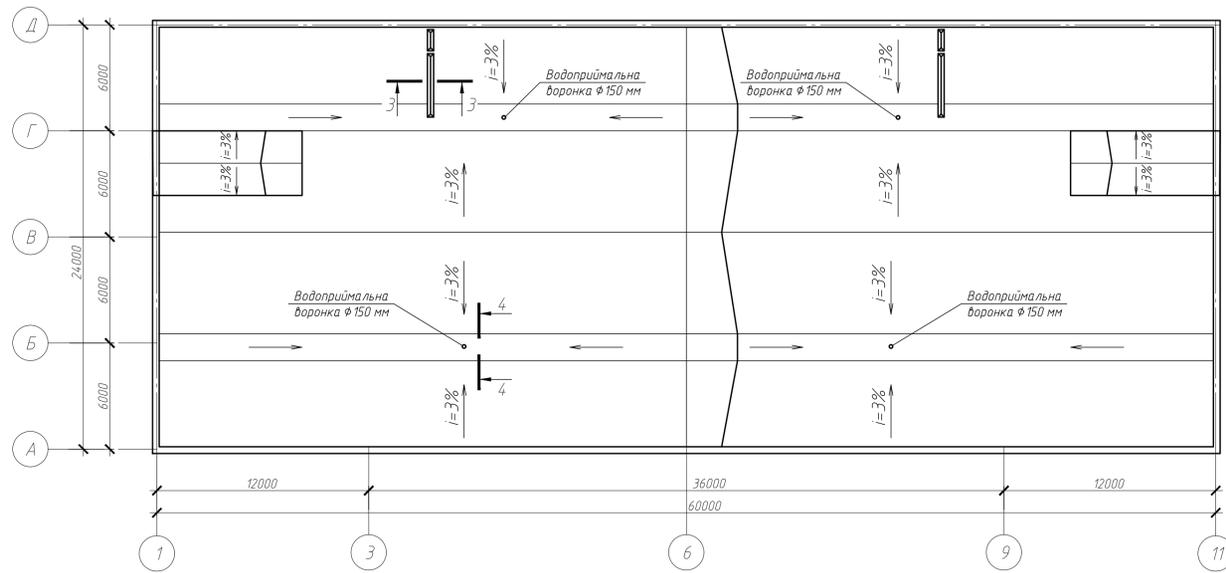


План четвертого поверху

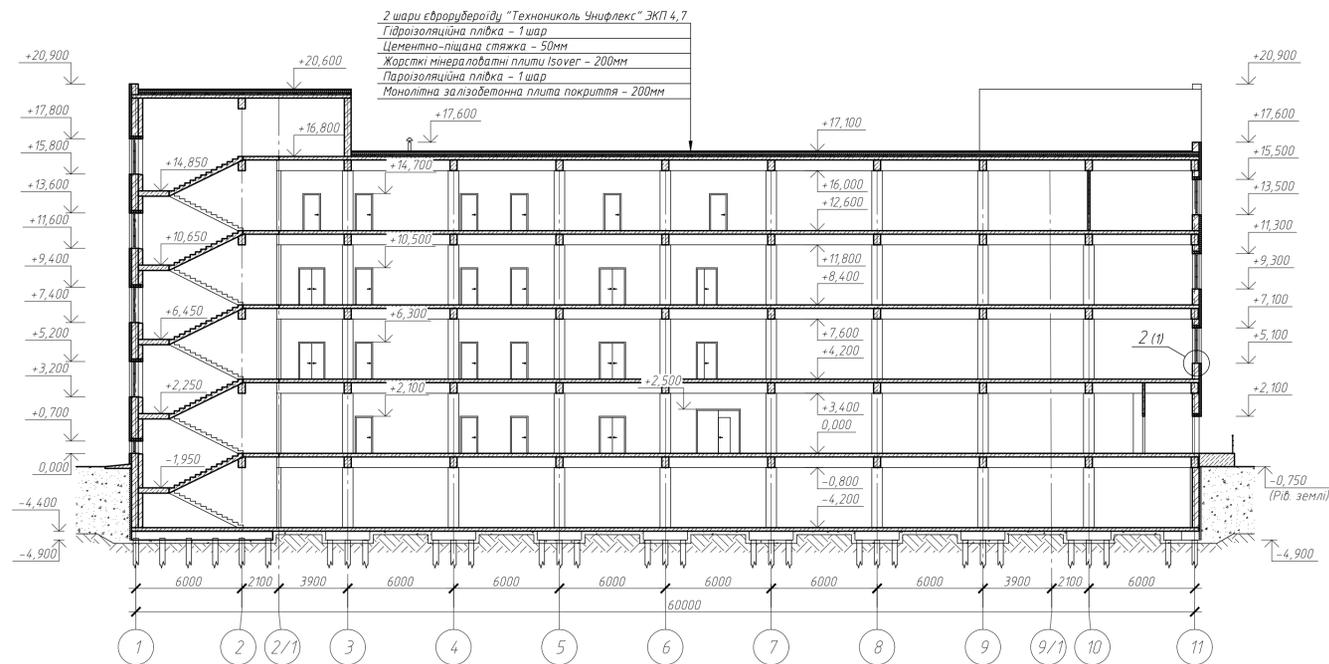


МР 14.24. БК ДР					Стая	Маса	Масштаб
Зм.	Арх.	№ документа	Підпис	Дата	Н	Аркш 2	Аркшів
Виконав	Загорюк І.Ю.						
Керівник	Циханенко Л.А.						
Дослідження каркасу торгово-офісного центру на прогресуюче oddalennya					СНАУ гр. БУД 2301-1м		
План другого поверху; План третього та четвертого поверху; Розріз 2-2; Вузол 3; Вузол 4					Формат А1		

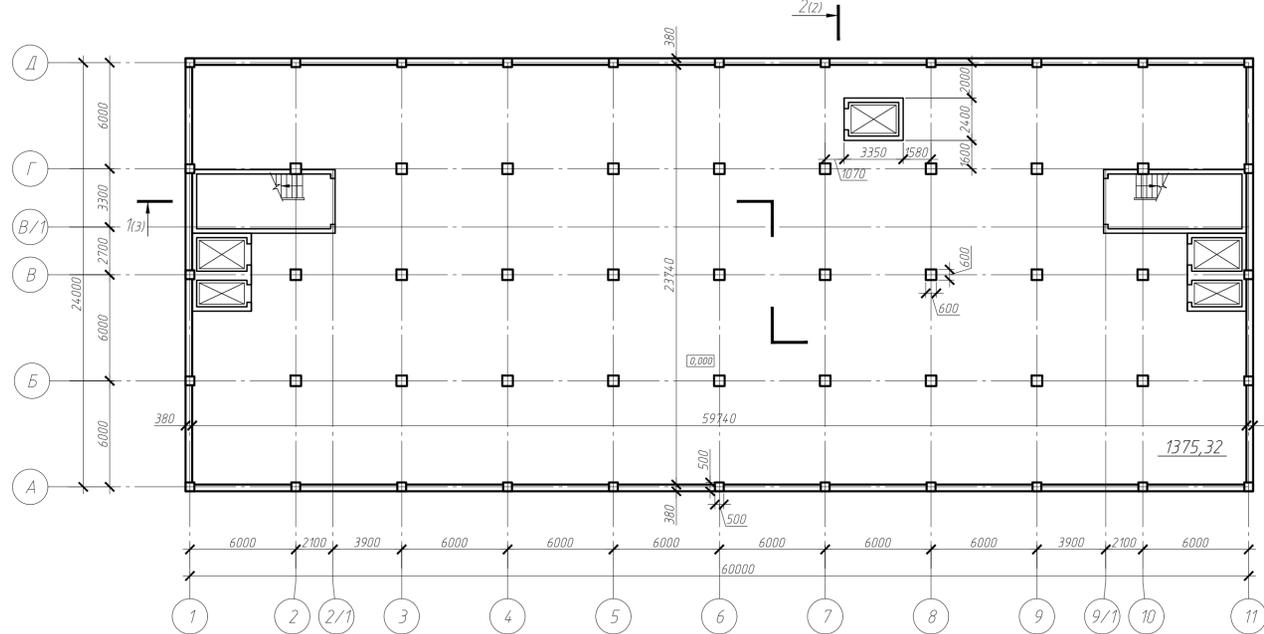
План покрівлі



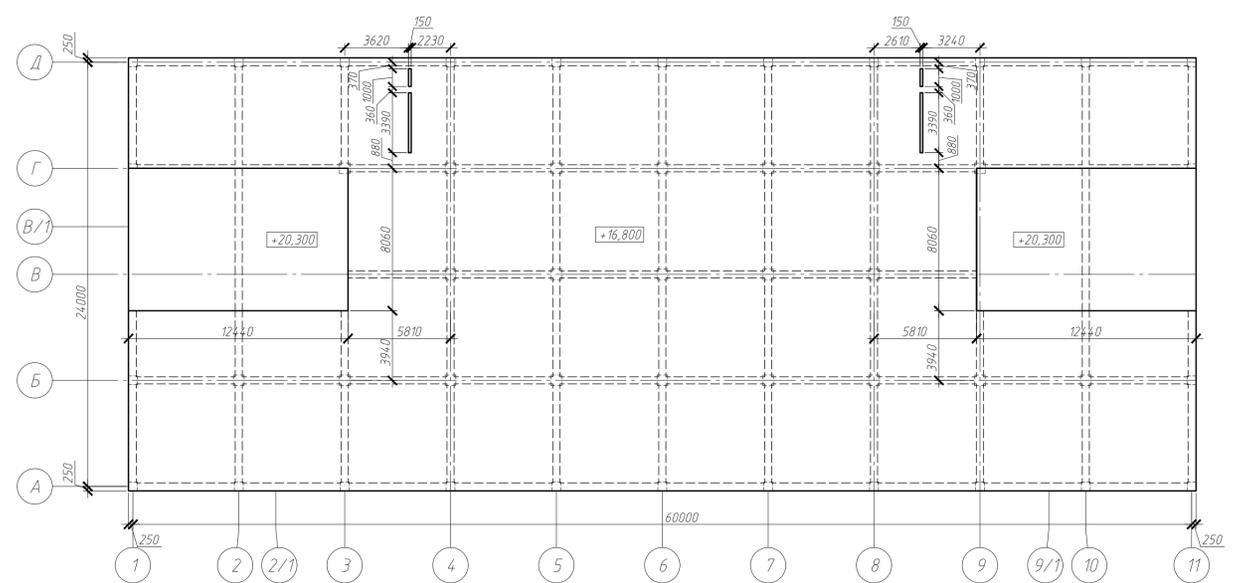
Розріз 1-1



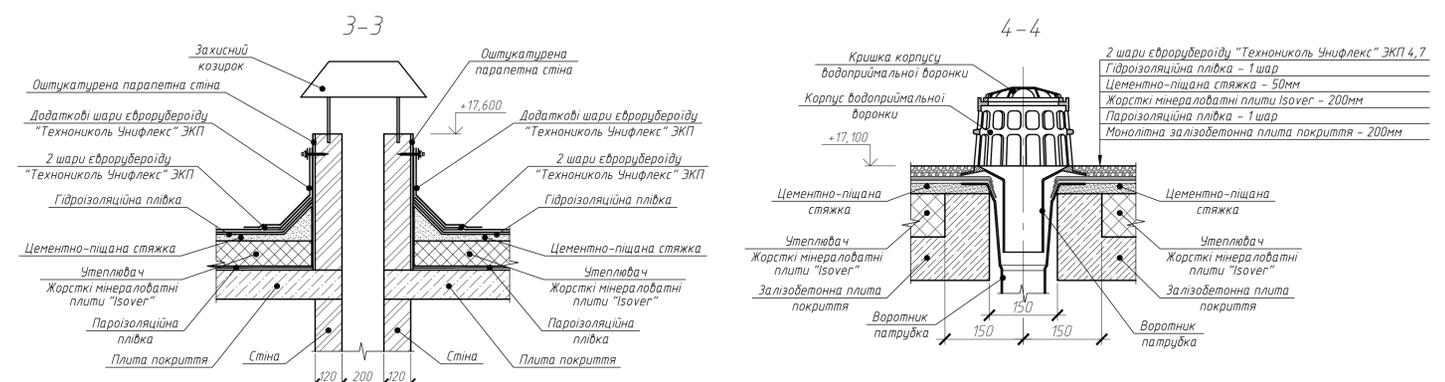
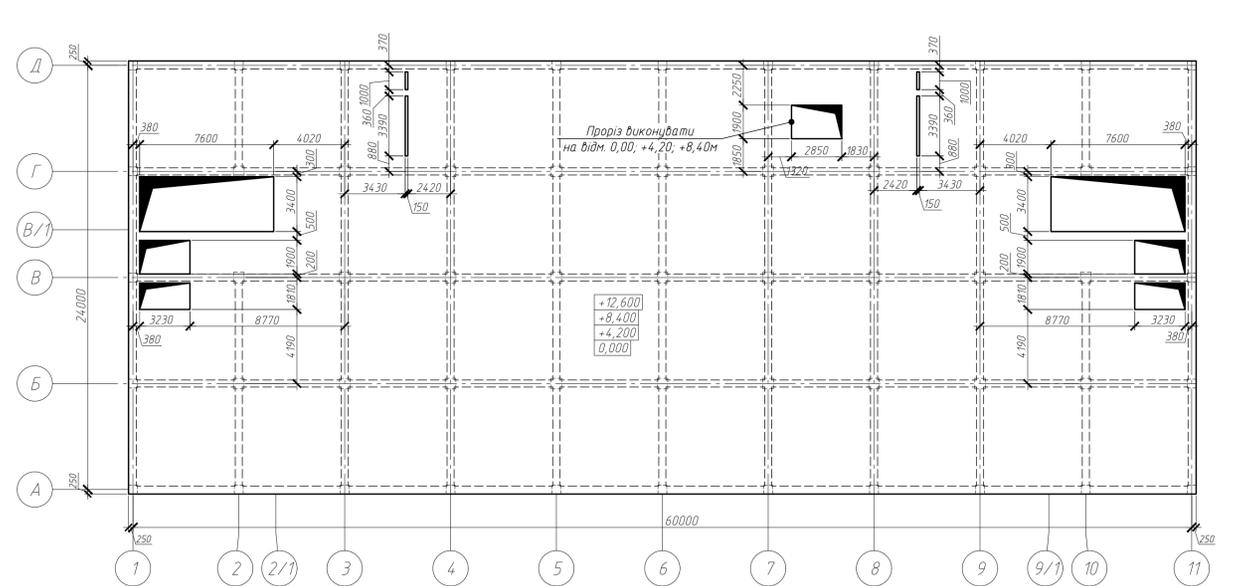
План підвалу



Плита покриття на відм. +16,80 м, +20,30 м



Плита перекриття на відм. 0,00, +4,20, +8,40, +12,60 м



МР 14.24. БК ДР					Стая	Маса	Масштаб
Зм.	Арх.	М документа	Підпис	Дата	Н		
Виконав	Загорюк І.Ю.						
Керівник	Циханенко Л.А.						
Дослідження каркасу торгово-офісного центру на прогресуюче обвалення					Аркш 3	Аркшів	
План покрівлі; Плита покриття на відм. +16,80, +20,30 м; Розріз 1-1; Плита перекриття 0,00, +4,20, +8,40, +12,60 м; План підвалу; Розріз 3-3; Розріз 4-4					СНАУ гр. БУД 2301-1м		
					Формат А1		