

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
« ___ » _____ 2025 р.

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

за другим рівнем вищої освіти

На тему: « Дослідження на прогресивне обвалення
будівлі готельного комплексу »

Виконав (ла)

(підпис)

Свистун Т.А.

(Прізвище, ініціали)

Група

БУД 2301-2м

Керівник

(підпис)

к.т.н., Луцьковський В.М.

(Прізвище, ініціали)

Суми – 2025 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

Свистуна Тараса Анатолійовича

1. Тема роботи Дослідження на прогресивне обвалення будівлі
готельного комплексу

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

Строк здачі студентом закінченої роботи: "01" березня 2025 р.

2. Вихідні дані до роботи:

Завдання на магістерську кваліфікаційну роботу. Архітектурно-будівельні
креслення.

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

Розділ 1. Загальна характеристика роботи

Розділ 2. Об'ємно-планувальні та архітектурно-конструктивні рішення
будівлі

Розділ 3. Дослідження напружено-деформованого стану та конструктивні
розрахунки

АНОТАЦІЯ

Свистун Т.А. Дослідження на прогресивне обвалення будівлі готельного комплексу – Кваліфікаційна робота магістра на правах рукопису.

Кваліфікаційна робота магістра за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія». – Сумський національний аграрний університет, Суми, 2025.

В **основній частині** описано архітектурно-конструктивні та об'ємно-планувальні рішення будівлі. Дослідження зосереджене на аналізі напружено-деформованого стану елементів каркасу будівлі. Воно здійснювалося шляхом моделювання різних сценаріїв, здатних спричинити прогресивне обвалення.

Результати дослідження було встановлено що найгіршою ситуацією із розглянутих є ситуація при якій моделювалося вилучення колони середнього ряду в рівні цокольного поверху на перетині вісей Б та 2 оскільки у порівнянні з іншими ситуаціями внутрішні зусилля в колонах більші на 1,6%, а зусилля в плитах більші на 1,3%.

Аналіз публікацій та досліджень показав, що дослідження такого типу зосереджене на вивченні механізмів руйнування конструкцій і методів запобігання значним наслідкам. Важливу роль у таких дослідженнях відіграють експериментальні дані та моделювання, які допомагають глибше зрозуміти пошкодження, здатні спричинити масштабні обвали. Особливу увагу приділено дослідженню громадських будівель із каркасною конструктивною схемою..

У **висновках** підкреслено важливість для забезпечення їхньої надійності та безпеки. Він дозволяє оцінити стійкість конструкції до поширення локальних пошкоджень, які можуть спричинити масштабне

руйнування. Такі розрахунки допомагають виявити слабкі місця споруди та розробити заходи для запобігання катастрофічним наслідкам. Особливо актуально це для громадських і багатоповерхових будівель, де ризики для життя людей є значними. В даному дослідженні проектні рішення забезпечують вимоги міцності та стійкості, та запобігають виникненню прогресивного обвалення за сценаріями, які розглядалися у даному дослідженні.

Ключові слова: монолітний каркас, готельний комплекс, прогресивне обвалення.

Список публікацій

Свистун Т.А. Дослідження на прогресивне обвалення будівлі готельного комплексу // European congress of scientific discovery. Proceedings of the 2nd International scientific and practical conference. Barca Academy Publishing. Madrid, Spain. 2025. Pp. 134-137. URL: <https://sci-conf.com.ua/iimizhnarodna-naukovo-praktichna-konferentsiya-european-congress-of-scientific-discovery-3-5-02-2025-madrid-ispaniya-arhiv/>.

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

Структура роботи

Робота складається з основного тексту на 58 сторінках, у тому числі 14 таблиць, 65 рисунка. Текст роботи містить загальну характеристику роботи, 3 розділи, висновки за результатами роботи, список з 6 використаних джерел, 4 додатків на 16 сторінках. Графічна частина складається з 5 аркушів креслень.

ЗМІСТ

1.ЗАГАЛЬНА ХАРАКТЕРИСТИКА РОБОТИ	7
Актуальність теми	7
Мета і завдання дослідження	8
Об'єкт дослідження	8
Предмет дослідження.....	8
Методи дослідження	8
Практичне значення одержаних результатів.....	9
Апробація та публікація роботи	9
2.ОГЛЯД ДОСЛІДЖЕННЯ	10
ПРОБЛЕМА ПРОГРЕСИВНОГО ОБВАЛЕННЯ	10
3. ОБ'ЄМНО-ПЛАНУВАЛЬНЕ ТА АРХІТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ БУДІВЛІ	13
ОБ'ЄМНО-ПЛАНУВАЛЬНЕ РІШЕННЯ.....	13
АРХІТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ	14
Фундаменти.....	14
Колони	14
Ригелі	14
Перекриття	14
Сходи	15
Ліфти.....	15
Покрівля	15
Стіни та перегородки	16
Вікна, двері.....	16
Підлоги	16
4.ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНО ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ТА КОНСТРУКТИВНІ РОЗРАХУНКИ	17
МЕТОДИКА ВИКОНАННЯ ДОСЛІДЖЕННЯ	17
РЕЗУЛЬТАТИ ДОСЛІДЖЕННЯ	55
ВИСНОВКИ.....	57
СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ	59
Додаток А. РОЗРАХУНОК СНІГОВОГО НАВАНТАЖЕННЯ	60
Додаток Б. МАТЕРІАЛИ КОНФЕРЕНЦІЇ.....	69
Додаток В. КРЕСЛЕННЯ.....	75

1. ЗАГАЛЬНА ХАРАКТЕРИСТИКА РОБОТИ

Актуальність теми

Питання прогресивного обвалення будівель є однією з ключових у сучасному будівництві, особливо стосовно споруд громадського призначення, таких як готельні комплекси. Ця тема набуває особливого значення у зв'язку з підвищенням вимог до безпеки та надійності будівель, що використовуються для перебування великої кількості людей. Сучасні будівлі стають дедалі складнішими за своєю конструкцією, а ризики, пов'язані з впливом зовнішніх і внутрішніх факторів, такими як техногенні аварії, природні катаклізми чи навмисні дії, вимагають глибокого аналізу можливих сценаріїв прогресивного руйнування. У випадку готельних комплексів така ситуація може мати катастрофічні наслідки через велику кількість мешканців і персоналу, що знаходяться всередині. Тому вивчення механізмів прогресивного руйнування має важливе практичне значення для проектування конструкцій, здатних протидіяти подібним сценаріям.

Актуальність дослідження зумовлена також необхідністю оновлення та вдосконалення підходів до проектування і розрахунку будівель із урахуванням нових матеріалів і технологій. Сучасні нормативні документи та рекомендації, хоча і враховують базові принципи протидії обваленню, потребують деталізації та адаптації для складних об'єктів, таких як багатоповерхові готельні комплекси.

Дослідження в цьому напрямку дозволяє оцінити вплив відмови окремих елементів каркасу на загальний стан конструкції, виявити критичні вузли, в яких можливий розвиток аварійних ситуацій, а також розробити рекомендації для забезпечення надійності та довговічності будівлі. Розв'язання цих задач сприятиме зменшенню ризику прогресивного обвалення, що особливо важливо в умовах урбанізації та щільної забудови.

Таким чином, робота в цьому напрямку є важливим етапом у забезпеченні безпеки сучасного будівництва, підвищенні довіри до інженерних рішень та зменшенні потенційних загроз для життя і здоров'я людей.

Мета і завдання дослідження

Мета та завдання – дослідження стійкості щодо впливу прогресивного обвалення каркасу будівлі готелю.

Об'єкт дослідження

Об'єкт дослідження – монолітний просторовий несучий каркас.

Предмет дослідження

У цій дослідницькій роботі предметом дослідження є напружено-деформований стан конструктивних елементів каркасу.

Методи дослідження

У ході виконання роботи було проведено аналіз нормативної документації, вивчено приклади досліджень за обраною темою, доступні у відкритих джерелах, а також здійснено збір вихідних даних, необхідних для досягнення поставленої мети. Додатково було проведено детальне ознайомлення з рекомендаціями та вимогами до створення розрахункової моделі будівлі. На завершальному етапі виконано аналіз отриманих результатів розрахунків, з метою їх інтерпретації та формулювання висновків щодо поведінки конструктивних елементів каркасу.

Практичне значення одержаних результатів

Ця робота забезпечує глибше розуміння поведінки конструктивних елементів каркасу у разі відмови окремих його частин. Аналіз дозволяє оцінити перерозподіл навантажень у конструкції, визначити слабкі місця та розробити рекомендації для підвищення надійності та стійкості будівлі в умовах аварійних ситуацій.

Апробація та публікація роботи

Свистун Т.А. Дослідження на прогресивне обвалення будівлі готельного комплексу // European congress of scientific discovery. Proceedings of the 2nd International scientific and practical conference. Barca Academy Publishing. Madrid, Spain. 2025. Pp. 134-137. URL: <https://sci-conf.com.ua/ii-mizhnarodna-naukovo-praktichna-konferentsiya-european-congress-of-scientific-discovery-3-5-02-2025-madrid-ispaniya-arhiv/>.

2. ОГЛЯД ДОСЛІДЖЕННЯ

ПРОБЛЕМА ПРОГРЕСИВНОГО ОБВАЛЕННЯ

Проблема прогресивного обвалення готельних комплексів є критично важливою у сфері надійності будівлі, оскільки безпосередньо впливає на безпеку людей, які перебувають у цих будівлях, і на стійкість самих будівель.

Прогресивне обвалення — це ланцюгова реакція руйнування конструкцій, що спричинена відмовою чи руйнуванням одного або декількох конструктивних елементів, що призводить до обвалення значної частини будівлі або її повного руйнування.

Через свою функціональність та архітектурну складність готельні комплекси є особливо вразливими до таких надзвичайних ситуацій. Перш за все, специфіка готельних комплексів полягає в їх архітектурно-конструктивній складності та кількості функціональних зон. Багатоповерхові будівлі, що містять номери, конференц-зали, ресторани, басейни, паркінги та інші об'єкти, мають складні конструктивні елементи, що працюють разом. Вихід з ладу навіть одного критичного елемента, такого як колона або ригель, може призвести до ланцюгового обвалення через втрату стійкості сусідньої конструкції. Ситуація значно погіршується високою щільністю людей в готелях, через підвищений потенційний ризик для життя і здоров'я. По-друге, важливим фактором, що підвищує ризик прогресивного обвалення, є використання сучасних будівельних матеріалів і технологій. З одного боку, нові матеріали, такі як високоміцний бетон, легкі металеві конструкції та композитні елементи, можуть зменшити вагу будівель та покращити їхні експлуатаційні характеристики, а з іншого боку, ці матеріали можуть мати обмежену здатність до пластичної деформації, що може прискорити процес обвалення у разі локального руйнування елементів. Крім того, широке використання модульних і збірних конструкцій збільшує ймовірність виникнення дефектів у стиках і з'єднаннях, які можуть призвести до обвалення.

Іншим аспектом цієї проблеми є складність прогнозування та моделювання прогресивного обвалення. Все ще залишається складним завданням точне моделювання поведінки конструкції, коли окремі елементи виходять з ладу. Це пов'язано з тим, що необхідно враховувати багато факторів, таких як геометрична нелінійність, фізична нелінійність матеріалів, динамічні ефекти та складність взаємодії елементів конструкції. У випадку готелів ще більше ускладнюється великою кількістю міжповерхових перекриттів, вертикальних комунікаційних шахт та інших елементів, які створюють додаткові навантаження на несучу конструкцію. Зовнішні фактори, такі як сейсмічна активність, техногенні аварії та терористичні атаки, також мають значний вплив на ризик прогресивного обвалення. Наприклад, вибухи або ударні хвилі на нижніх рівнях будівлі можуть спричинити локальні руйнування конструкцій, які можуть швидко поширитися по всій будівлі.

Особливу загрозу становлять готелі в сейсмонебезпечних регіонах або в зонах густонаселених мегаполісів. Однією з головних труднощів у запобіганні прогресивному обваленню є те, що це явище не враховується на етапі проектування. Існуючі будівельні норми містять загальні рекомендації щодо забезпечення стійкості конструкцій, але часто не враховують особливі вимоги складних об'єктів, таких як готелі. Це стосується як вибору конструктивної схеми, так і розробки детальних рішень елементів і з'єднань. Відсутність системного підходу до аналізу можливих сценаріїв прогресивного обвалення може призвести до недооцінки ризику та неврахування потенційних слабких місць у конструкції. Крім того, важливим фактором є експлуатаційна безпека готельних будівель. Під час експлуатації корозія, механічні пошкодження, втома матеріалу або неадекватні ремонтні роботи можуть поступово знижувати несучу здатність конструкції. Все це підвищує ймовірність появи локальних дефектів, які можуть спровокувати ланцюг обвалів. У зв'язку з цим важливу роль відіграє впровадження автоматизованих систем контролю, які здійснюють регулярний моніторинг технічного стану будівель і забезпечують своєчасне

виявлення потенційно небезпечних дефектів. Таким чином, проблема прогресивного обвалення, руйнування, будівель готелів має широкий спектр технічних, нормативних та експлуатаційних аспектів. Для ефективного вирішення цієї проблеми необхідно вдосконалювати методи аналізу та проектування конструкцій, забезпечувати належний контроль за якістю будівництва та експлуатації, а також враховувати всі можливі фактори ризику на етапі розробки проекту. Забезпечення надійності та безпеки готельних комплексів є ключовим питанням для зниження ймовірності виникнення аварійних ситуацій та захисту життя і здоров'я людей.

3. ОБ'ЄМНО-ПЛАНУВАЛЬНЕ ТА АРХІТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ БУДІВЛІ

Дослідження на прогресивне обвалення в даній роботі розглянуто на прикладі будівлі готельного комплексу. Будівля розміщена в м. Чернігів.

ОБ'ЄМНО-ПЛАНУВАЛЬНЕ РІШЕННЯ

Будівля в плані має форму двох прямокутників розміром 12x12 м з кожного боку, розміщені під кутом 60° один до одного.

Фасад будівлі виконаний з цегли і має сучасний та респектабельний вигляд. Вертикальне сполучення забезпечується пасажирськими ліфтами розташованими в центральній частині будівлі, а також сходами, що не задимлюються.

На першому поверсі розташована вхідна група (вестибюль, рецепція, гардероб, камера схову, службові приміщення та санвузли), ресторан, приміщення для дозвілля та побутового обслуговування. Номери розташовані на другому та наступних поверхах готелю. Кількість номерів на кожному поверсі - 10 (переважно на 1-2 особи).

Експлікація приміщень

Табл. 3.1.

Тип номера	Кількість номерів		Площа загальна	
	на поверсі	в будівлі	на поверсі	в будівлі
1-місний	5	65	45	2880
2-місний однокімнатний	1	13	14	182
2-місний двокімнатний	4	52	88	4576
Всього	10	130	147	763

Конструктивна схема будівлі – каркасна система. Міцність та стійкість будівлі забезпечено спільною роботою колон, ригелів.

Крок колон каркасу становить 6x6 м.

АРХІТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ

Фундаменти

Фундаменти прийняті забивні залізобетонні палі. Довжина палі 9м. Палі об'єднані ростверком з бетону класу С20/25. Висота ростверку становить 1000 мм. Монолітний залізобетонний ростверк заармовано арматурою класу А240с та А400с.

Глибина закладання фундаменту становить 10,5м.

Ґрунтові води знаходяться на глибині 3,8 м.

Колони

Колони каркасу виконані монолітні залізобетонні, перерізом 400х400мм. Поздовжнє армування виконано за допомогою арматурних стержнів А240с та А400с. Колони виготовлені з бетону марки С25/30.

Ригелі

Монолітні залізобетонні ригелі будівлі виконані прямокутного перерізу 400х300мм. Виконуються із бетону С25/30. Армування виконано з використанням арматурних стержнів А240с та А400с.

Перекриття

В якості перекриття використано плоску монолітну залізобетонну плиту виконану з важкого бетону С20/25. Товщина перекриття становить 160мм. Для армування використані арматурні стержні класів А240с та А400с.

Сходи

Сходи виконані монолітними залізобетонними. Висота присхідця складає 150 мм, а довжина проступів – 300 мм. Армування здійснене за допомогою стержнів класів А240с і А400с.

Огорожа (поручні) виготовлена зі сталі з дерев'яним поручнем. Стійки огорожі закріплені в спеціальних отворах ступенів за допомогою цементно-піщаного розчину. Висота огорожі – 850 мм.

Ліфти

Для переміщення людей і вантажів передбачено два пасажирські ліфти, розташовані в холі, з вантажопідйомністю 500 кг. Ліфти з'єднані з підвальним приміщенням.

Покрівля

Покрівля виконана з таких шарів:

- ПВХ мембрана;
- підкладочний шар руберойду;
- блискавкозахист;
- стяжка – 3см;
- утеплювач 25см;
- пароізоляція;
- ухилоутворююча стяжка з пінобетону, товщиною 2-20см;
- з/б плити покриття.

Стіни та перегородки

Стіни виконано самонесучими з ніздрюватих блоків D400.

Зовнішню грань стін оздоблено з використанням облицювальної керамічної цегли.

Простір між ніздрюватими блоками та керамічною оздоблювальною цеглою заповнено мінераловатними жорсткими плитами.

Міжсекційні перегородки виконані з цегли завтовшки 120 мм, а міжкімнатні — з гіпсокартону товщиною 90 мм. Обидві сторони перегородок оздоблюються.

Вікна, двері

Вікна виконано металопластиковими з потрійним склопакетом, виготовлені за індивідуальним проєктом, за індивідуальними розмірами.

Вхідні двері та міжкімнатні виконано металопластиковими та дерев'яними відповідно.

Підлоги

Покриття підлог виконано з урахуванням вимог до міцності, зносостійкості, безшумності та легкості прибирання. Тип покриття підлоги обраний відповідно до функціонального призначення приміщень — керамічна плитка, дощате покриття з штучного паркету, лінолеум.

4. ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНО ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ТА КОНСТРУКТИВНІ РОЗРАХУНКИ

МЕТОДИКА ВИКОНАННЯ ДОСЛІДЖЕННЯ

Для дослідження каркасу на прогресивне обвалення було змодельовано ситуації, які можуть призвести до виникнення обвалення:

ситуація 1 – вилучення колони крайнього ряду в рівні цокольного поверху на перетині вісей А та 2:

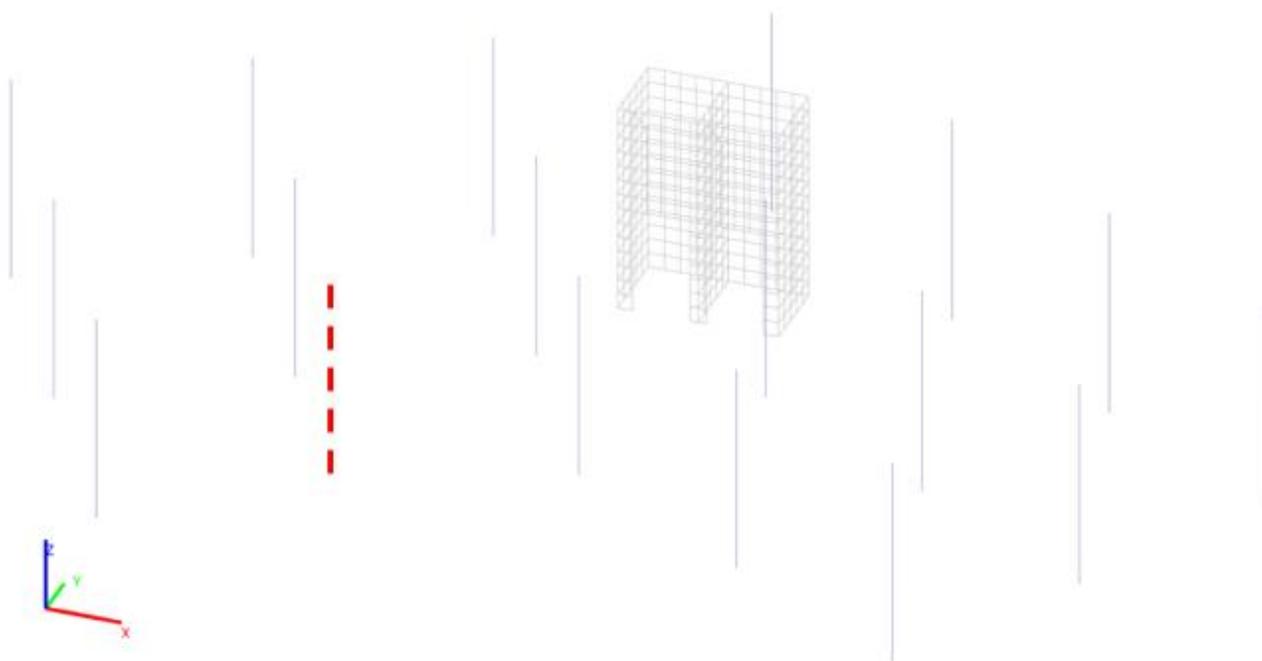


Рис. 4.1. Схема цокольного поверху із зазначенням вилученого елемента

ситуація 2 – вилучення колони середнього ряду в рівні цокольного поверху на перетині вісей Б та 2:

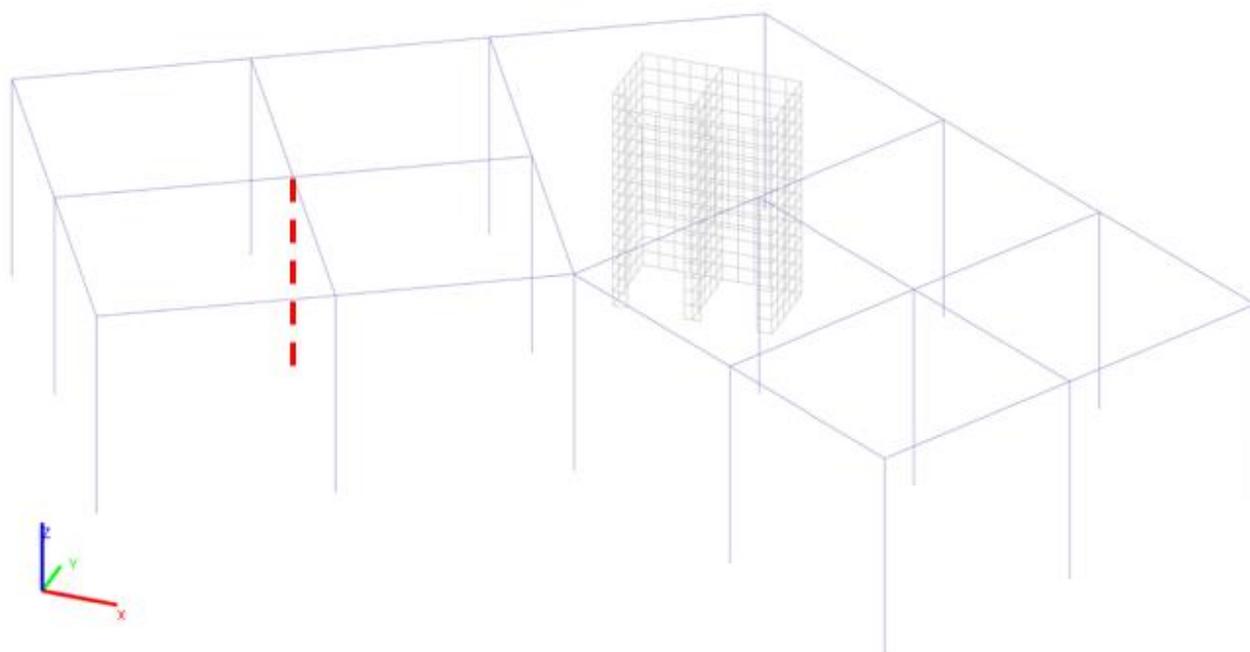


Рис. 4.2. Схема цокольного поверху із зазначенням вилученого елемента

ситуація 3 – вилучення колони центрального ряду в рівні першого поверху на перетині вісей Б та 2 та ділянки перекриття над цокольним поверхом:

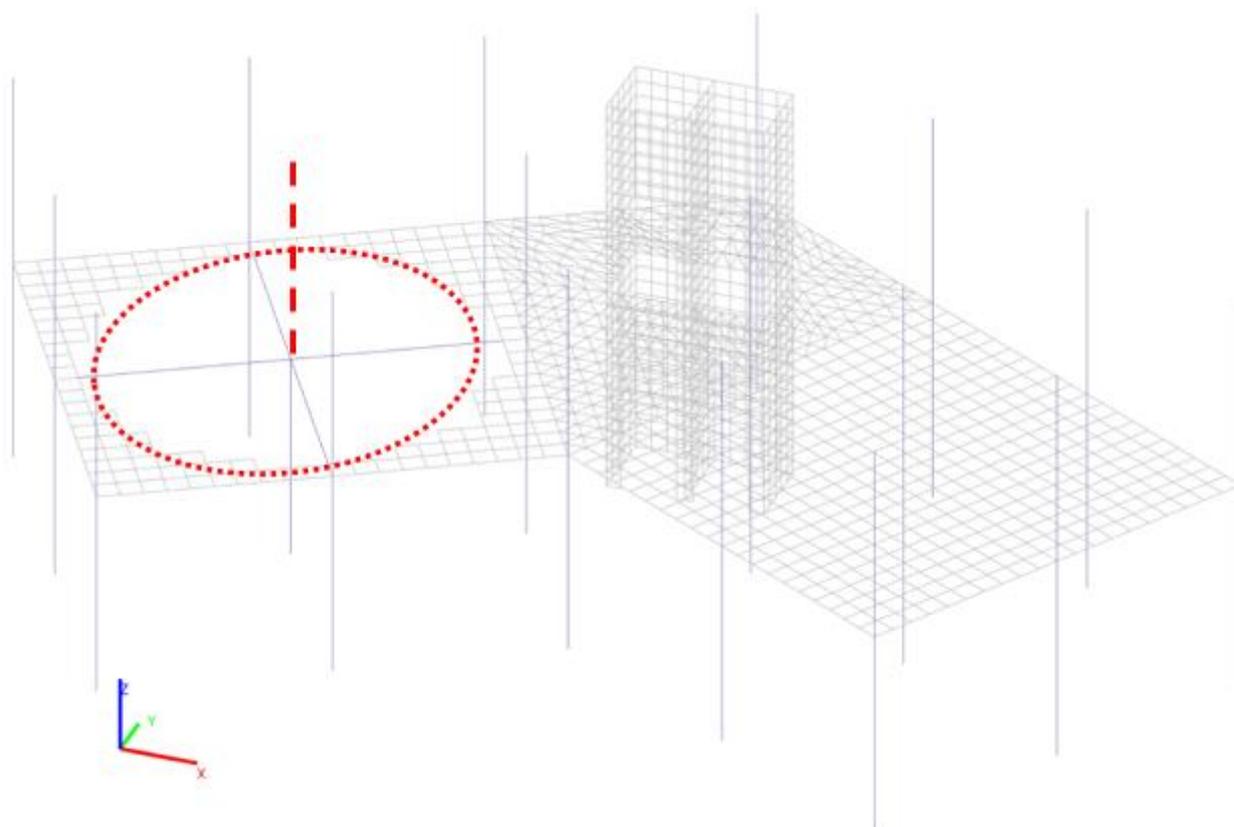


Рис. 4.3. Схема першого поверху із зображенням вилучених елементів

Наступним етапом є збір навантажень.

Починаємо із збору навантаження від ваги шарів покрівлі:

Збір навантажень від покрівлі на 1м²

Табл. 4.1.

Навантаження	Характеристичне значення	Експлуатаційне значення кгс/м ²	χf	Граничне розрахункове значення кгс/м ²	Примітка
<i>Постійне</i>					
ПВХ мембрана	-	1,95	1,2	2,34	
1 шар підкладкового руберойду	-	1	1,2	1,2	
Цементно-піщана стяжка $\delta=0,3\text{м}, \gamma=1800\text{кгс/м}^2$	54	54	1,2	64,8	
Утеплювач ROCKWOOL типу "MONROCK MAX" $\delta=0,25\text{м}, \gamma=140\text{кгс/м}^2$	35	35	1,2	42	
Пароізоляція	-	0,10	1,2	0,12	
Стяжка з пінобетону $\delta=0,2\text{м}, \gamma=500\text{кгс/м}^2$	100	100	1,2	120	
Всього		192,05		230,46	

Далі виконуємо збір навантаження від ваги шарів покриття підлоги типового поверху:

Збір навантажень від підлог 1-типу на 1м²

Табл. 4.2.

Навантаження	Характеристичне значення	Експлуатаційне значення кгс/м ²	χf	Граничне розрахункове значення кгс/м ²	Примітка
<i>Постійне</i>					
Ковролін Zorba 110	-	1,17	1,2	1,40	
Фанера ФК t=10мм	-	7	1,2	8,4	
Поліетиленова плівка	-	0,09	1,2	0,11	
Нагрівальний мат на фользі	-	1	1,2	1,2	
Теплоізоляція	-	0,01	1,2	0,012	
Всього		9,27		11,12	
<i>Тимчасове</i>					
Корисне навантаження (табл.6.2. ДБН В.1.2-2:2006)	150	150	1,3	195	
Всього		159,27		206,12	

Далі створюємо розрахункову схему будівлі, яка в подальшому копіюється для редагування її згідно ситуацій, які наведені вище.

Створення розрахункової схеми показано на прикладі одного поверху будівлі, який копіюється ту кількість разів що відповідає кількості поверхів, в нашому випадку – 14 поверхів.

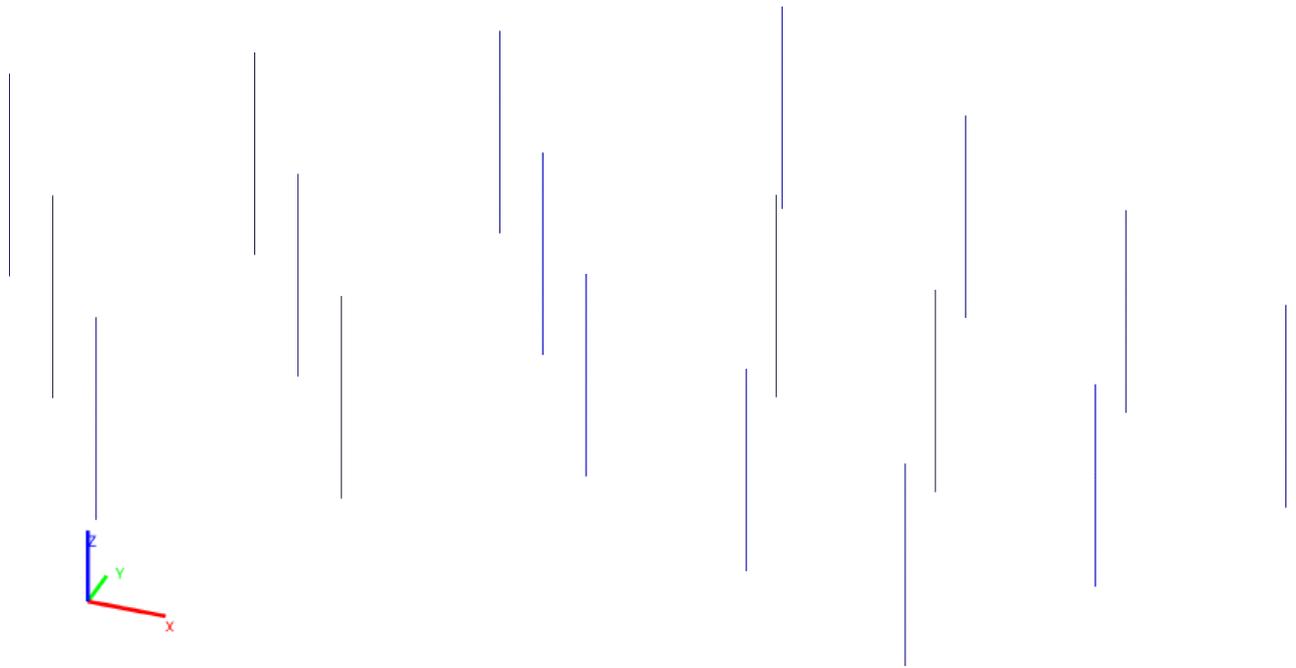


Рис. 4.4. Моделювання колон каркасу

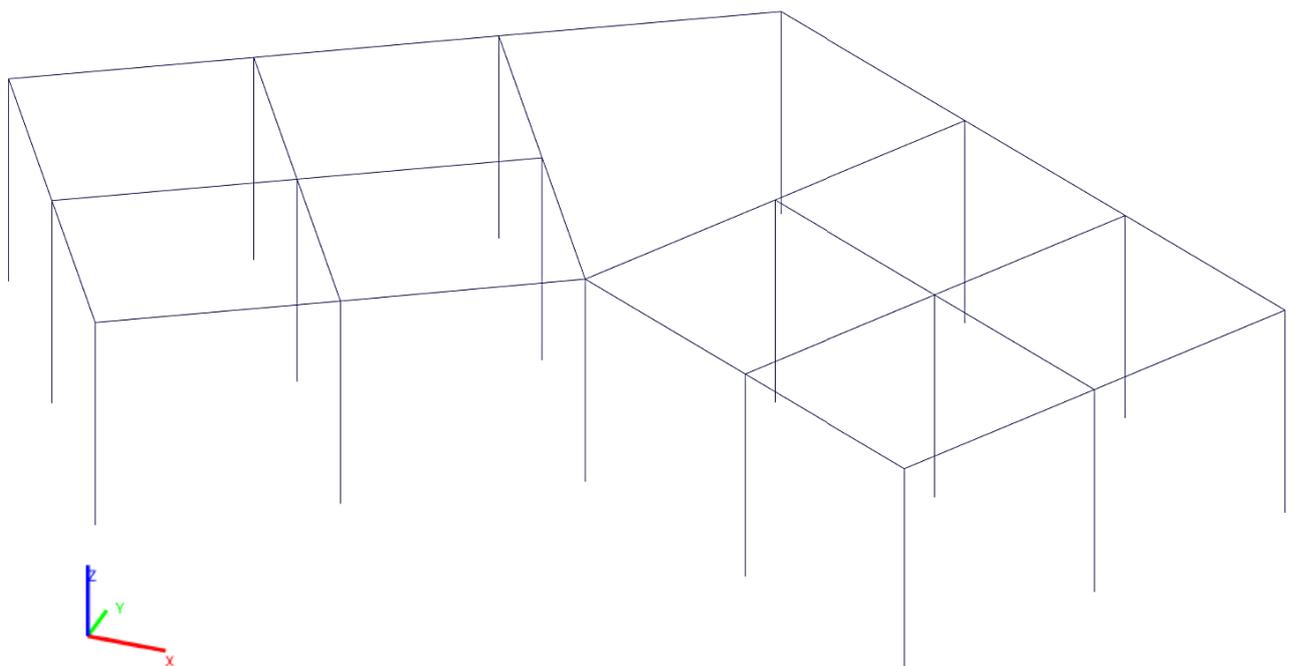


Рис. 4.5. Моделювання ригелів

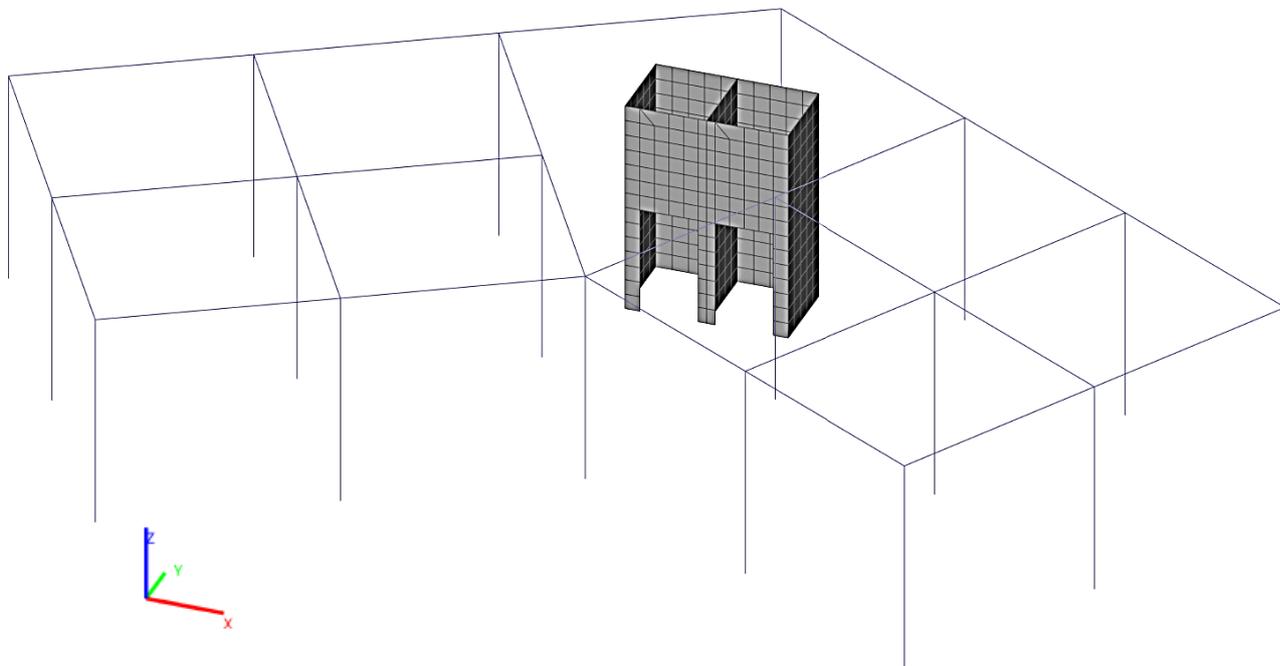


Рис. 4.6. Моделювання стін ліфтових шахт

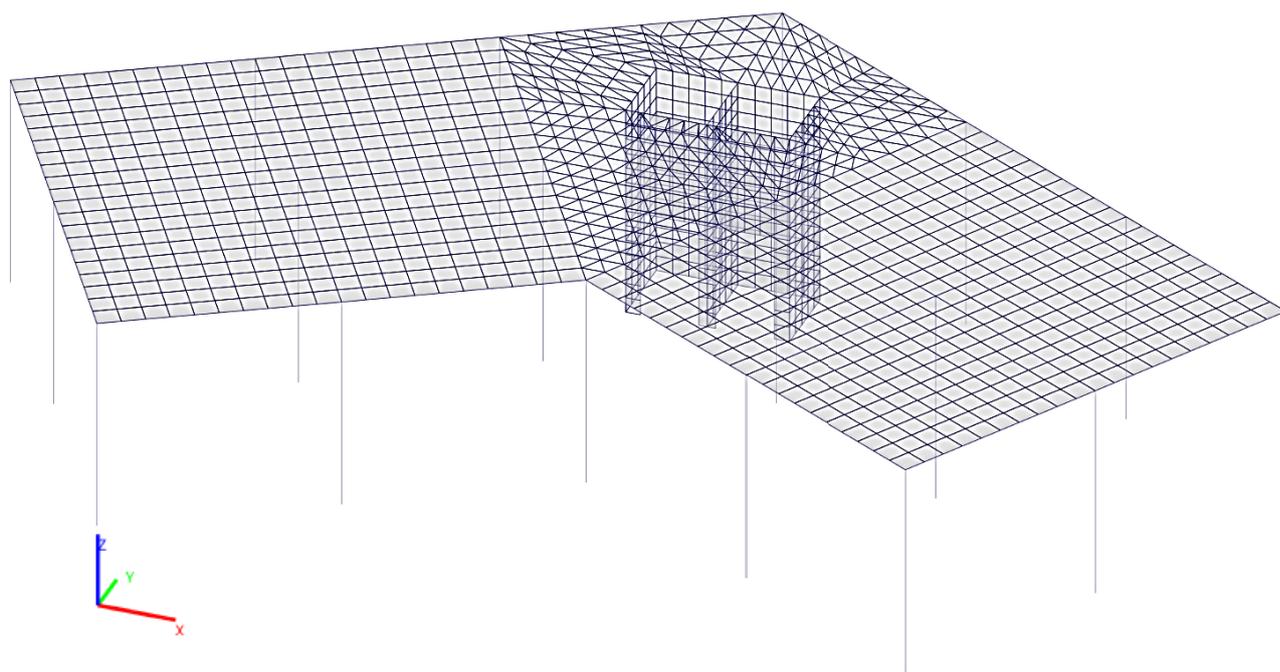


Рис. 4.7. Моделювання плит перекриття

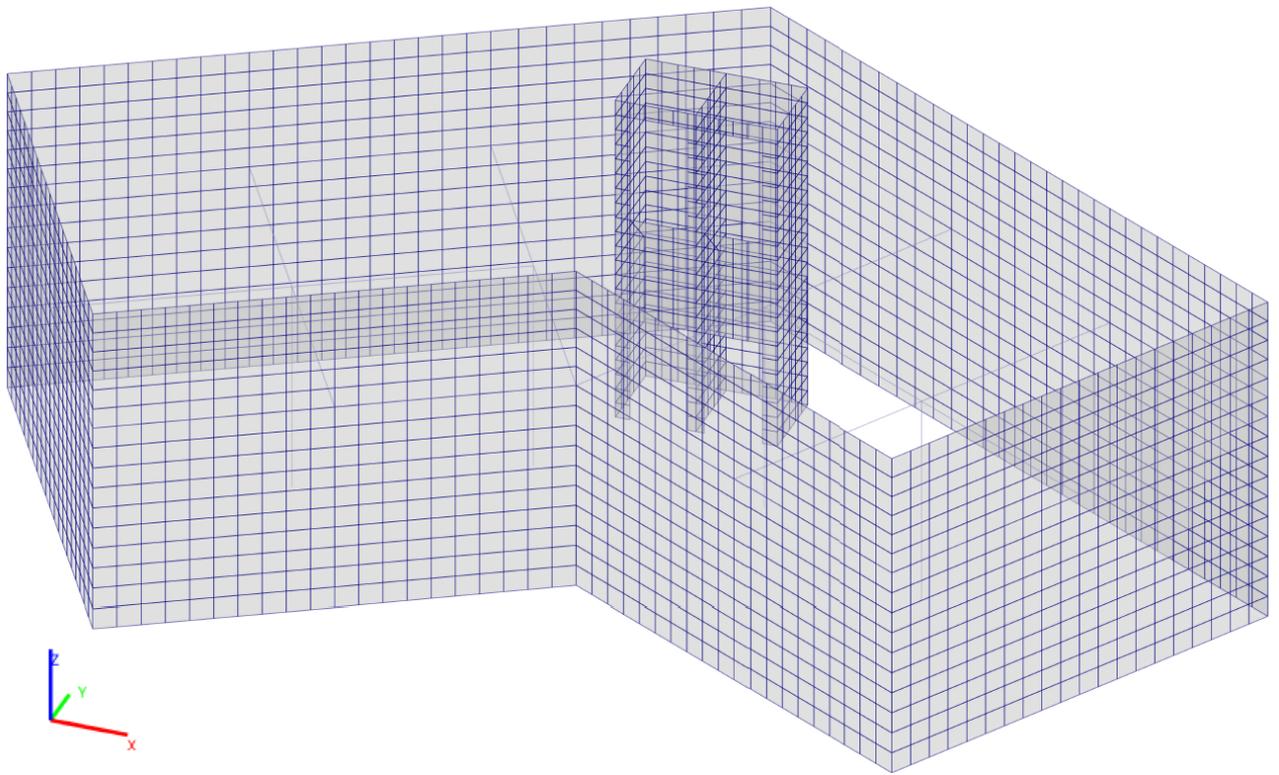


Рис. 4.8. Моделювання зовнішніх стін

Задаємо елементам жорсткісні характеристики:

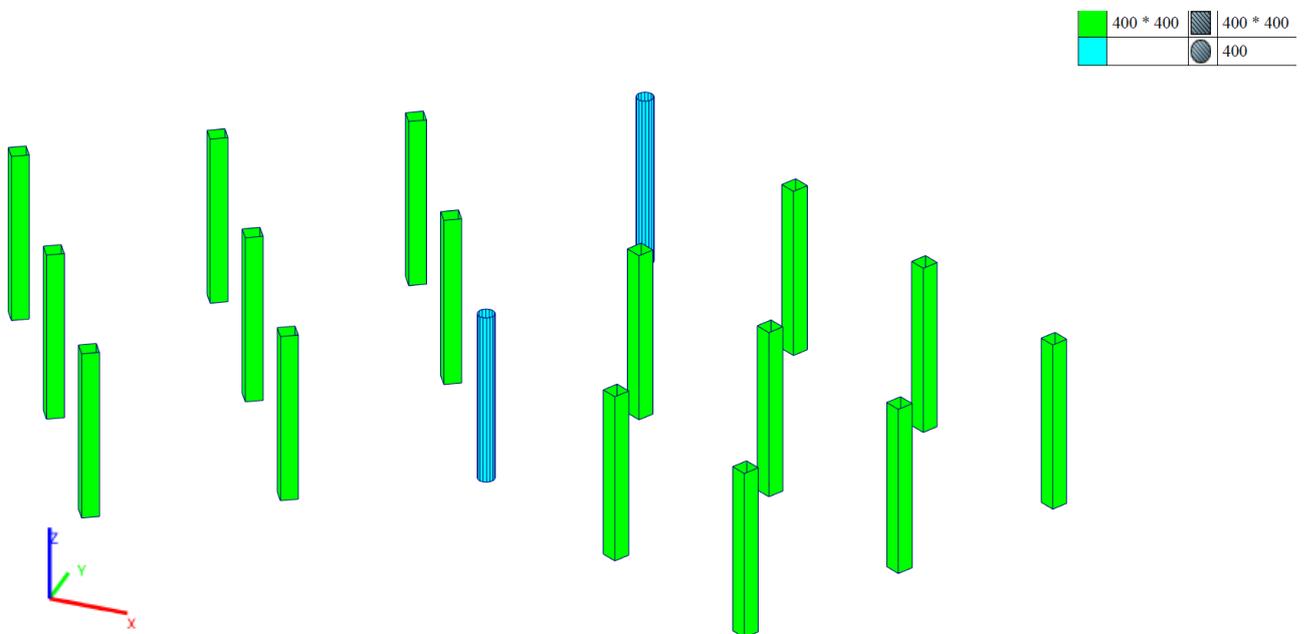


Рис. 4.9. Задавання жорсткостей для колон каркасу

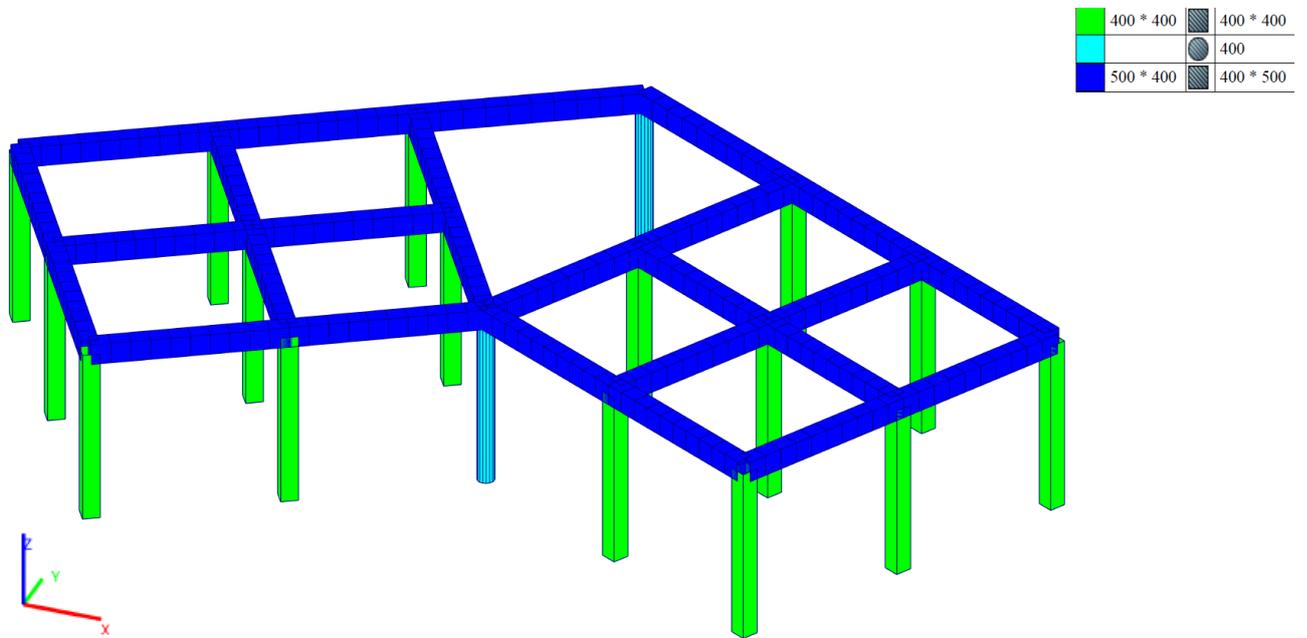


Рис. 4.10. Задавання жорсткостей для ригелів

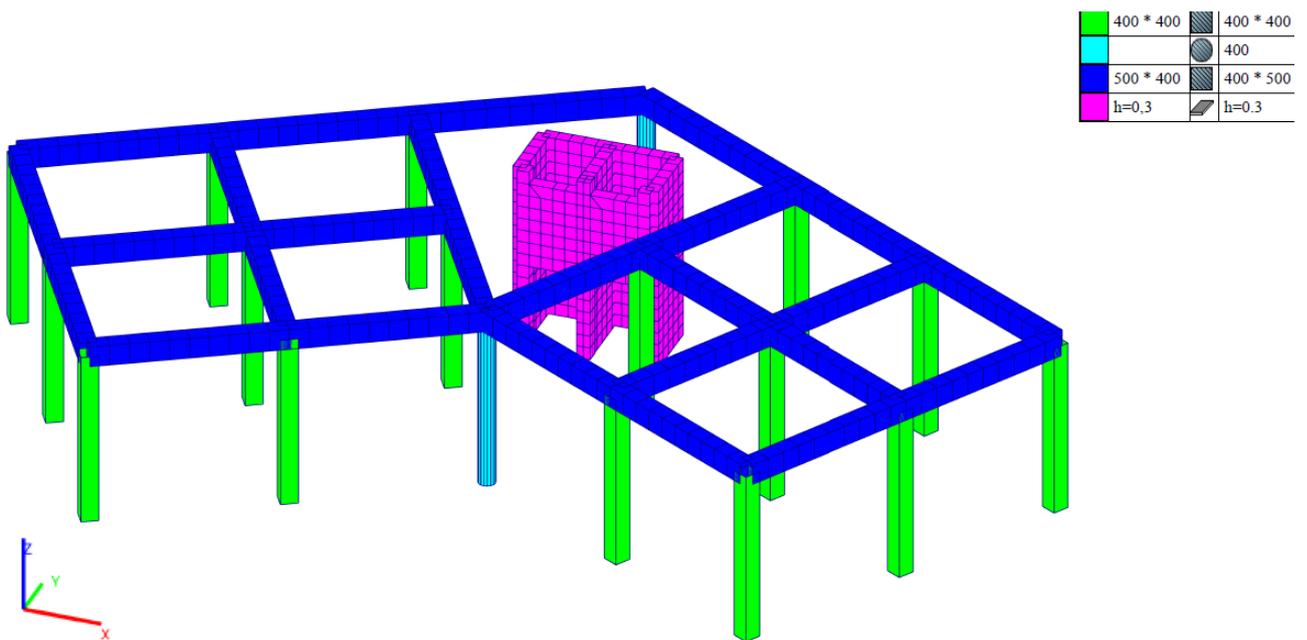


Рис. 4.11. Задавання жорсткостей для стін ліфтових шахт

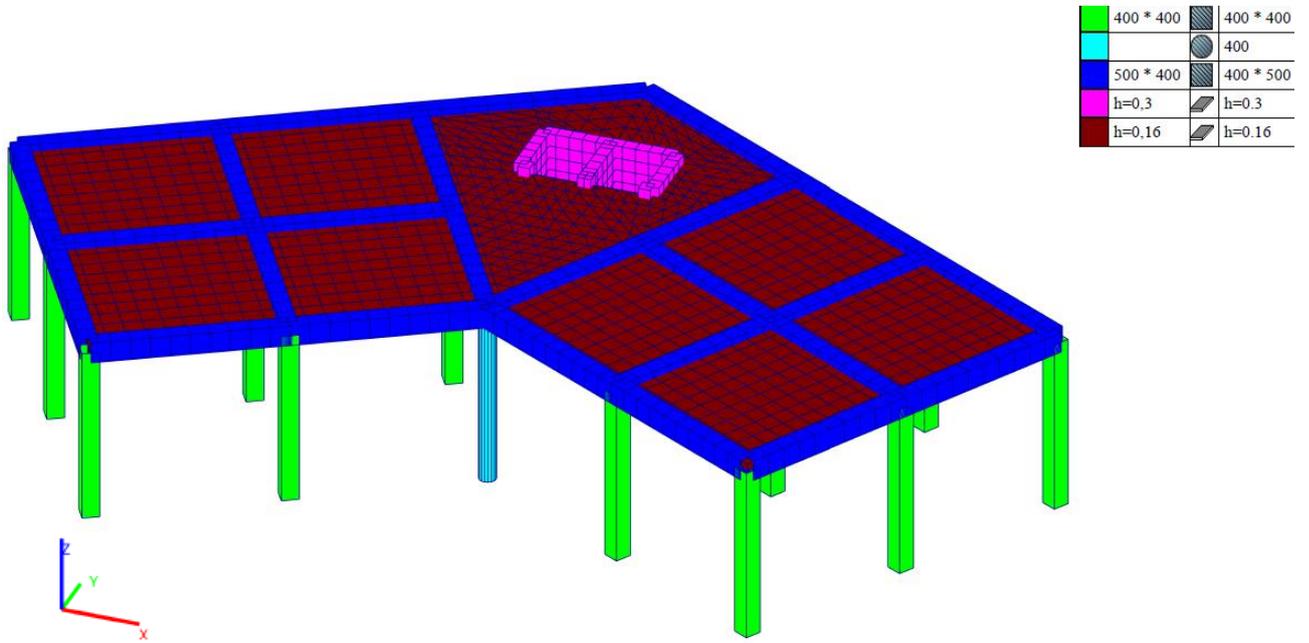


Рис. 4.12. Задавання жорсткостей для плит перекриття

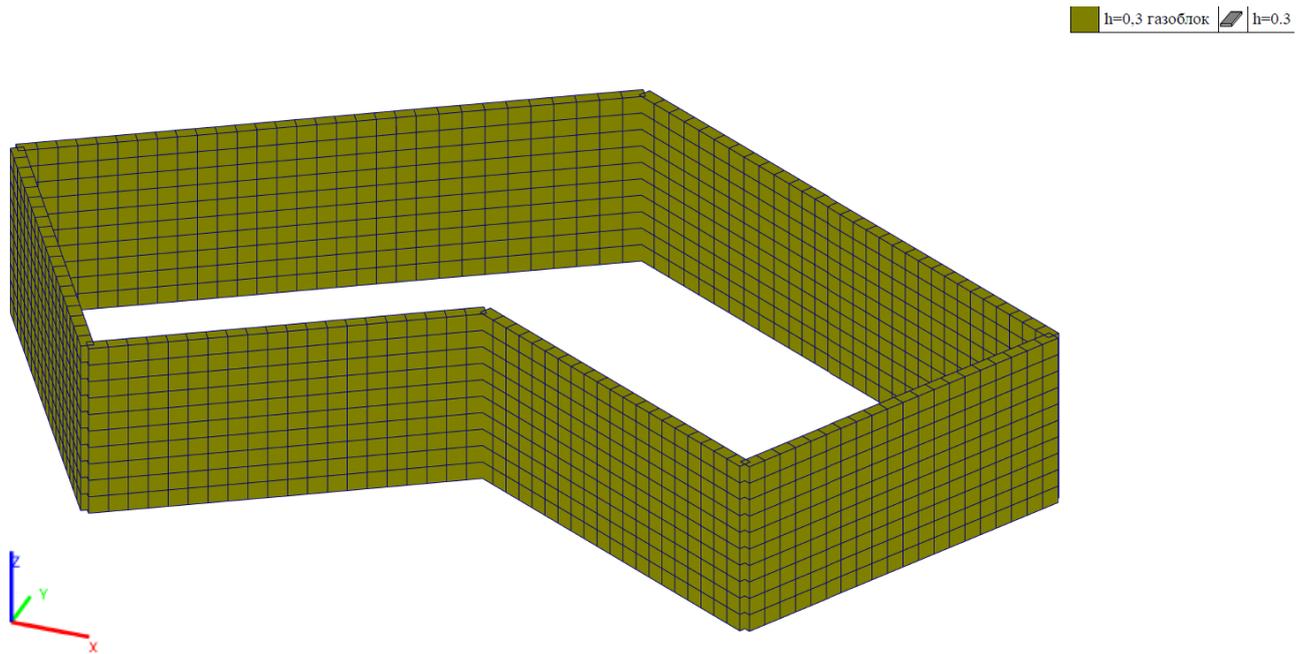


Рис. 4.13. Задавання жорсткостей для зовнішніх стін

Наступним етапом є задоволення навантажень:

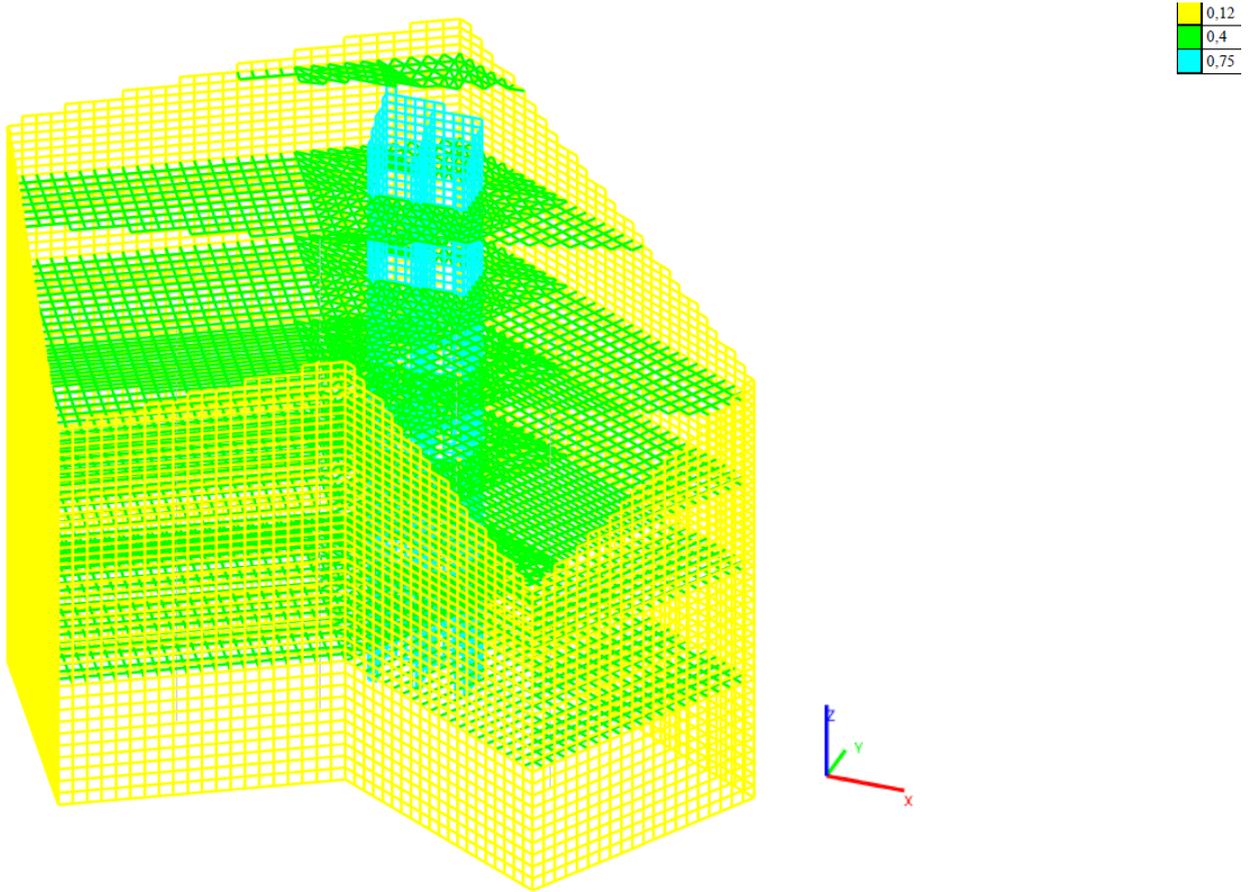


Рис. 4.14. Задоволення навантаження від власної ваги, T/m^2

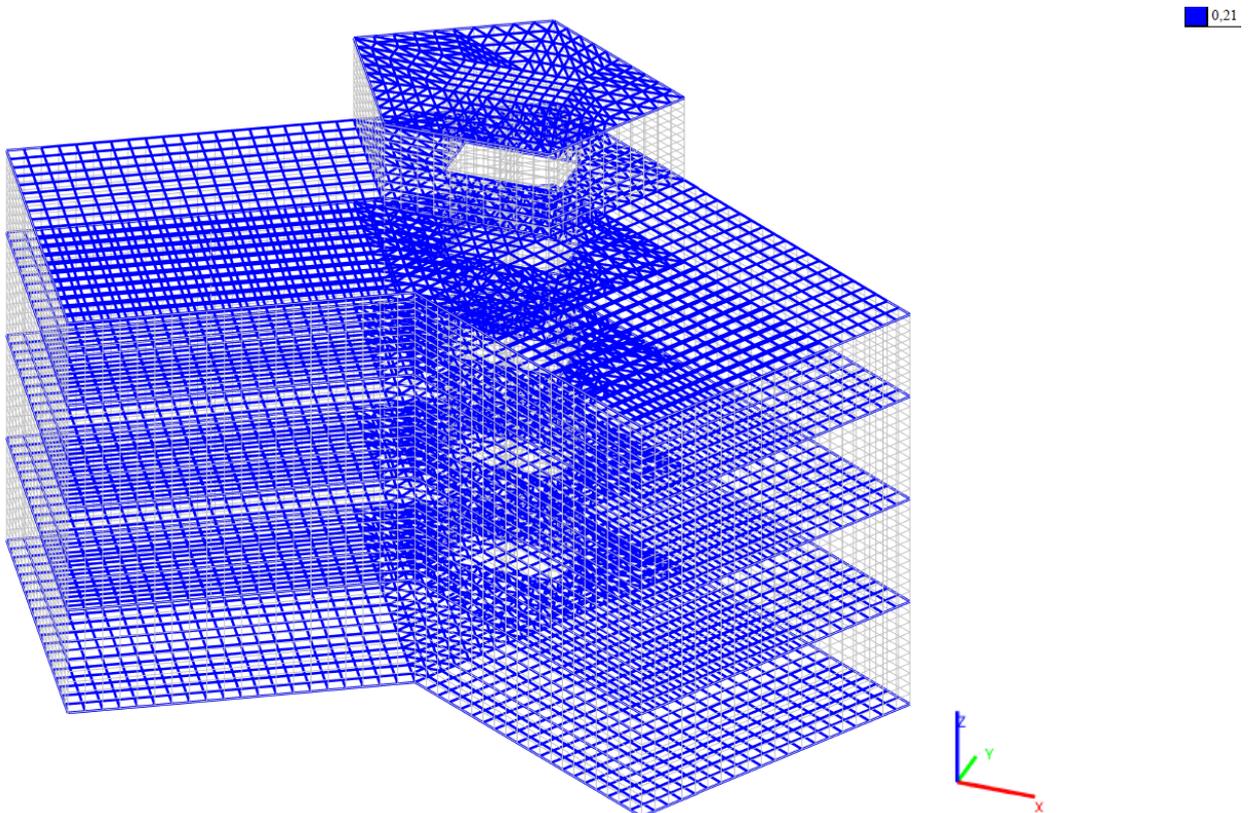


Рис. 4.15. Задоволення навантаження від ваги покриттів (вага складу підлог, покриття), T/m^2

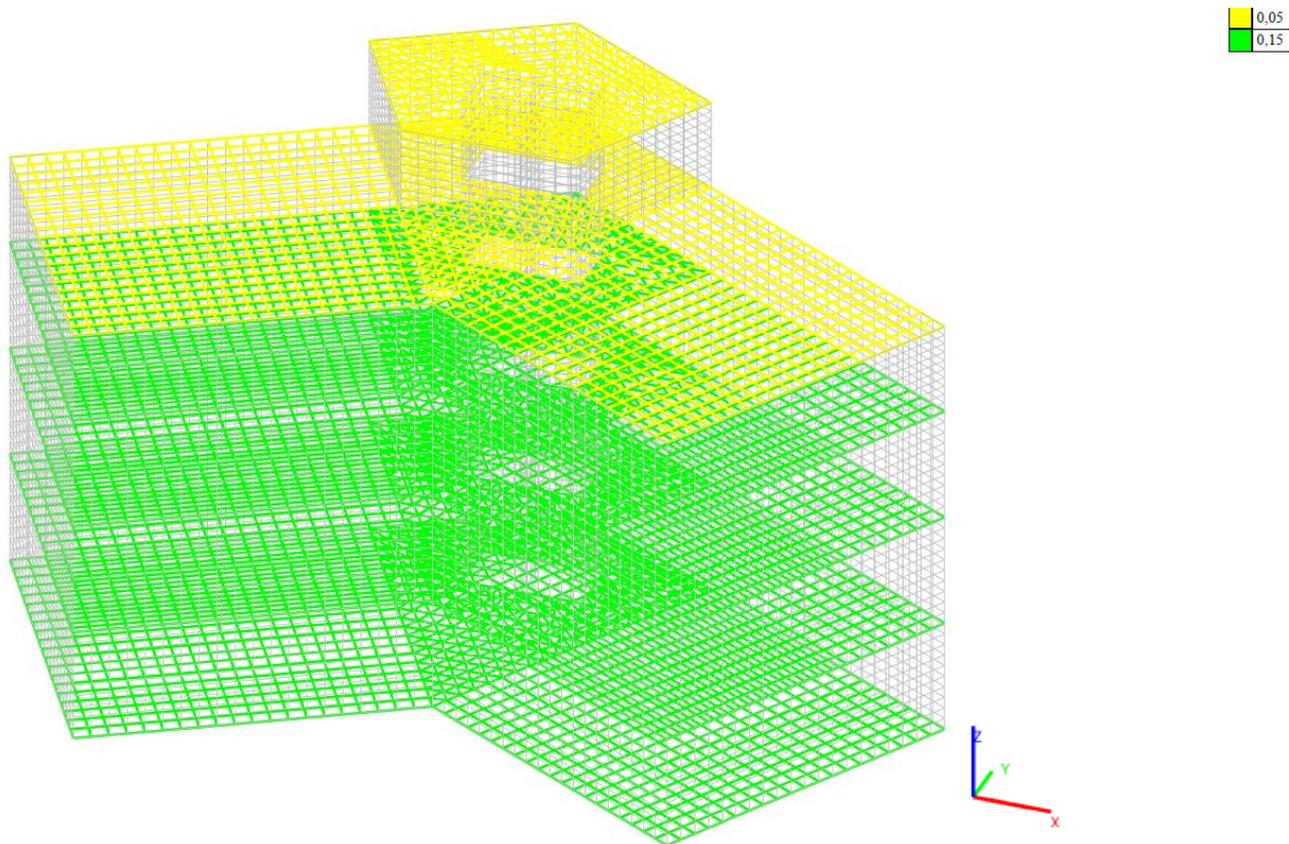


Рис. 4.16. Задавання навантаження від корисного навантаження, T/m^2

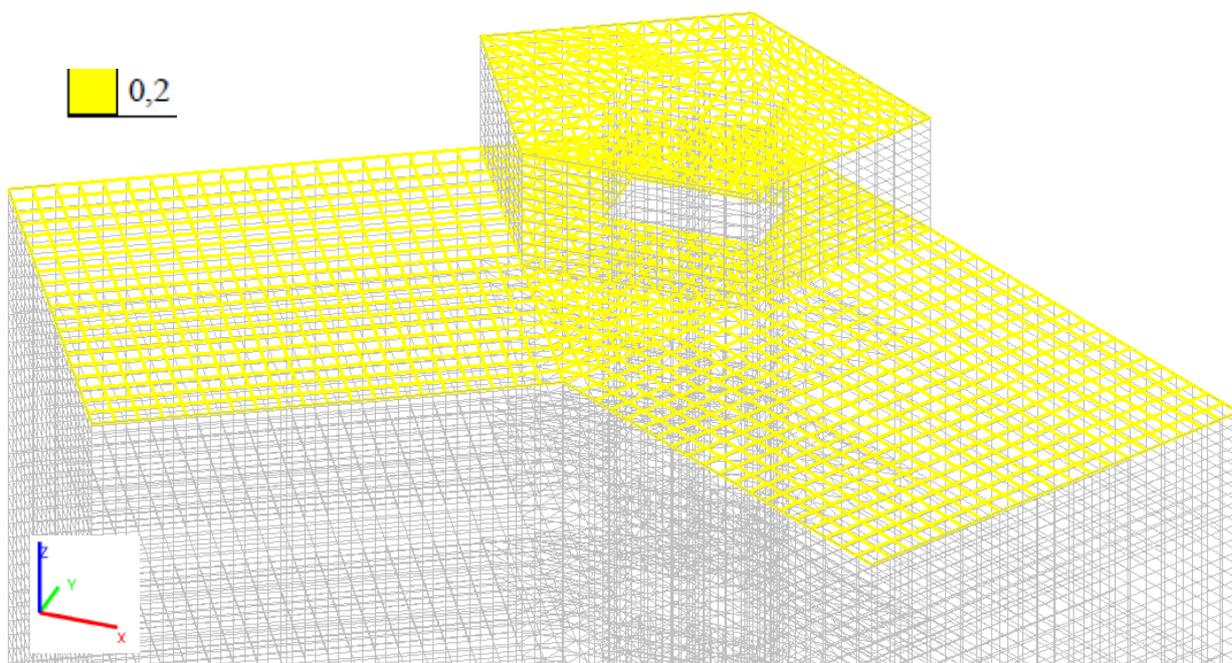


Рис. 4.17. Задавання навантаження від ваги снігового покриву, T/m^2

Далі виконуємо розрахунок вихідної розрахункової схеми.

При розрахунку використано види навантажень та їх комбінації, що наведено в табл. 4.3-4.4.

Види навантажень

Табл. 4.3.

Номер	Назва
L1	Власна вага
L2	Вага покриттів
L3	Корисне навантаження
L4	Вітрове навантаження +X
L5	Вітрове навантаження +Y
L6	Снігове навантаження

Комбінації навантажень

Табл. 4.4.

Номер	Формула
1	$L1+L2+L3+L4+L5+L6$

За результатами розрахунку отримали такі значення внутрішніх зусиль:

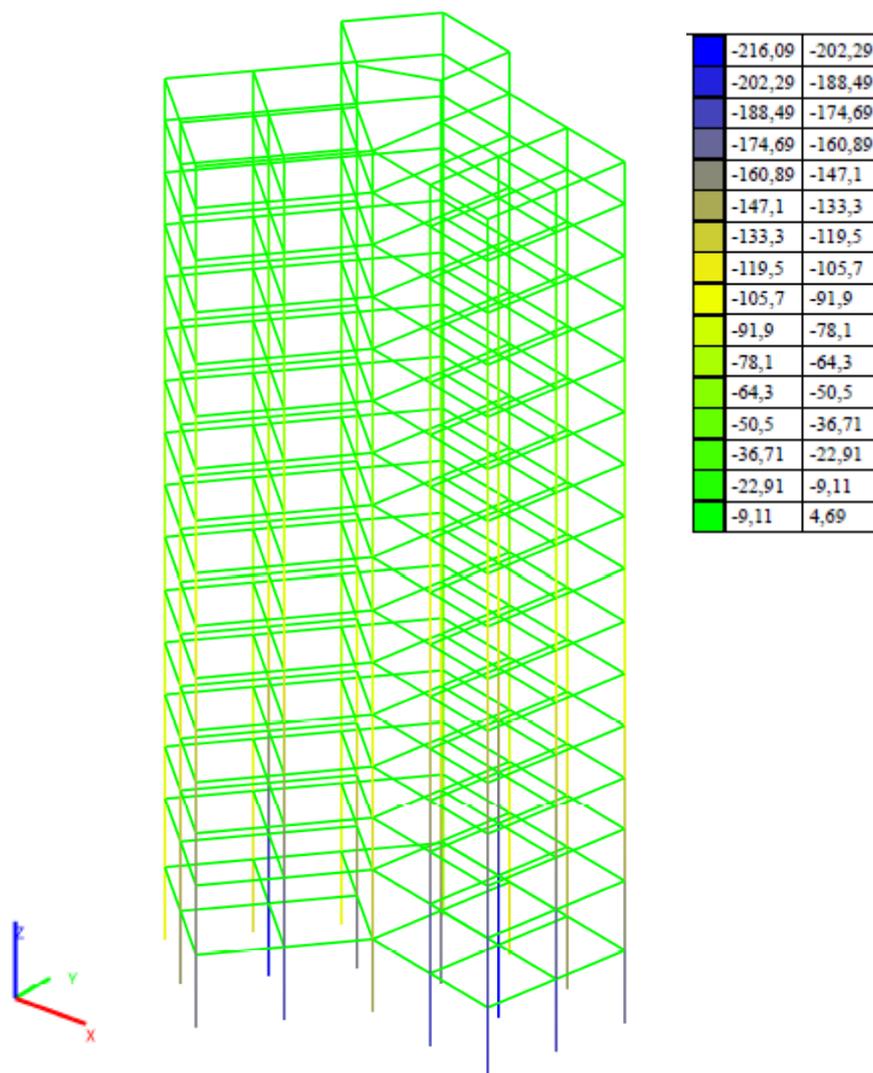


Рис. 4.18. Розрахункова схема із зазначенням зусиль N в колонах каркасу (Т)

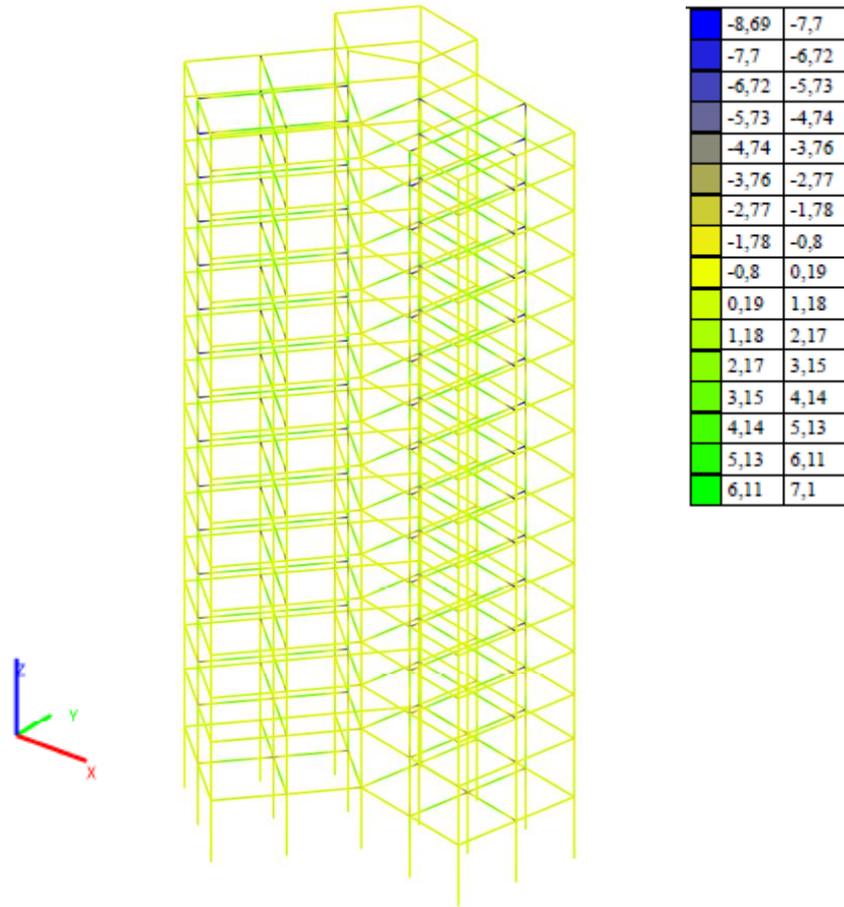


Рис. 4.19. Розрахункова схема із зазначенням зусиль M_y в колонах каркасу (Т*м)

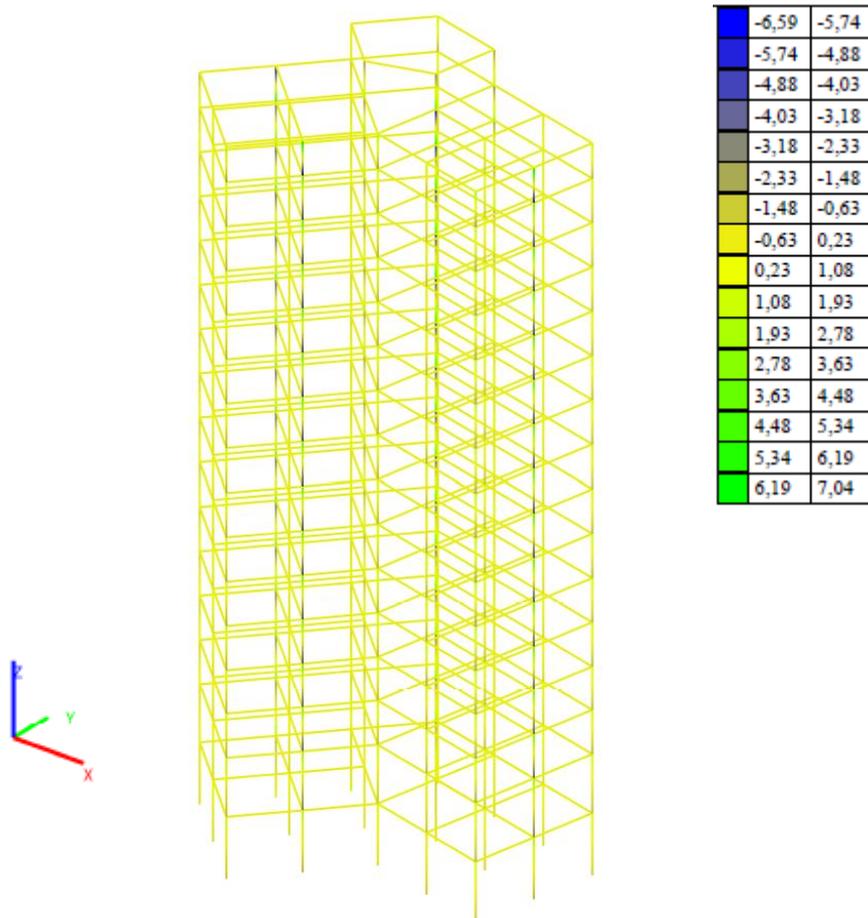


Рис. 4.20. Розрахункова схема із зазначенням зусиль M_z в колонах каркасу (Т*м)

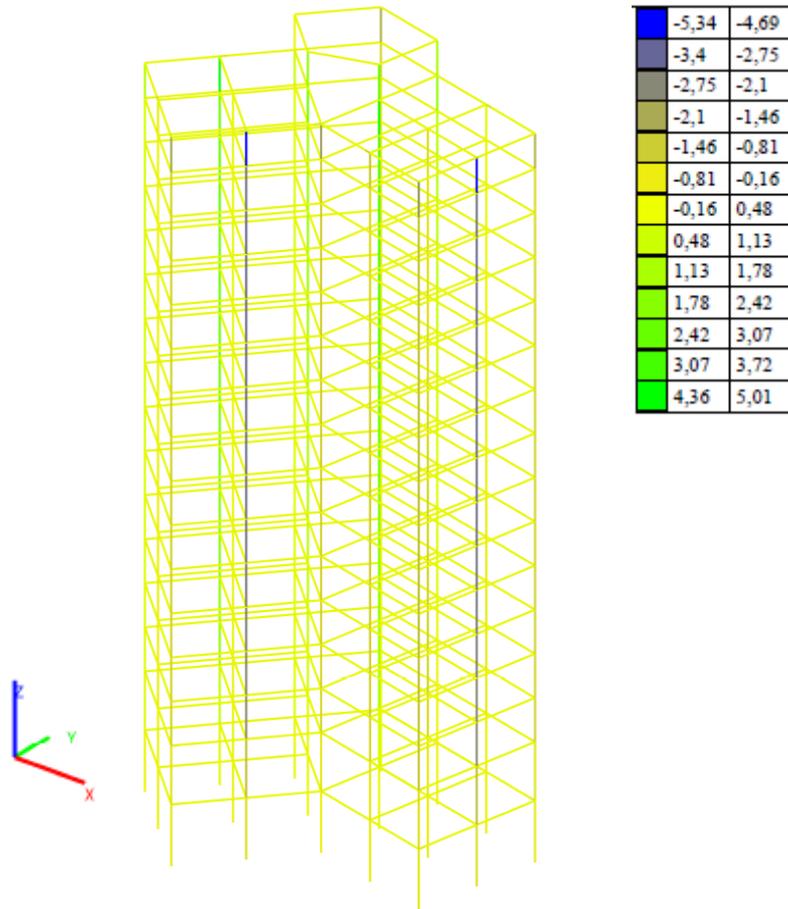


Рис. 4.21. Розрахункова схема із зазначенням зусиль Q_y в колонах каркасу (Т)

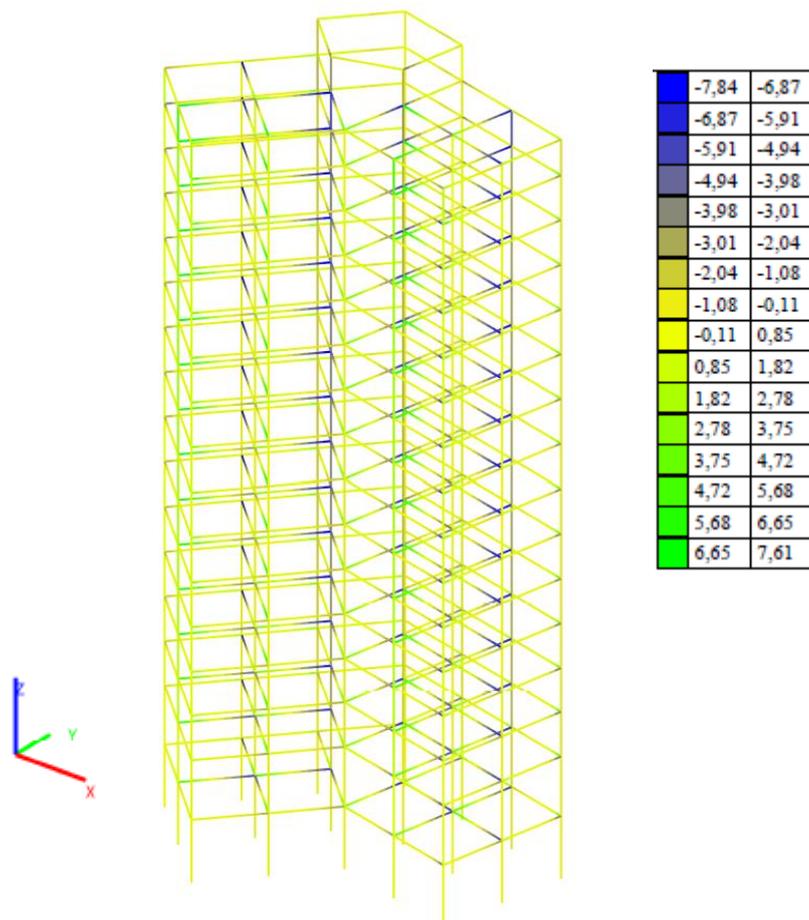


Рис. 4.22. Розрахункова схема із зазначенням зусиль Q_z в колонах каркасу (Т)

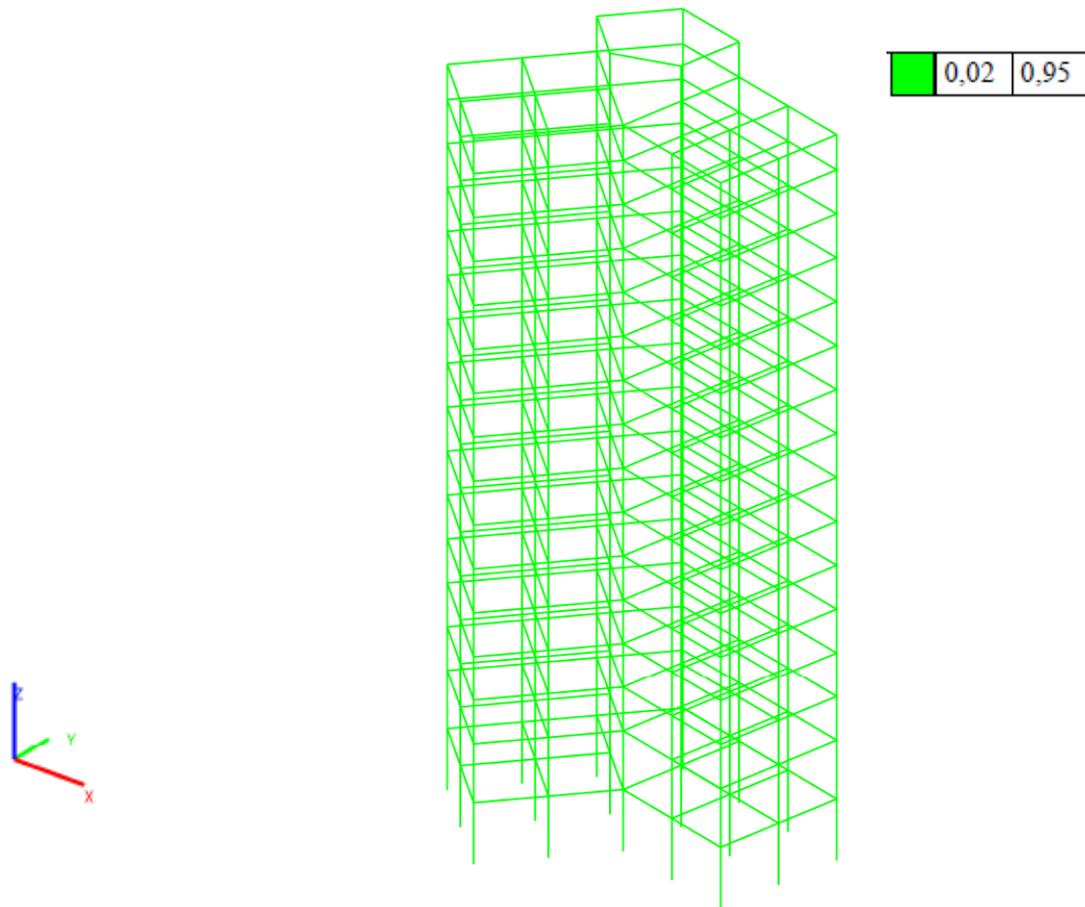


Рис. 4.23. Перевірка несучої здатності колон каркасу

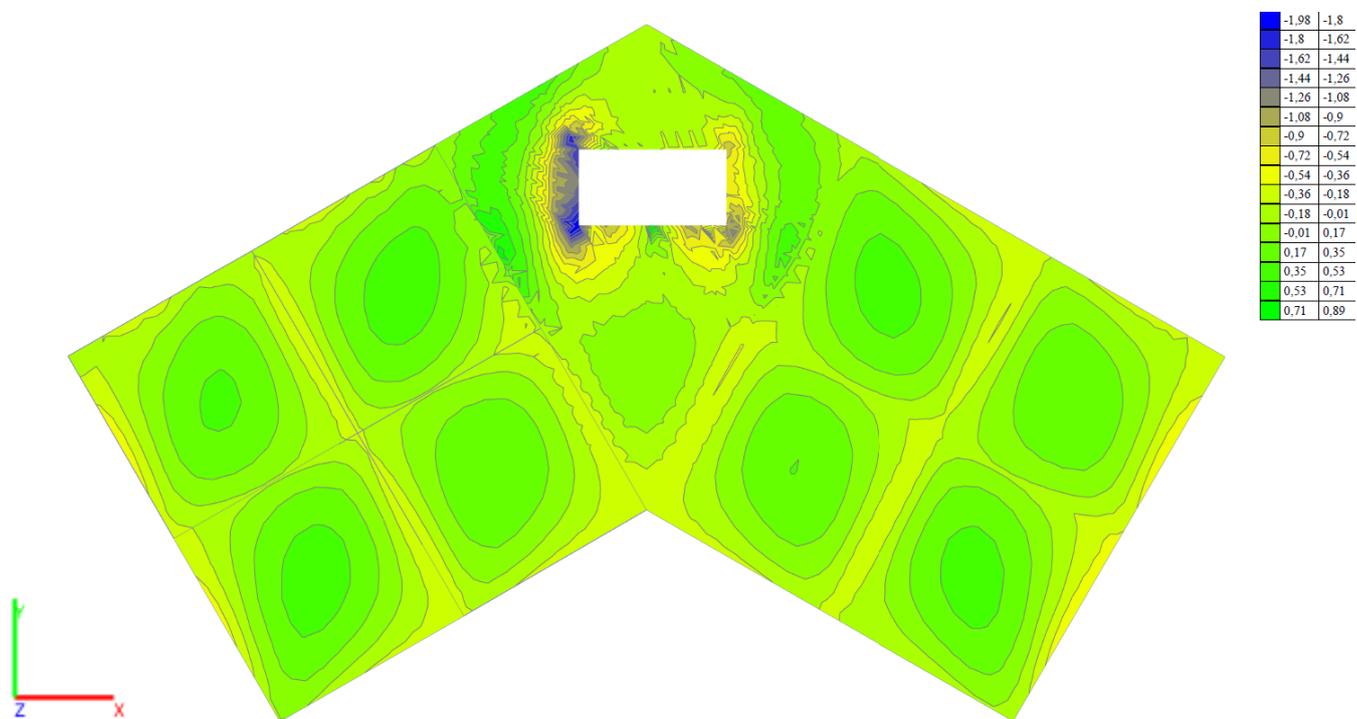


Рис. 4.24. Розрахункова схема типової плити перекриття із зазначенням зусиль M_x в плиті (Т*м/м)

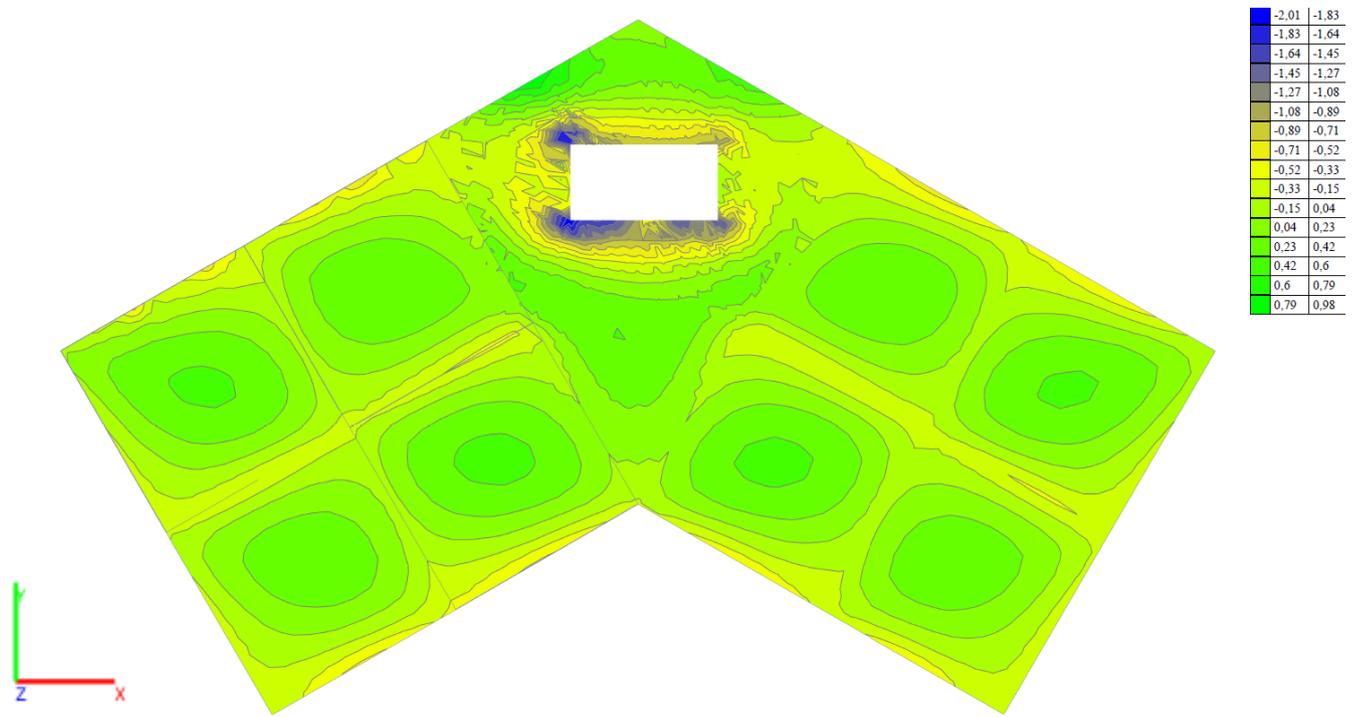


Рис. 4.25. Розрахункова схема типової плити перекриття із зазначенням зусиль M_y в плиті (Т*м/м)

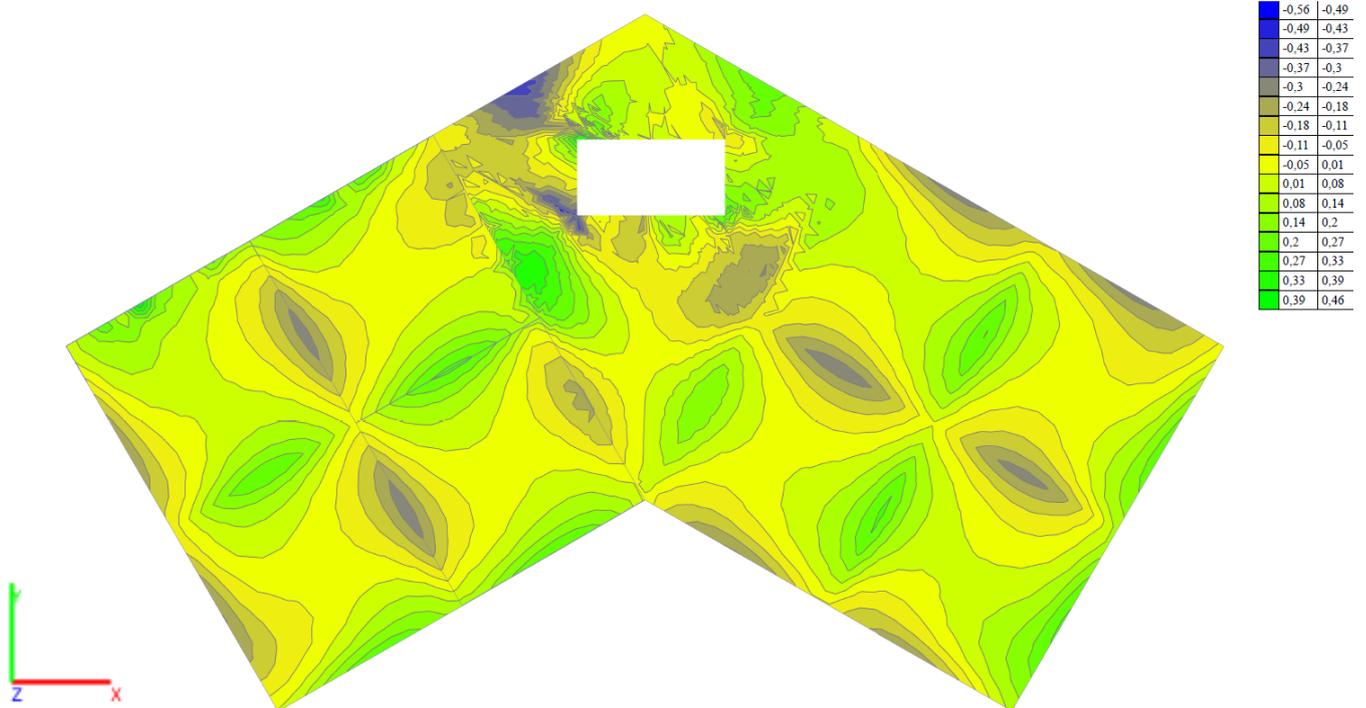


Рис. 4.26. Розрахункова схема типової плити перекриття із зазначенням зусиль M_{xy} в плиті (Т*м/м)

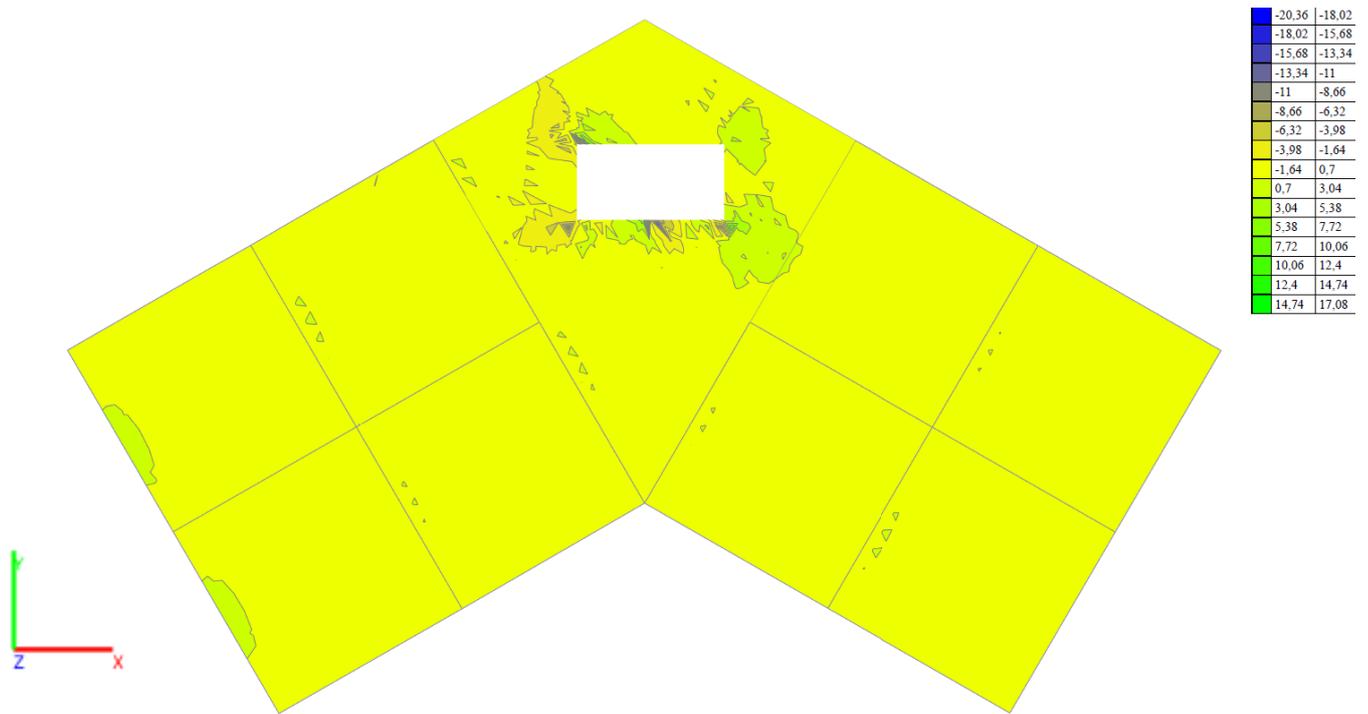


Рис. 4.27. Розрахункова схема типової плити перекриття із зазначенням зусиль Q_x в плиті (Т/м)

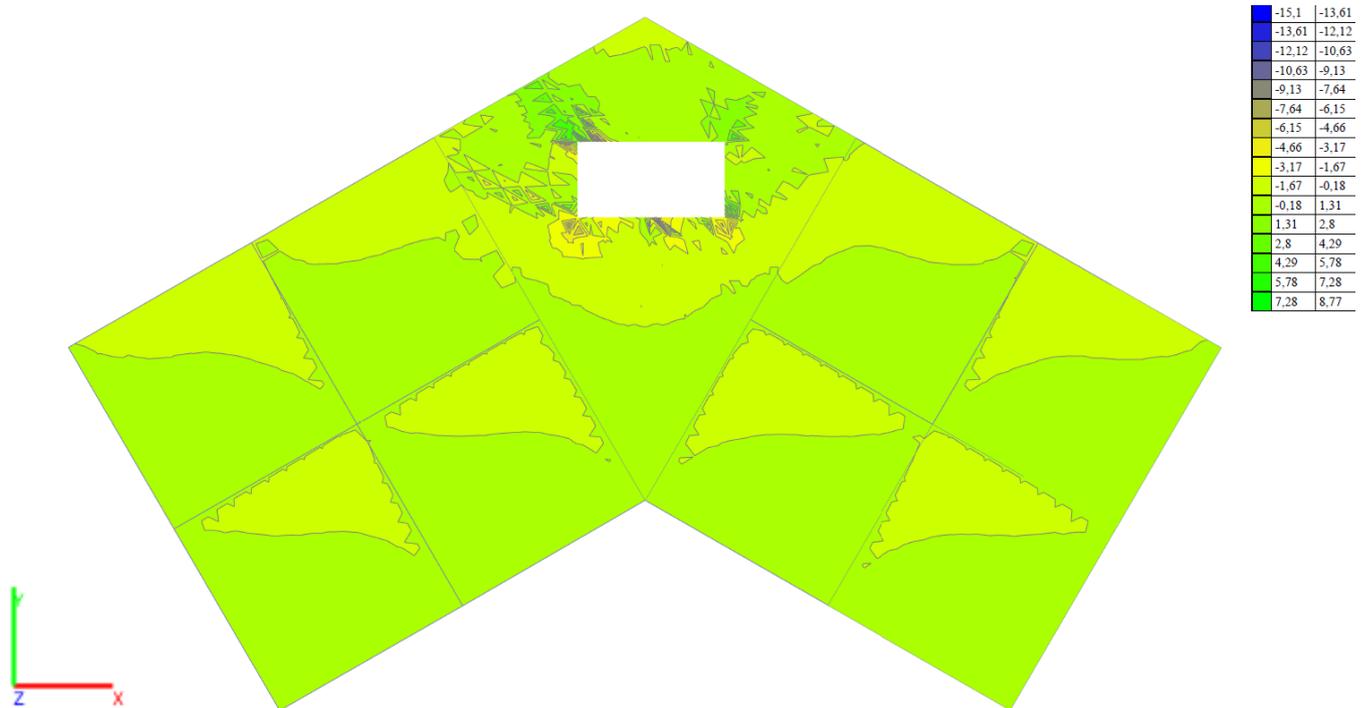


Рис. 4.28. Розрахункова схема типової плити перекриття із зазначенням зусиль Q_y в плиті (Т/м)

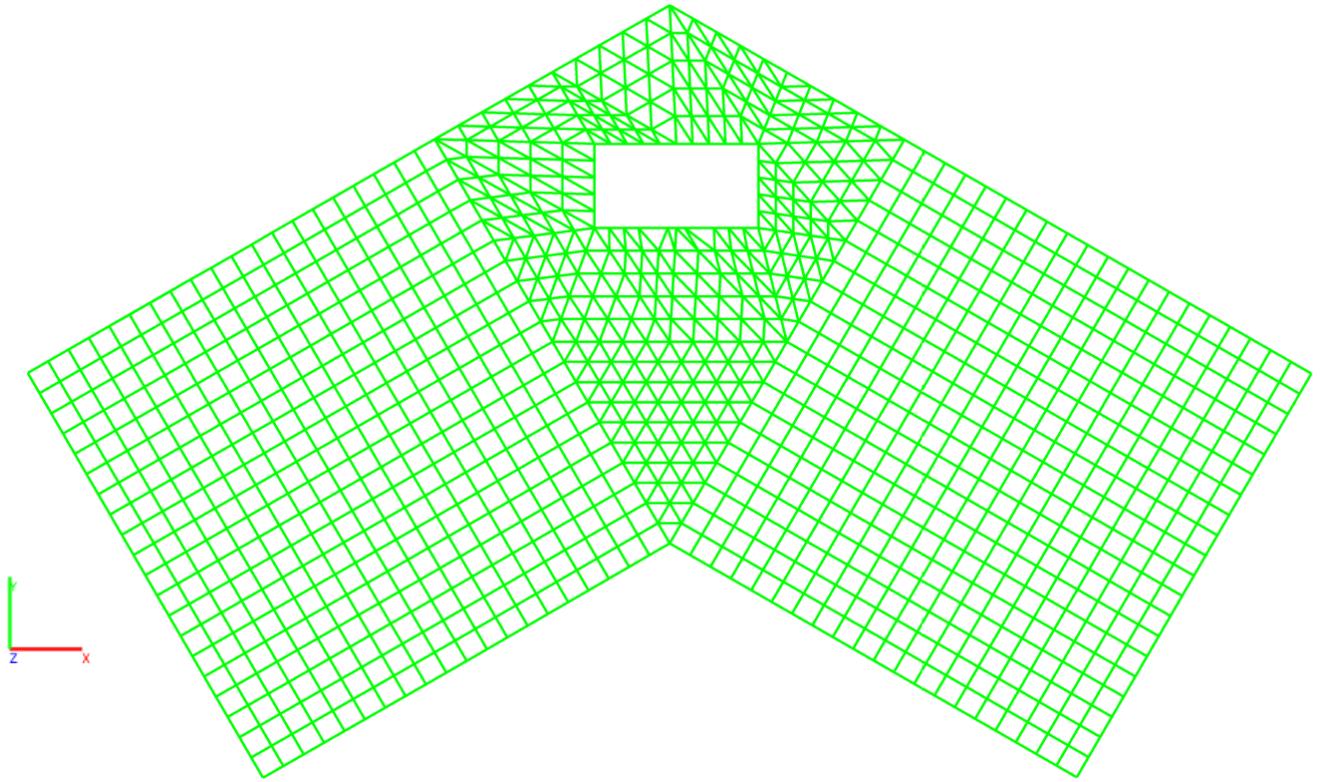


Рис. 4.29. Перевірка несучої здатності плити

РОЗРАХУНОК БУДІВЛІ ІЗ МОДЕЛЮВАННЯМ СИТУАЦІЇ 1

(вилучення колони крайнього ряду в рівні цокольного поверху на перетині вісей А та 2)

Перед розрахунком було виконано копіювання та редагування моделі вихідної схеми для моделювання ситуації 1 (Рис. 4.1.)

При розрахунку було використано понижуючі коефіцієнти корисного та снігового навантажень (табл.4.6.).

Види навантажень

Табл. 4.5.

Номер	Назва
L1	Власна вага
L2	Вага покриттів
L3	Корисне навантаження
L4	Снігове навантаження

Комбінації навантажень

Табл. 4.6.

Номер	Формула
1	$L1+L2+0,5xL3+0,35xL4$

Результати розрахунку наступні:

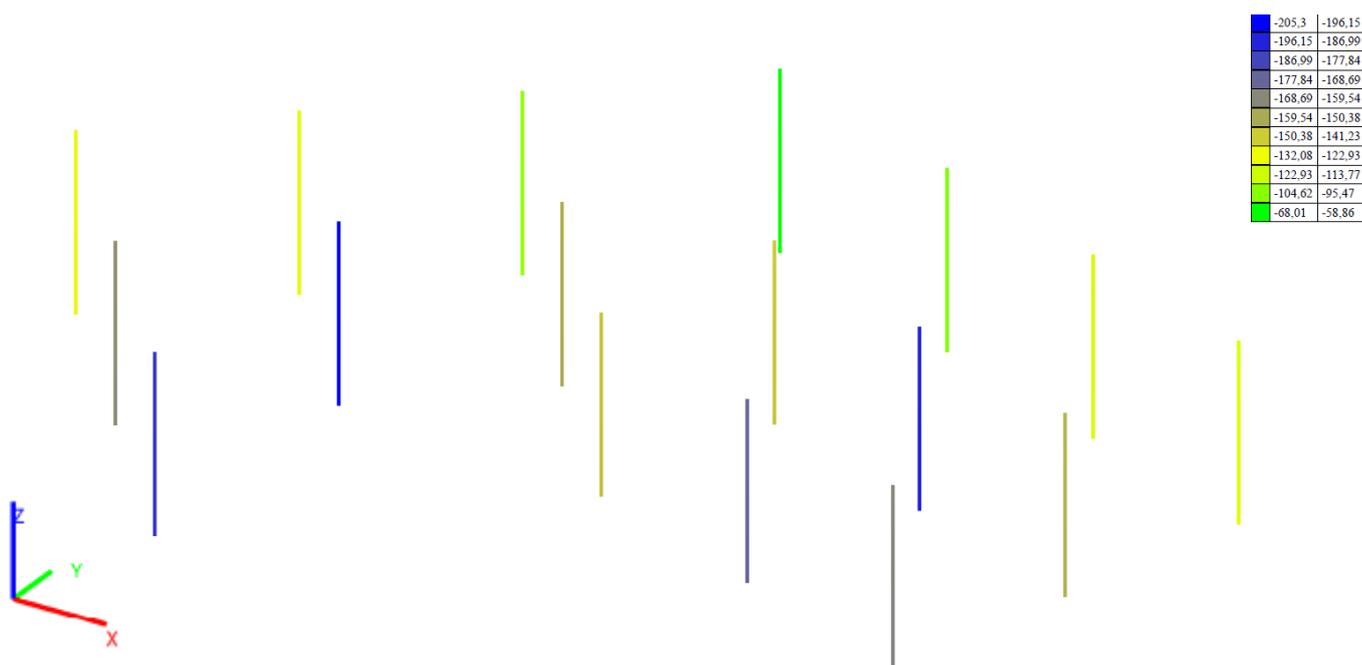


Рис. 4.30. Розрахункова схема із зазначенням зусиль N в колонах каркасу (Т)

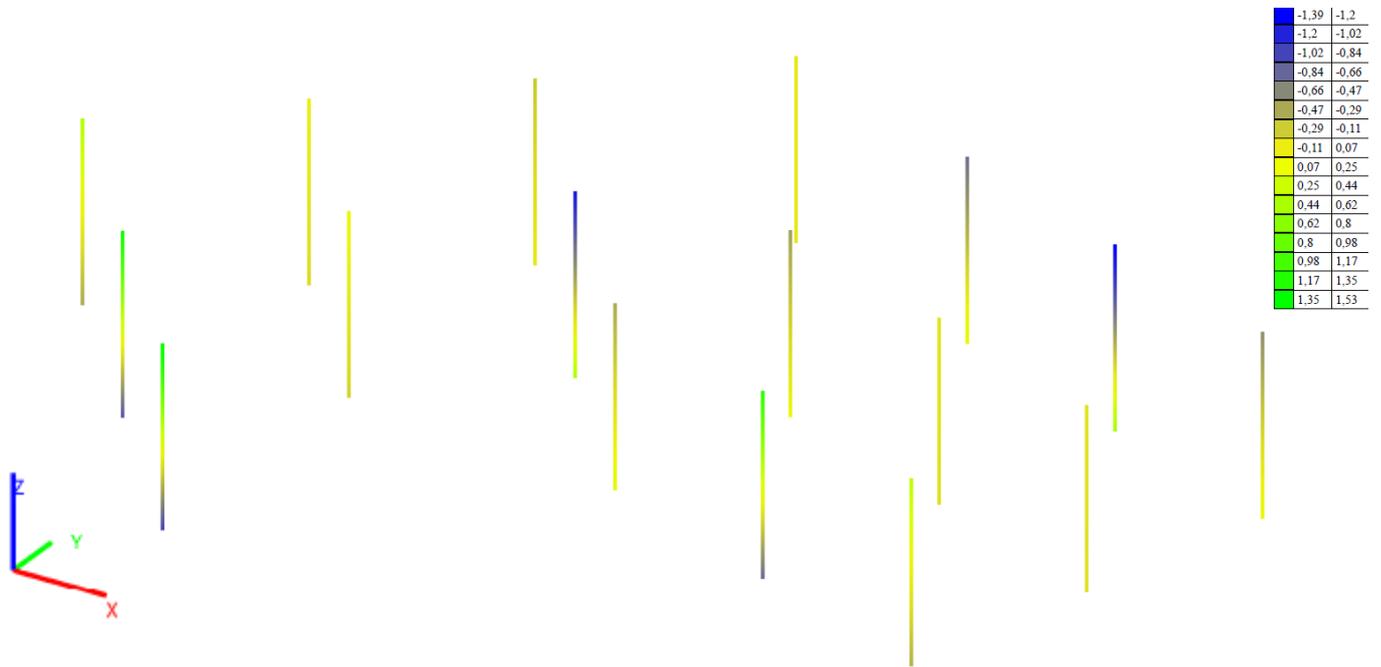


Рис. 4.31. Розрахункова схема із зазначенням зусиль M_y в колонах каркасу (Т*м)

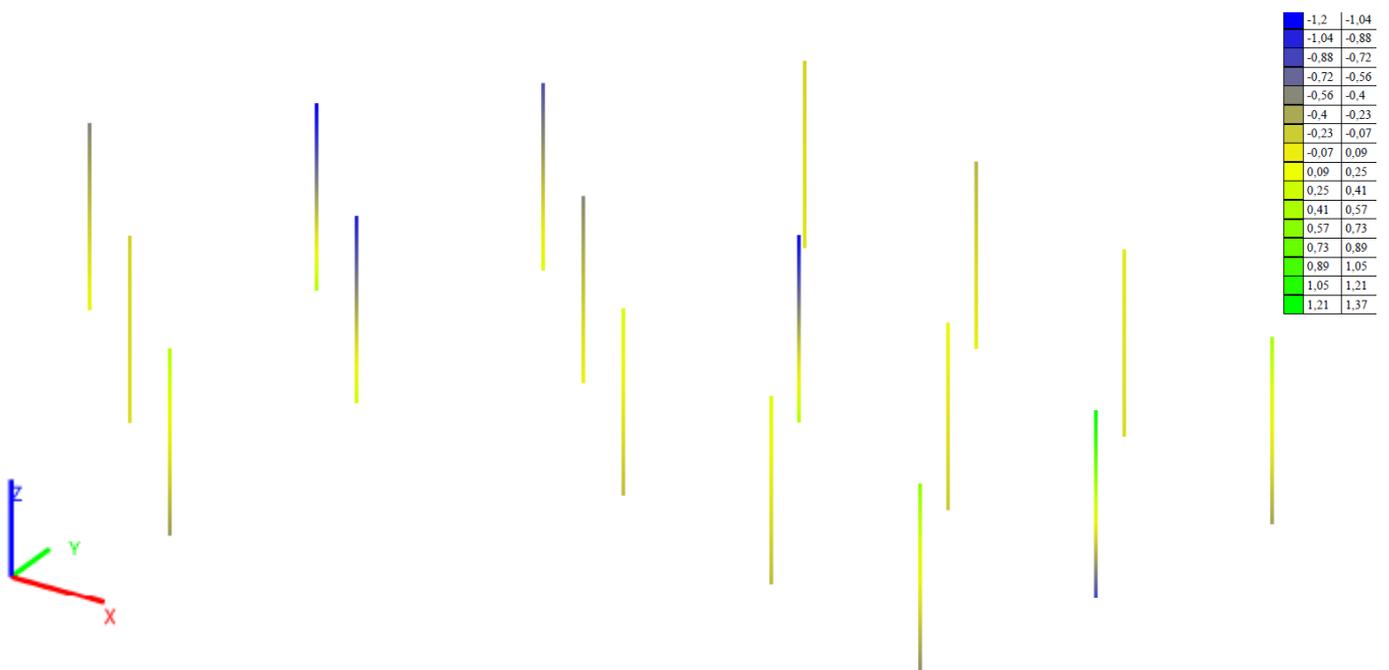


Рис. 4.32. Розрахункова схема із зазначенням зусиль M_z в колонах каркасу (Т*м)

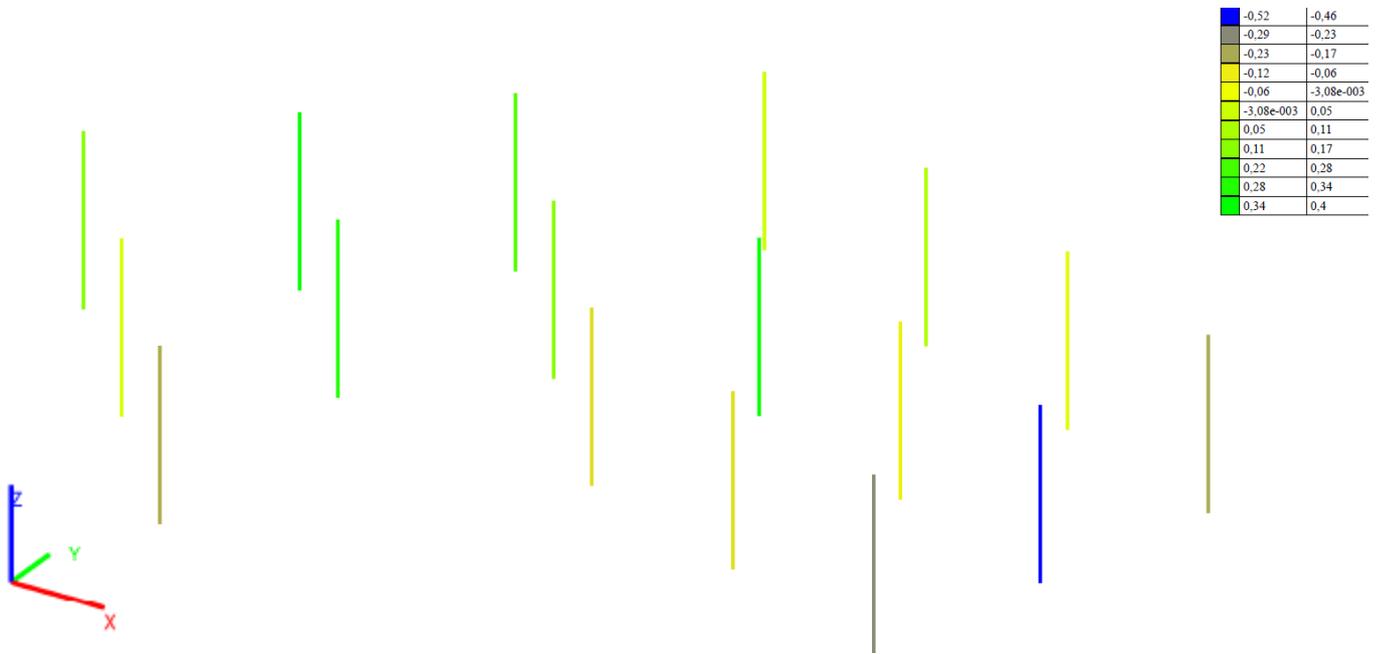


Рис. 4.33. Розрахункова схема із зазначенням зусиль Q_y в колонах каркасу (Т)

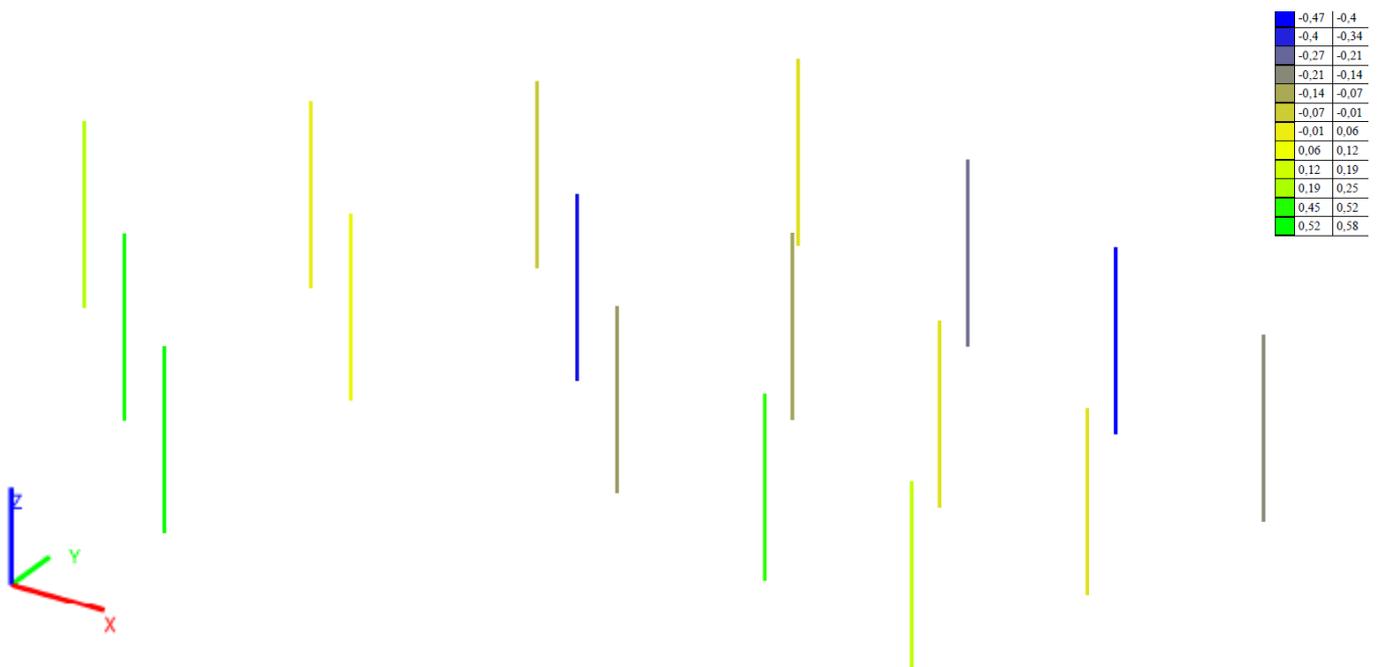


Рис. 4.34. Розрахункова схема із зазначенням зусиль Q_z в колонах каркасу (Т)

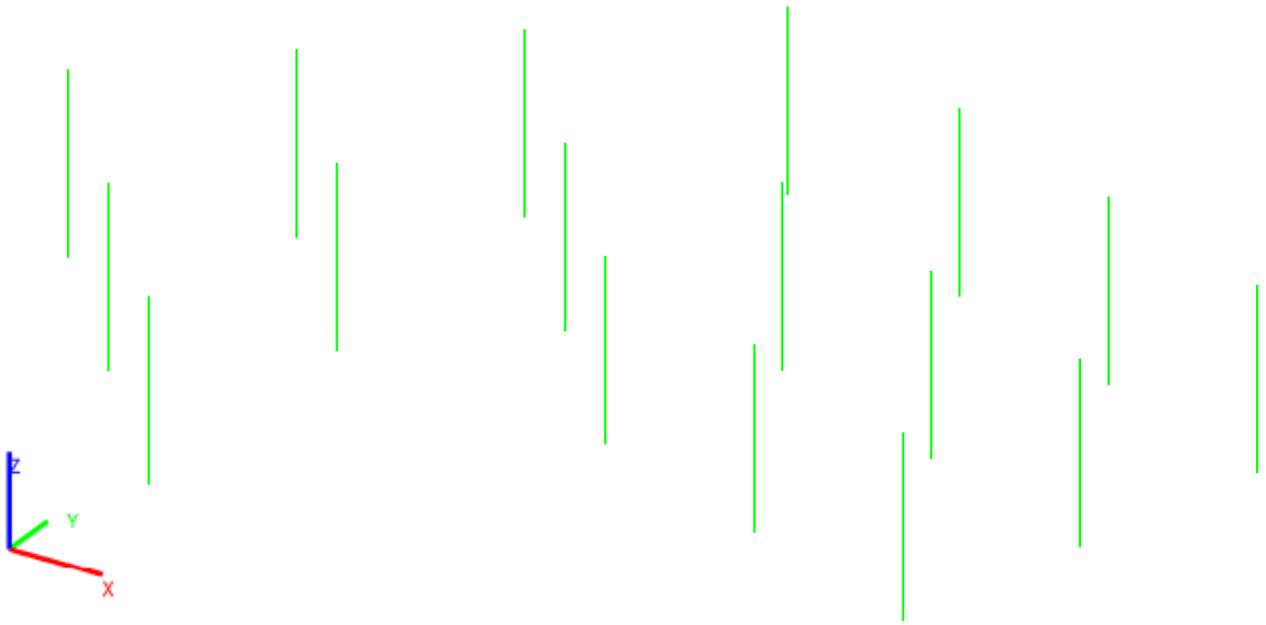
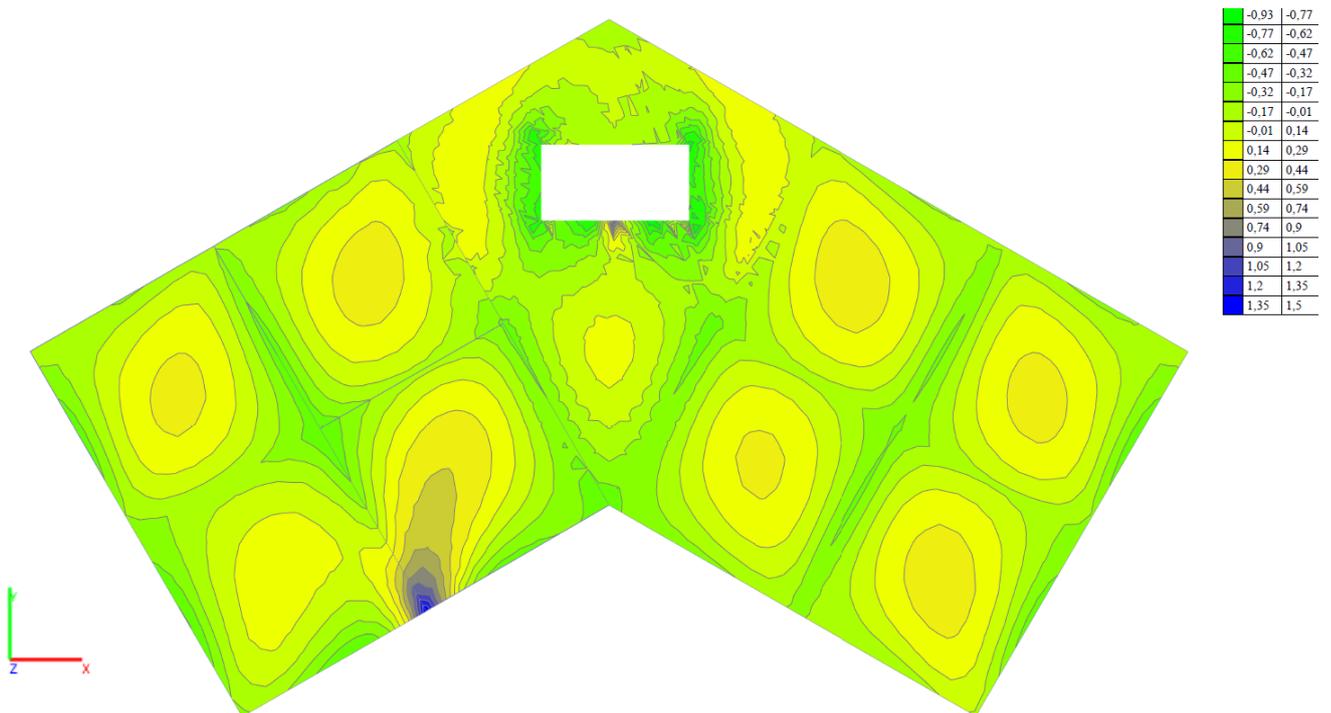


Рис. 4.35. Перевірка несучої здатності колон каркасу

Рис. 4.36. Розрахункова схема із зазначенням зусиль M_x в плиті (T^*m/m)

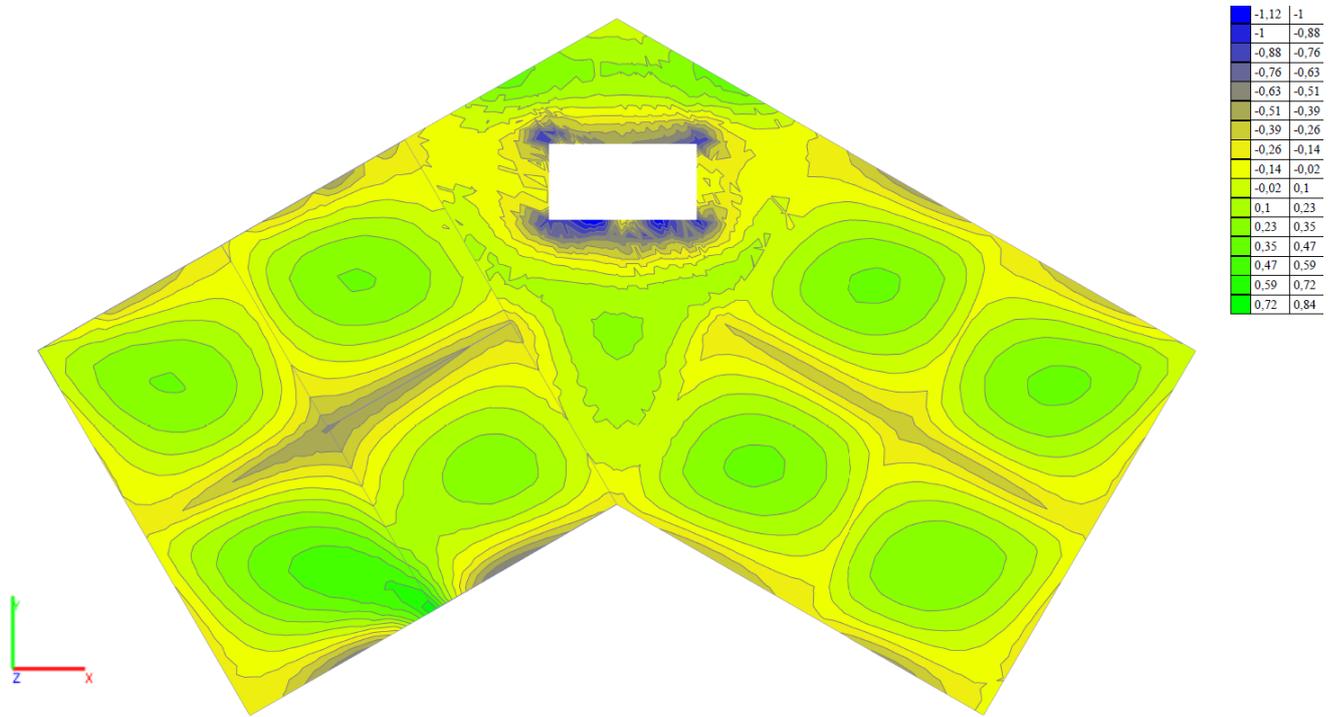


Рис. 4.37. Розрахункова схема із зазначенням зусиль M_y в плиті (Т*м/м)

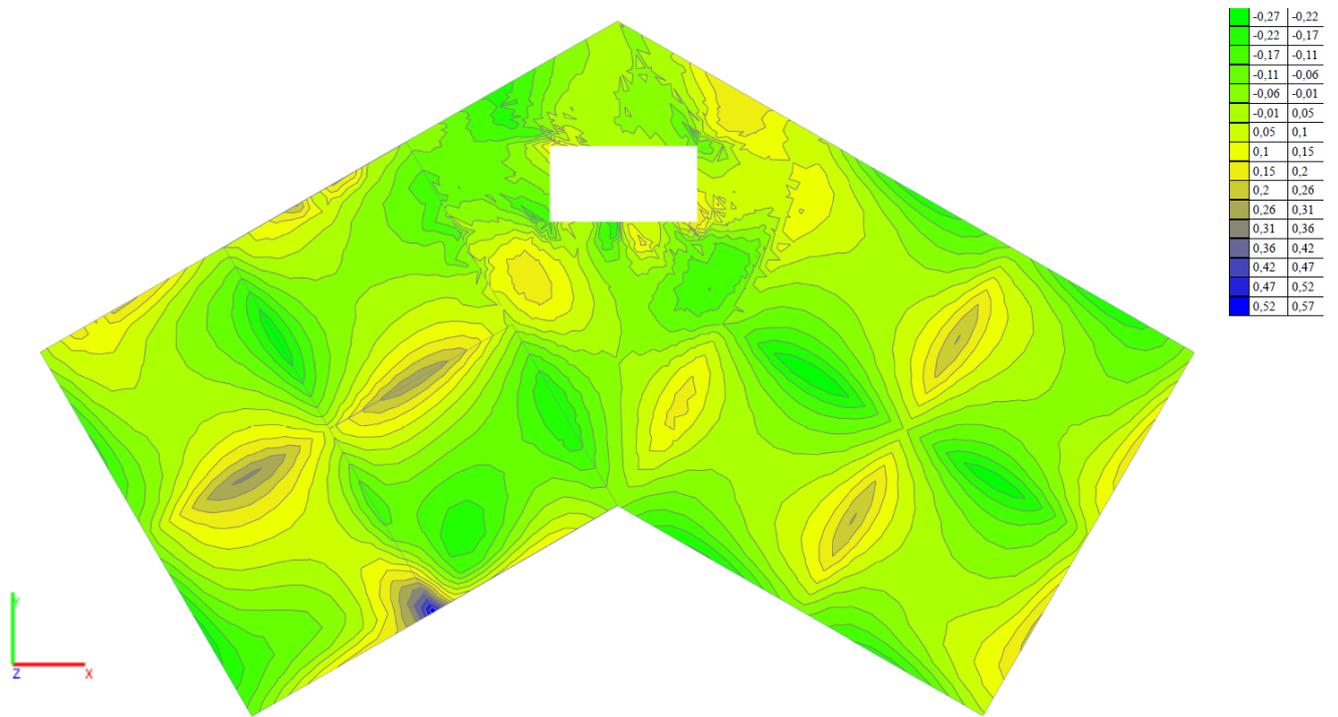


Рис. 4.38. Розрахункова схема із зазначенням зусиль M_{xy} в плиті (Т*м/м)

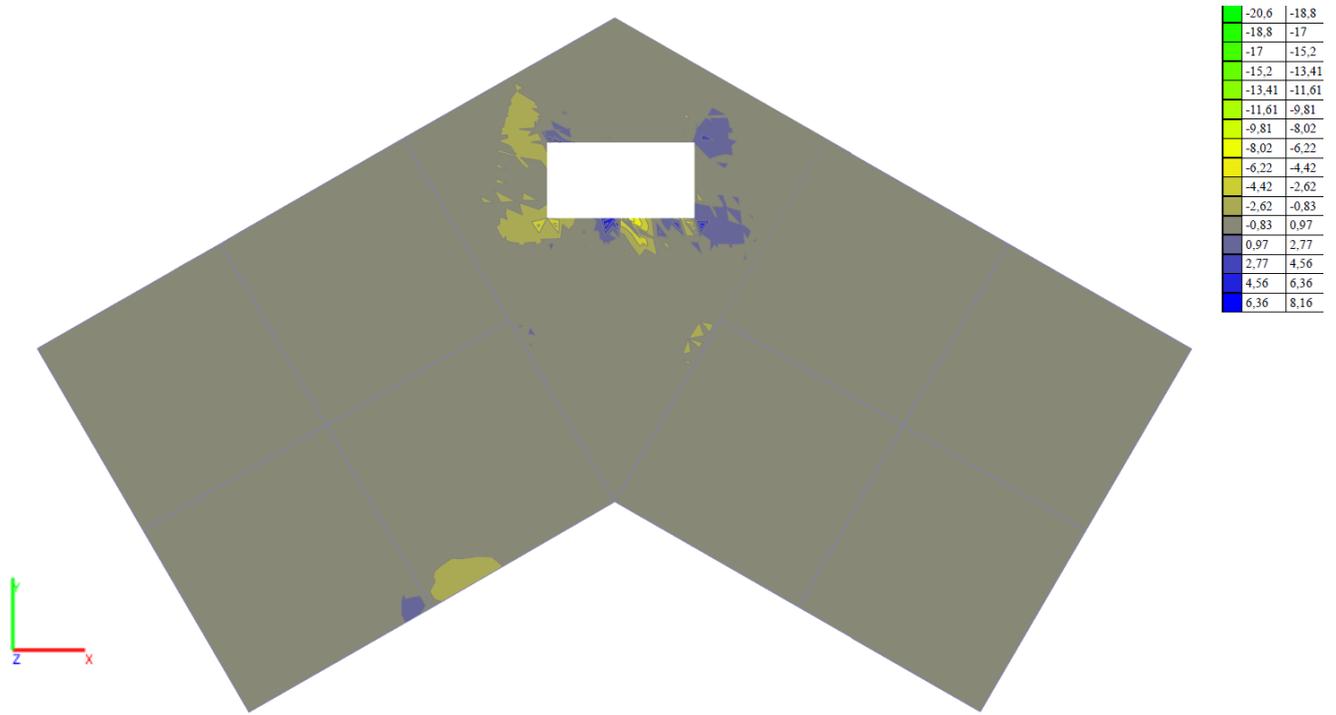


Рис. 4.39. Розрахункова схема із зазначенням зусиль Q_x в плиті (Т/м)

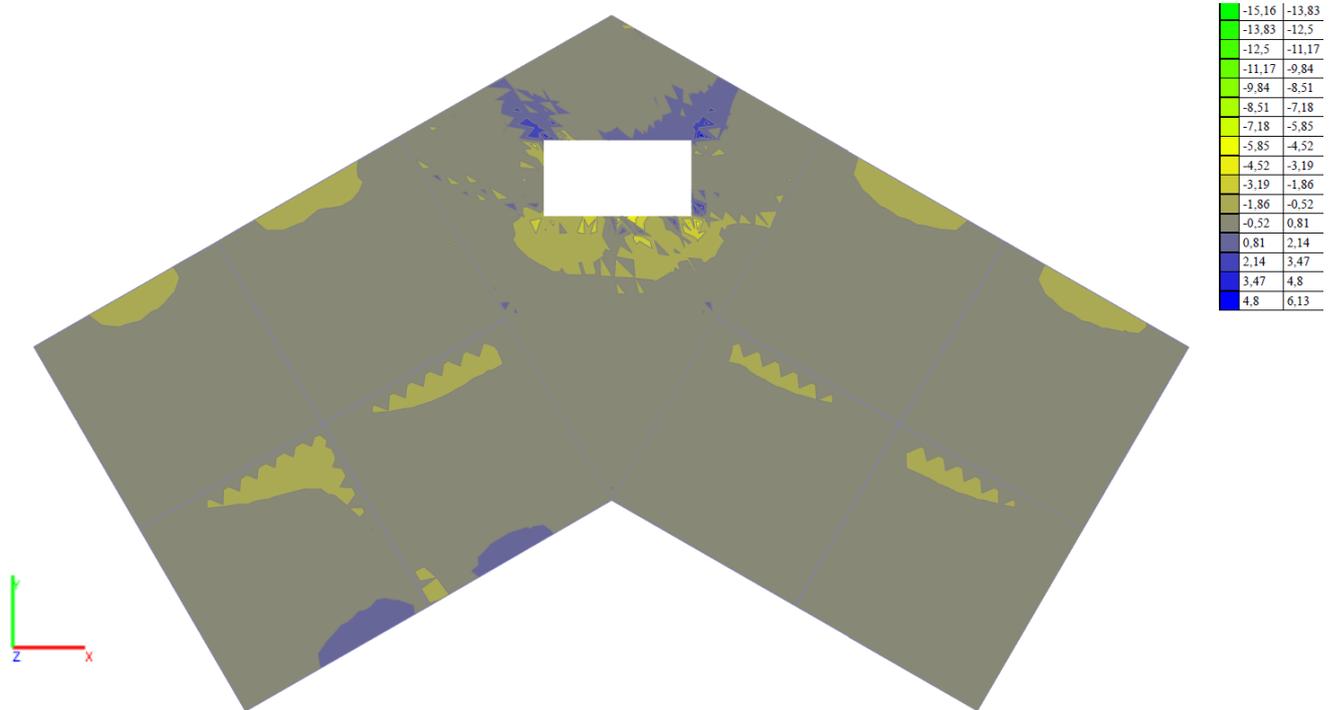


Рис. 4.40. Розрахункова схема із зазначенням зусиль Q_y в плиті (Т/м)

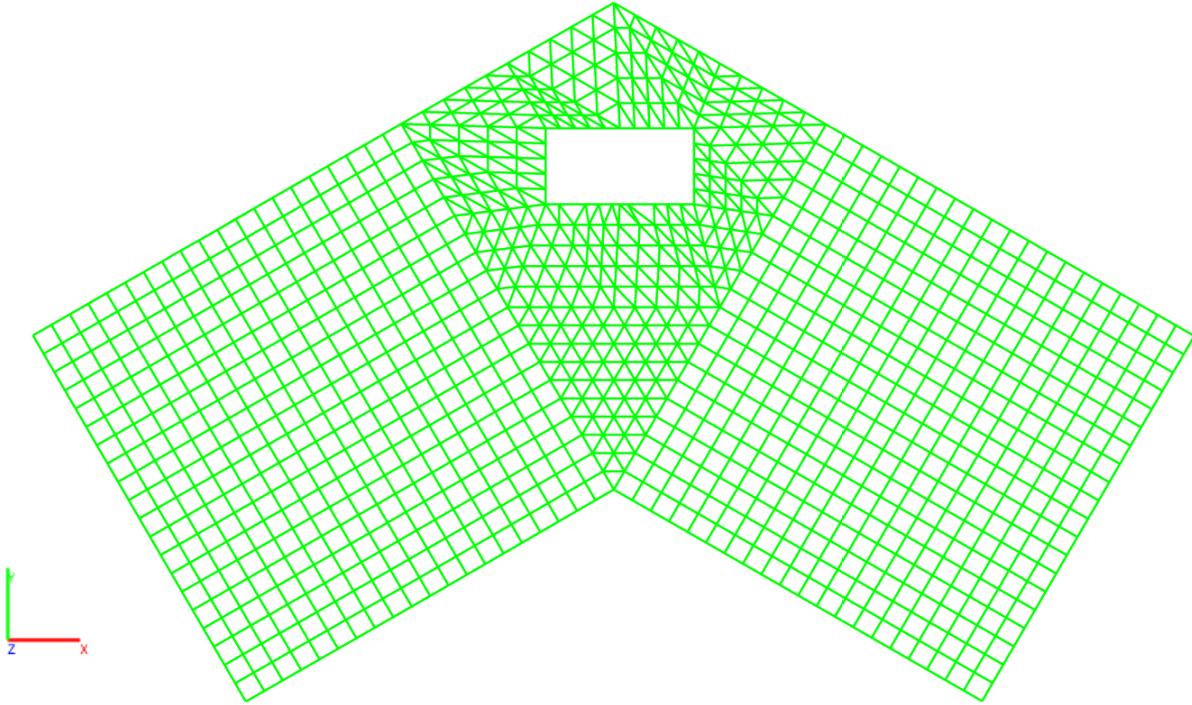


Рис. 4.41. Перевірка несучої здатності плити

РОЗРАХУНОК БУДІВЛІ ІЗ МОДЕЛЮВАННЯМ СИТУАЦІЇ 2 (вилучення колони середнього ряду в рівні цокольного поверху на перетині вісей Б та 2)

Перед розрахунком та моделюванням ситуації 2 (Рис. 4.2.) виконано копіювання та коригування вихідної розрахункової схеми. Використані понижуючі коефіцієнти корисного та снігового навантажень (табл.4.8.).

Види навантажень

Табл. 4.7.

Номер	Назва
L1	Власна вага
L2	Вага покриттів
L3	Корисне навантаження
L4	Снігове навантаження

Комбінації навантажень

Табл. 4.8.

Номер	Формула
1	$L1+L2+0,5xL3+0,35xL4$

Результати розрахунку наступні:

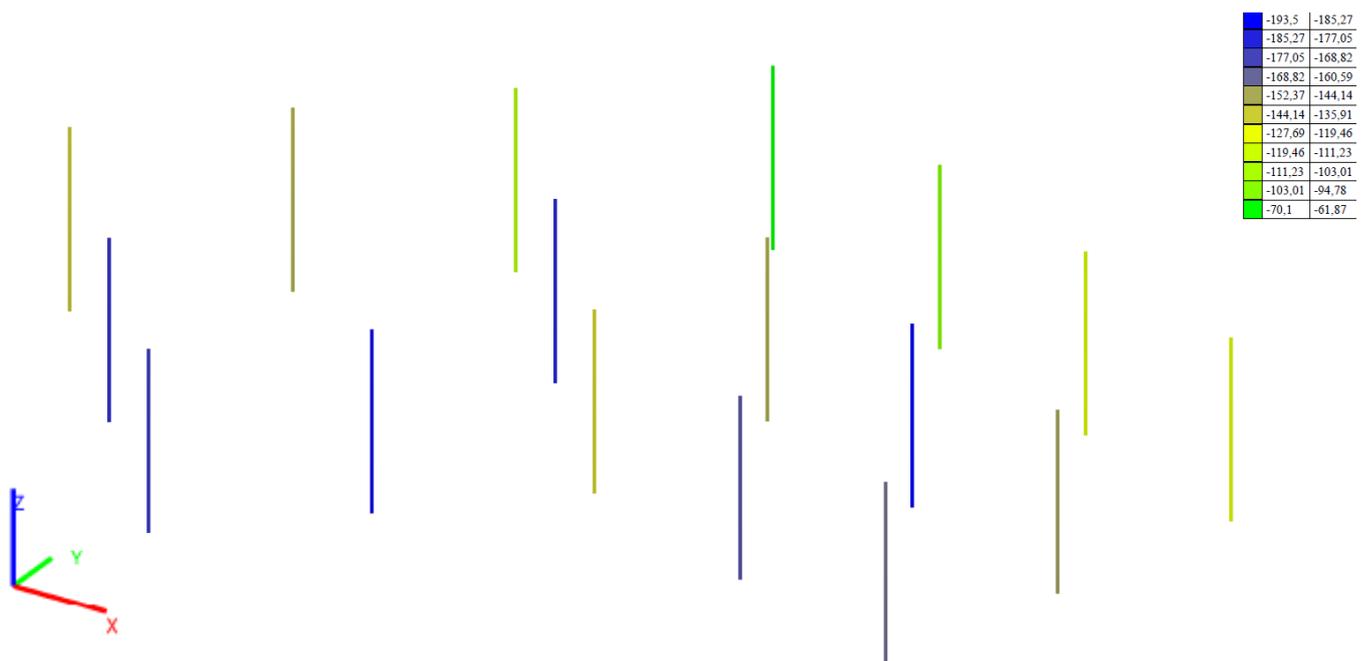


Рис. 4.42. Розрахункова схема із зазначенням зусиль N в колонах каркасу (Т)

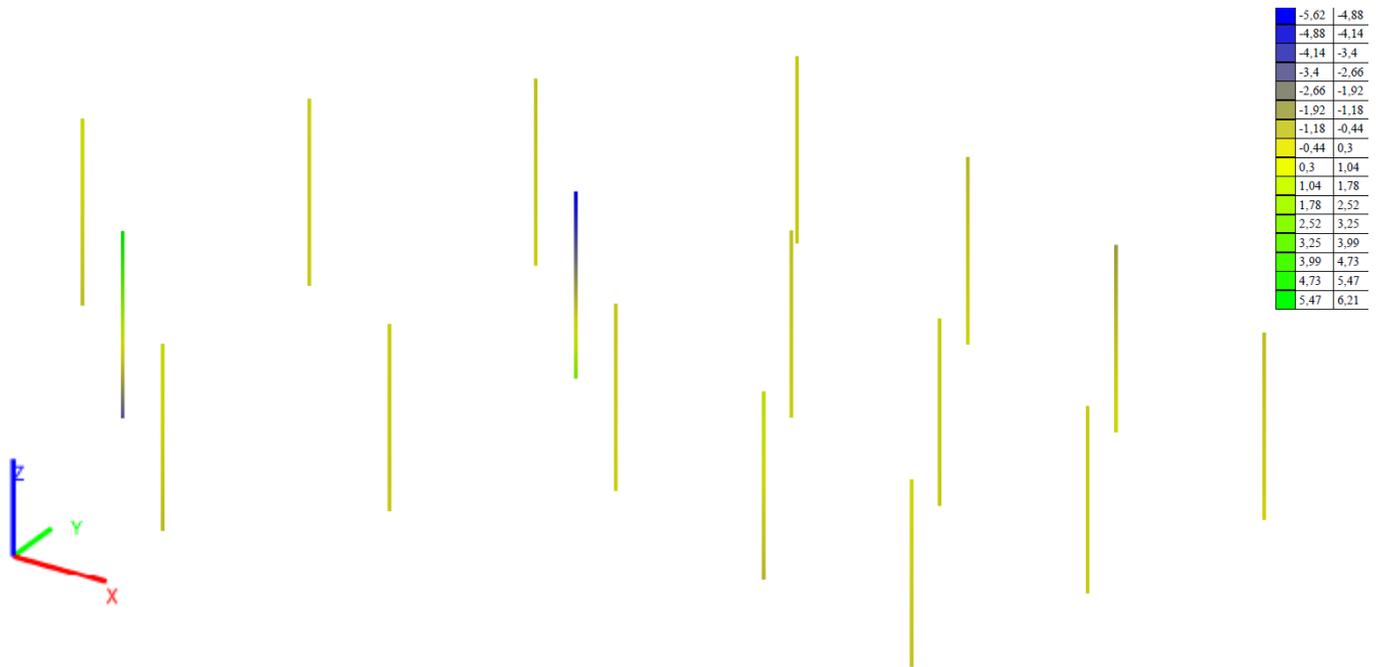


Рис. 4.43. Розрахункова схема із зазначенням зусиль M_y в колонах каркасу (Т*м)

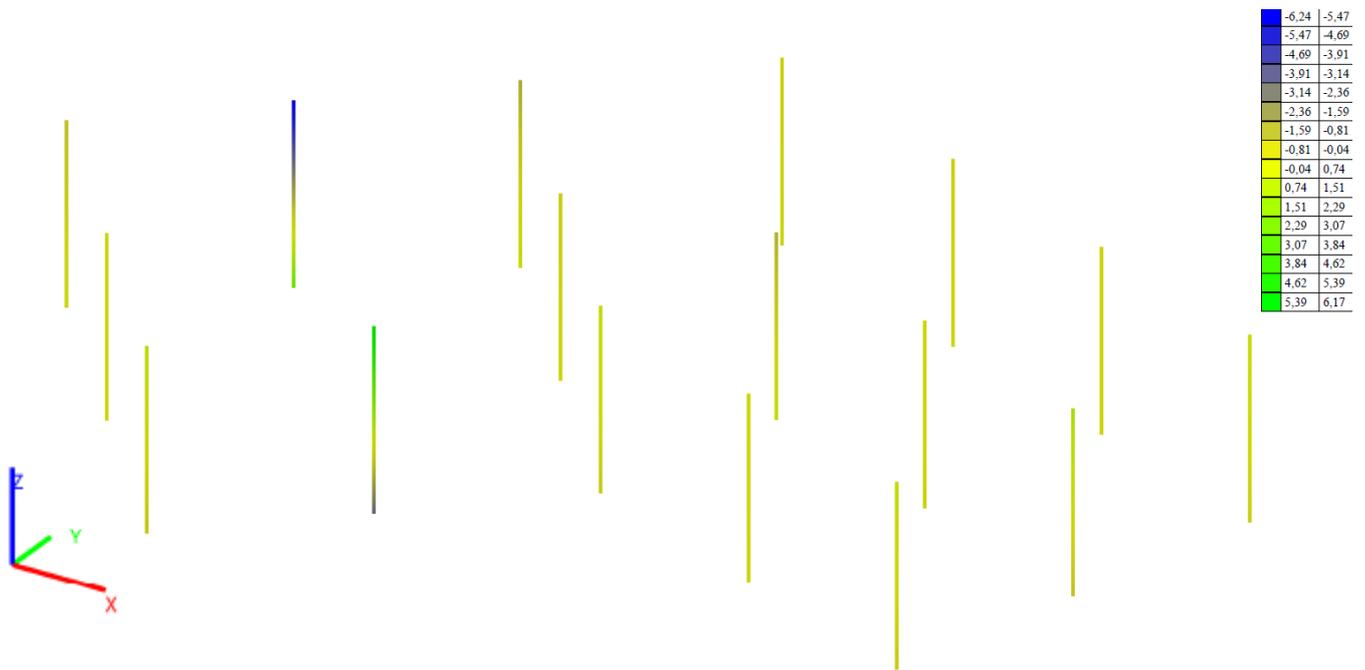


Рис. 4.44. Розрахункова схема із зазначенням зусиль M_z в колонах каркасу (Т*м)

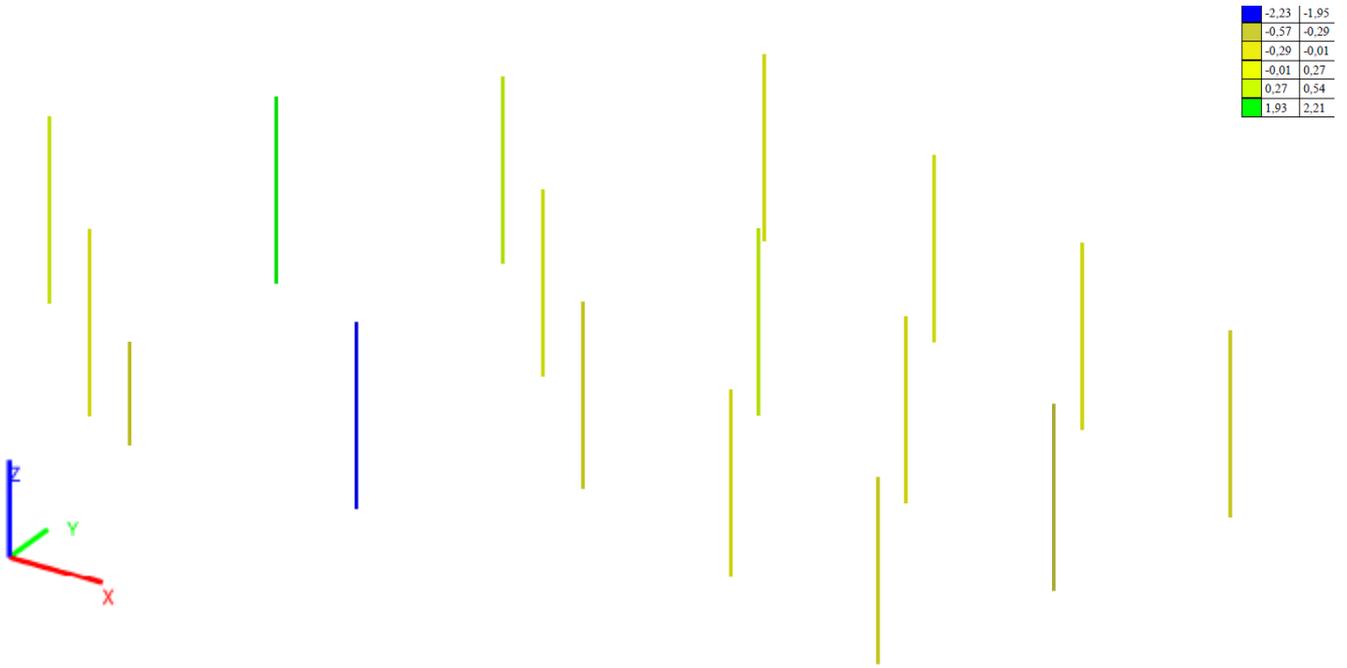


Рис. 4.45. Розрахункова схема із зазначенням зусиль Q_y в колонах каркасу (Т)

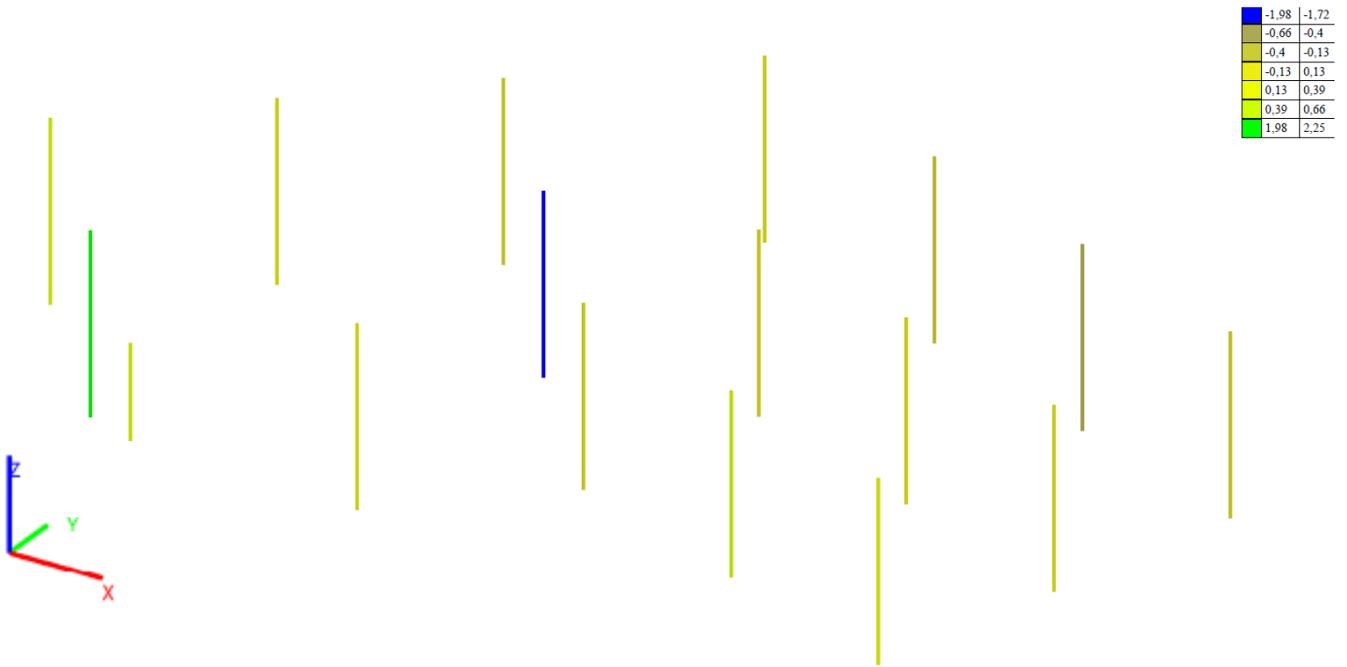


Рис. 4.46. Розрахункова схема із зазначенням зусиль Q_z в колонах каркасу (Т)

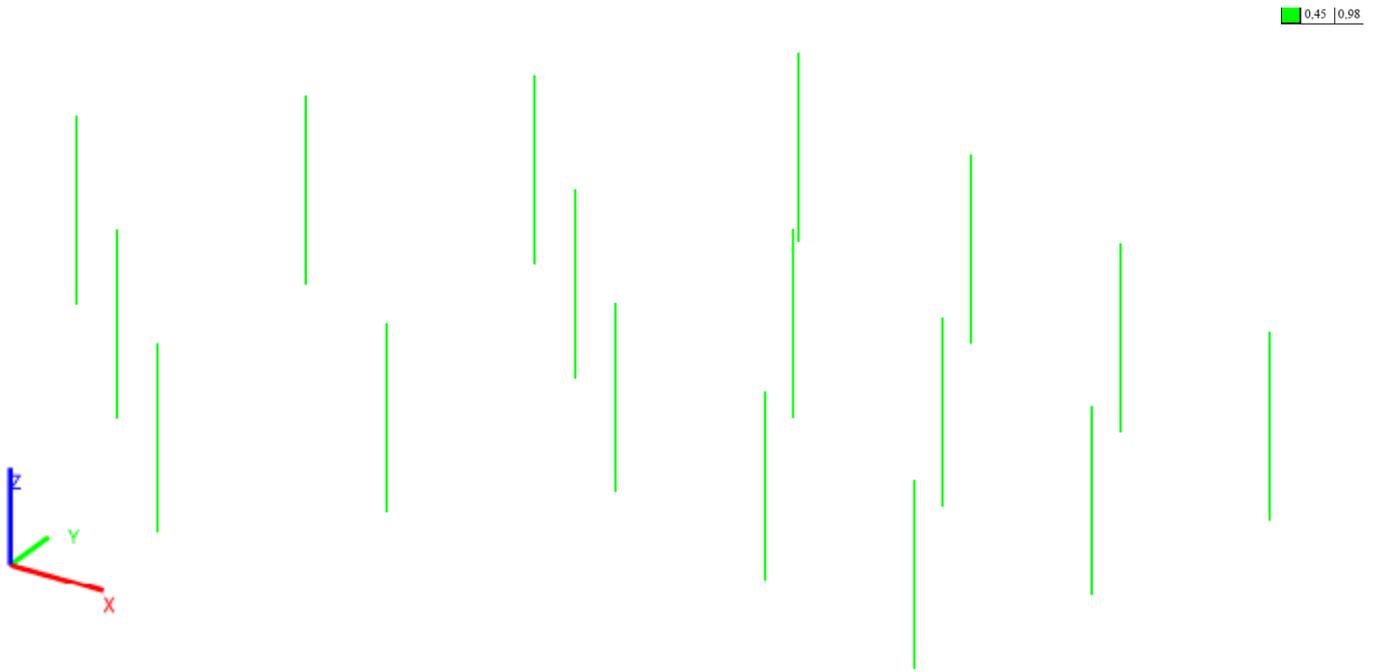


Рис. 4.47. Експертиза залізобетону колон каркасу

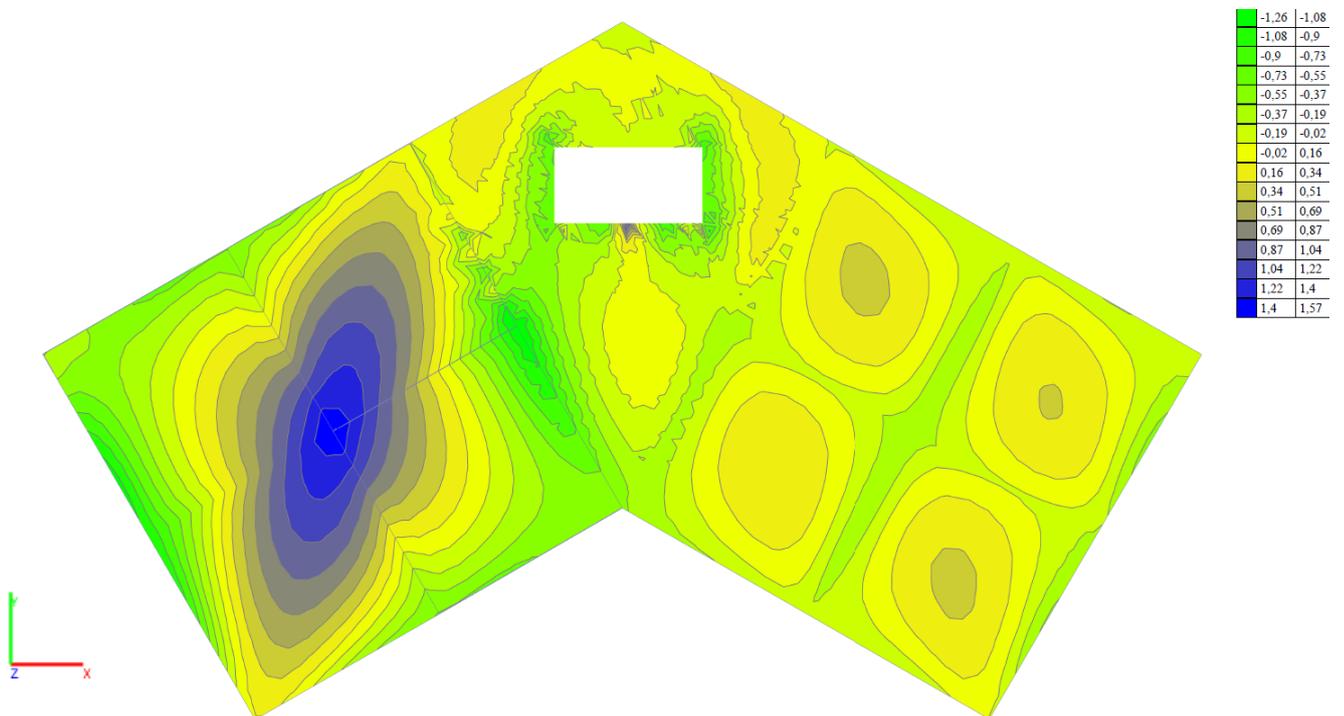


Рис. 4.48. Розрахункова схема із зазначенням зусиль M_x в плиті (Т*м/м)

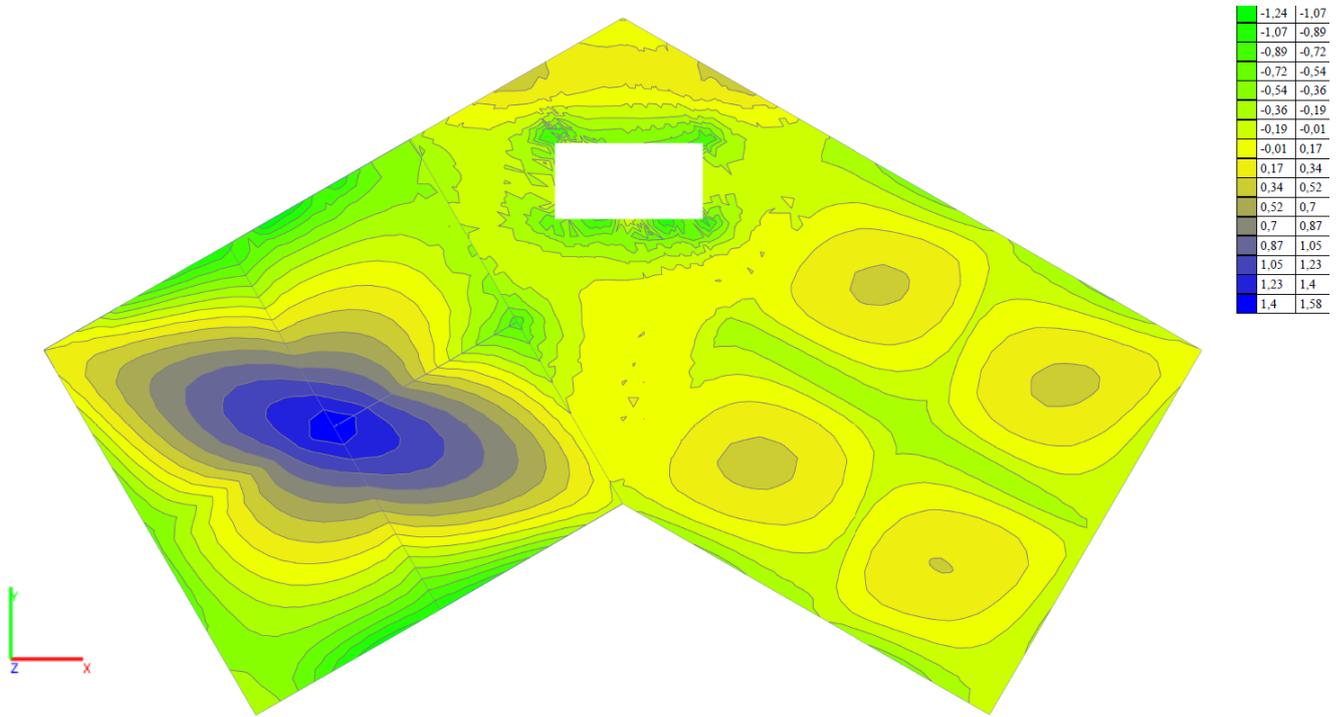


Рис. 4.49. Розрахункова схема із зазначенням зусиль M_y в плиті (Т*м/м)

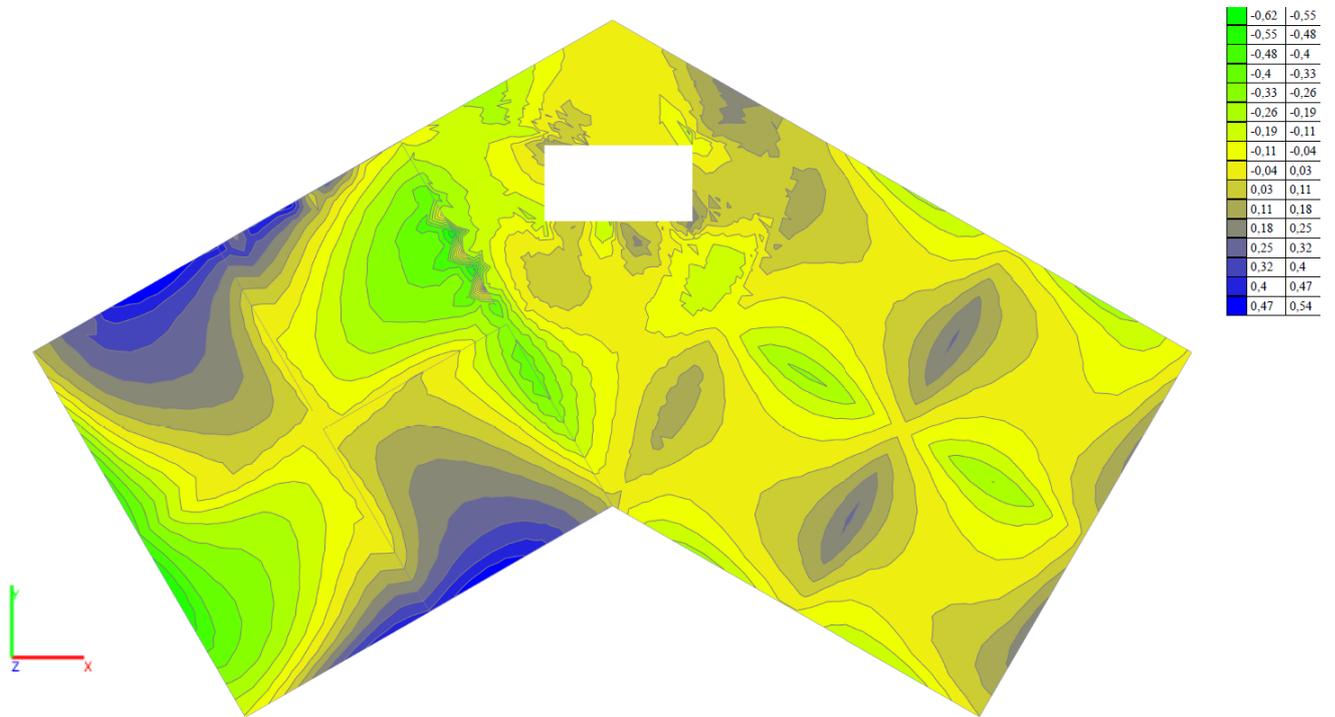


Рис. 4.50. Розрахункова схема із зазначенням зусиль M_{xy} в плиті (Т*м/м)

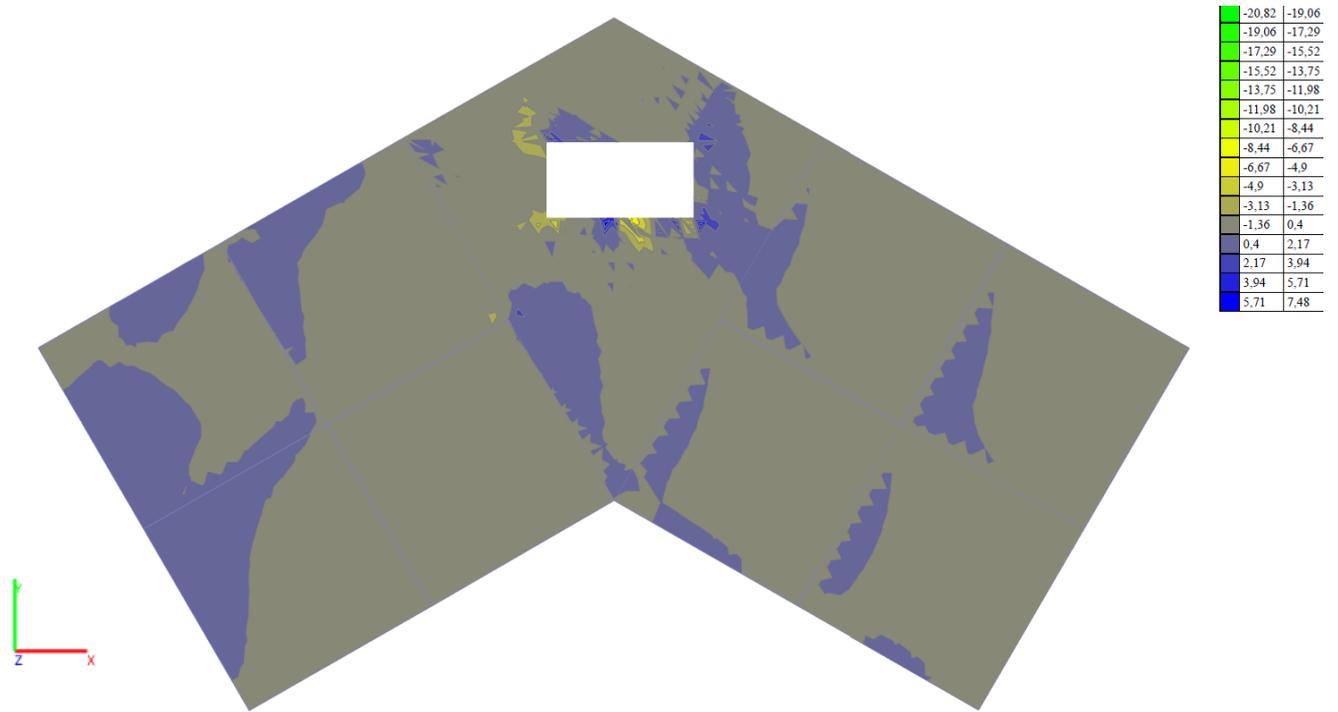


Рис. 4.51. Розрахункова схема із зазначенням зусиль Q_x в плиті (Т/м)

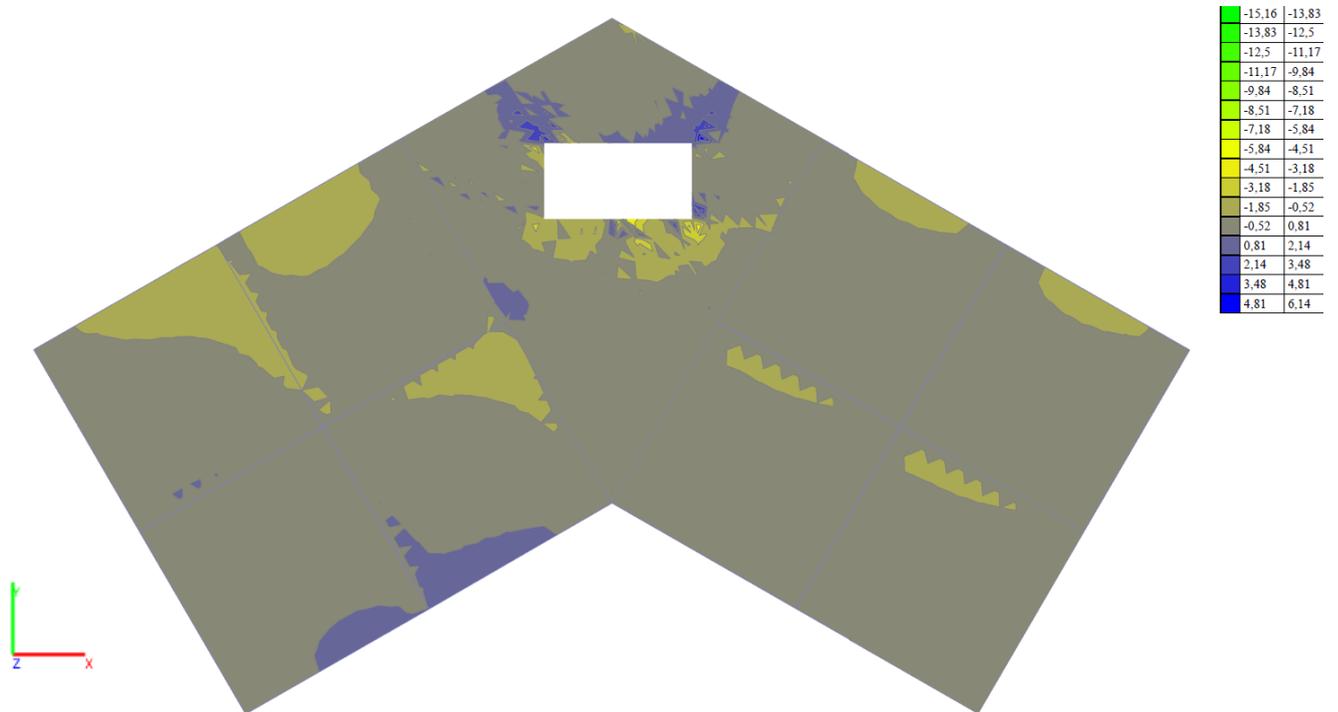


Рис. 4.52. Розрахункова схема із зазначенням зусиль Q_y в плиті (Т/м)

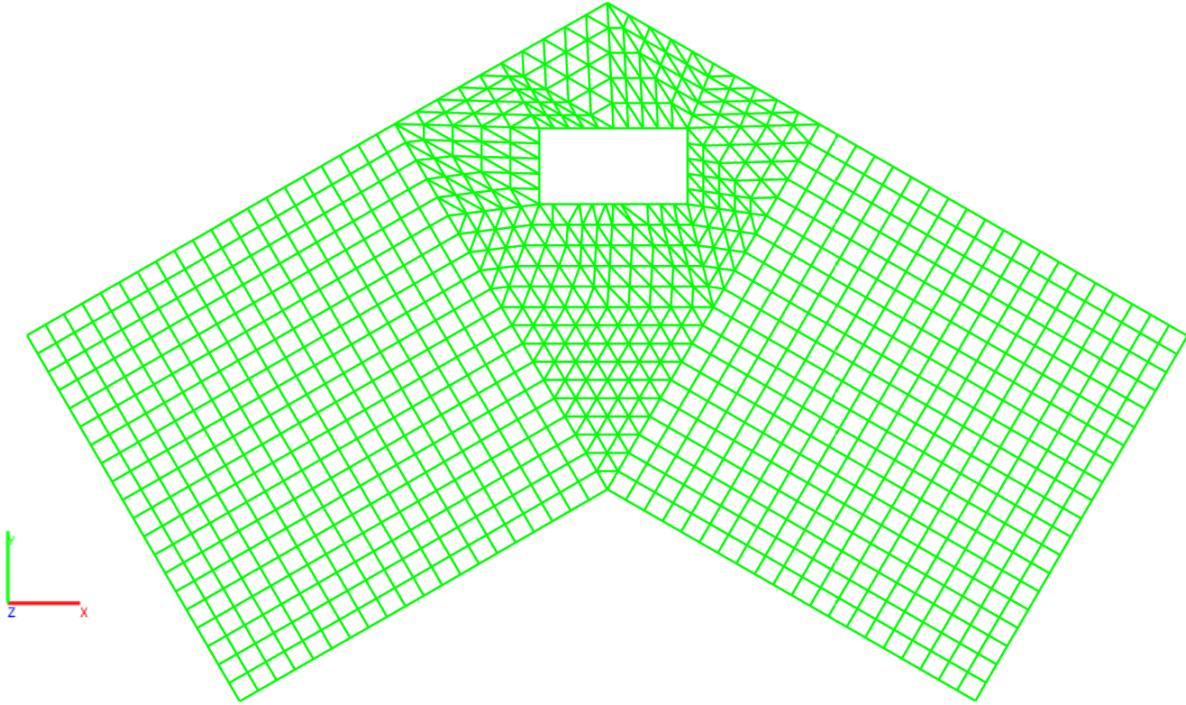


Рис. 4.53. Експертиза залізобетону плити

РОЗРАХУНОК БУДІВЛІ ІЗ МОДЕЛЮВАННЯМ СИТУАЦІЇ 3 (видалення колони крайнього ряду та фрагменту зовнішньої стіни підвального поверху)

Для проведення розрахунку було використано та скориговано основну (вихідну) розрахункову схему з метою моделювання ситуації 3 (Рис. 4.3.). У розрахунку застосовано понижуючі коефіцієнти корисного та снігового навантажень (табл.4.10.).

Види навантажень

Табл. 4.9.

Номер	Назва
L1	Власна вага
L2	Вага покриттів
L3	Корисне навантаження
L4	Снігове навантаження

Комбінації навантажень

Табл. 4.10.

Номер	Формула
1	$L1+L2+0,5xL3+0,35xL4$

Результати розрахунку наступні:

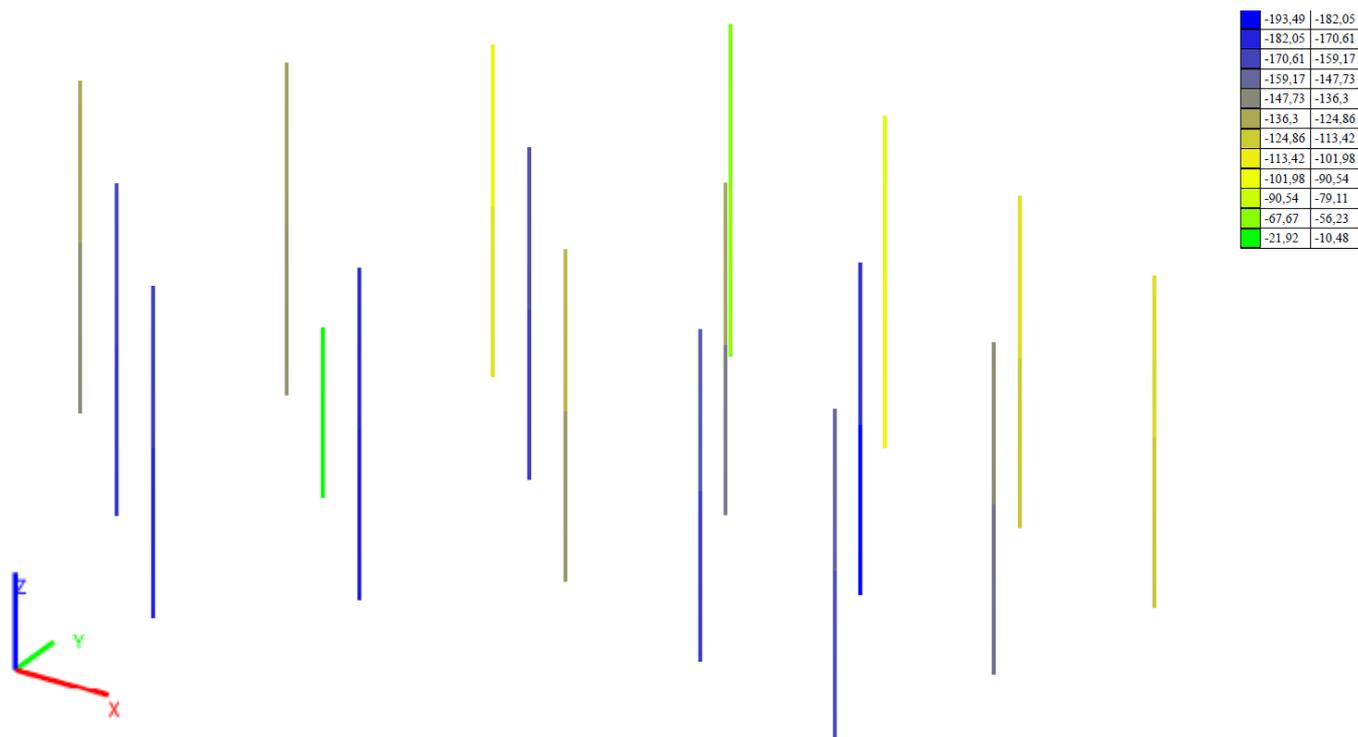


Рис. 4.54. Розрахункова схема із зазначенням зусиль N в колонах каркасу (T)

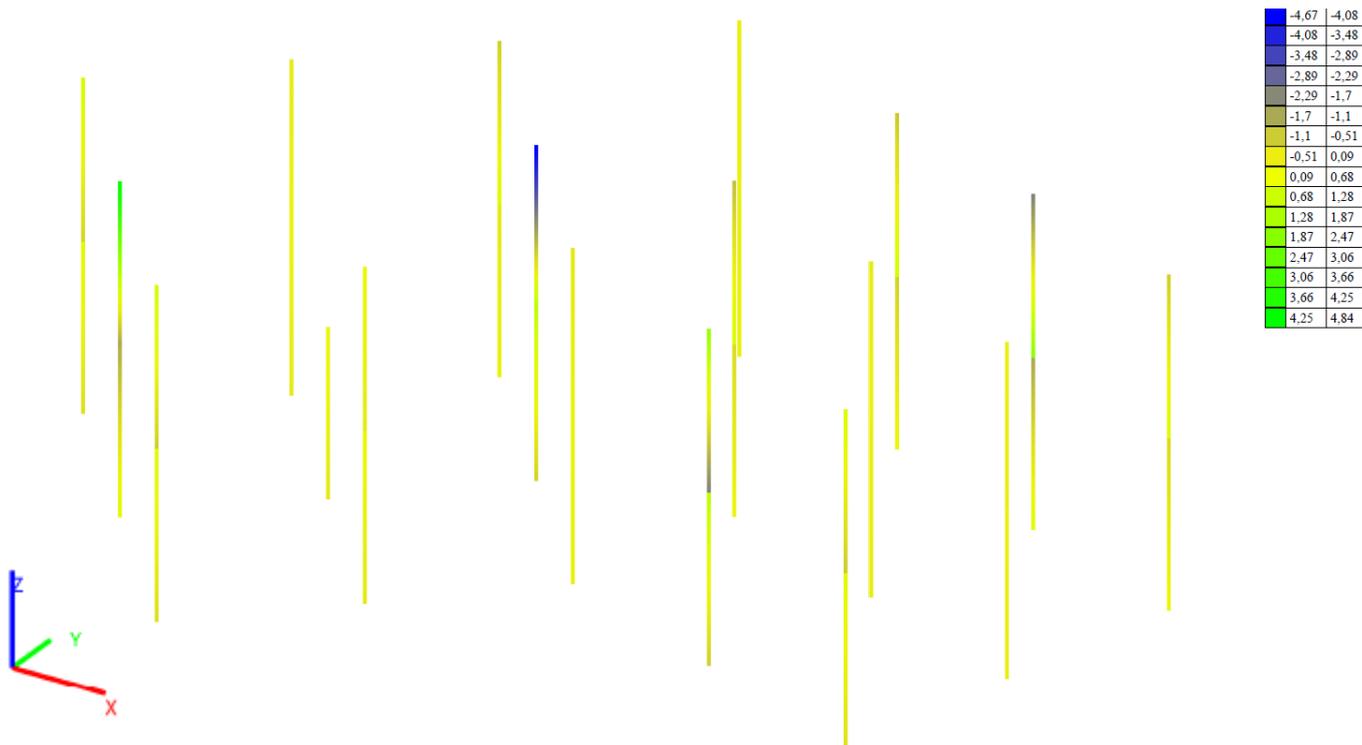


Рис. 4.55. Розрахункова схема із зазначенням зусиль M_y в колонах каркасу (Т*м)

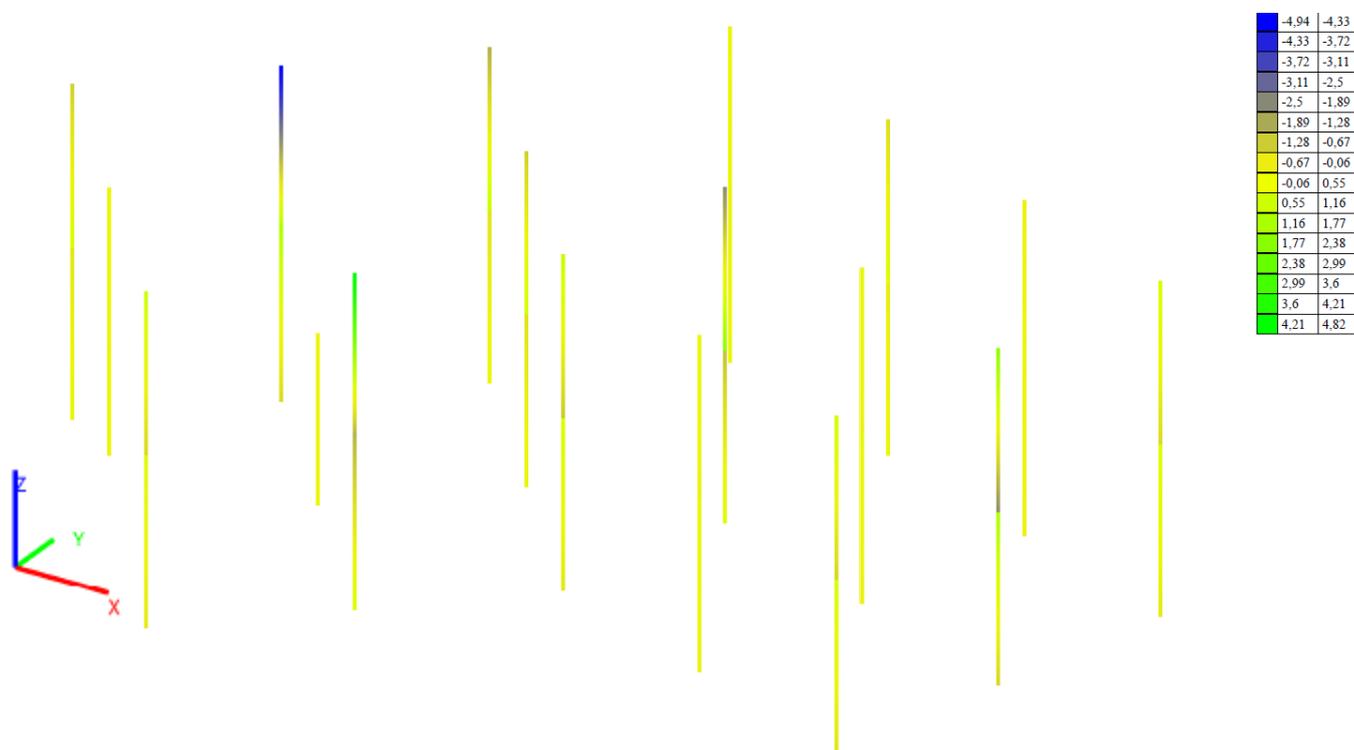


Рис. 4.56. Розрахункова схема із зазначенням зусиль M_z в колонах каркасу (Т*м)

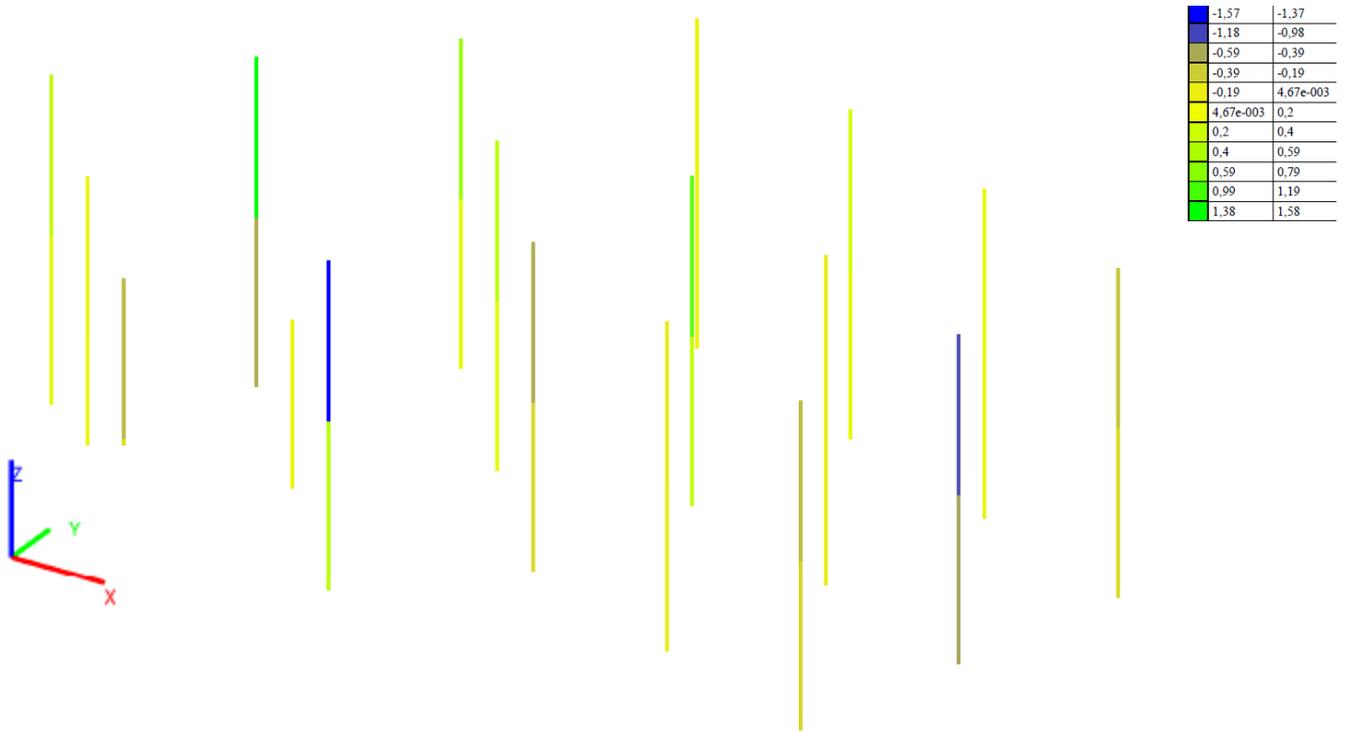


Рис. 4.57. Розрахункова схема із зазначенням зусиль Q_y в колонах каркасу (Т)

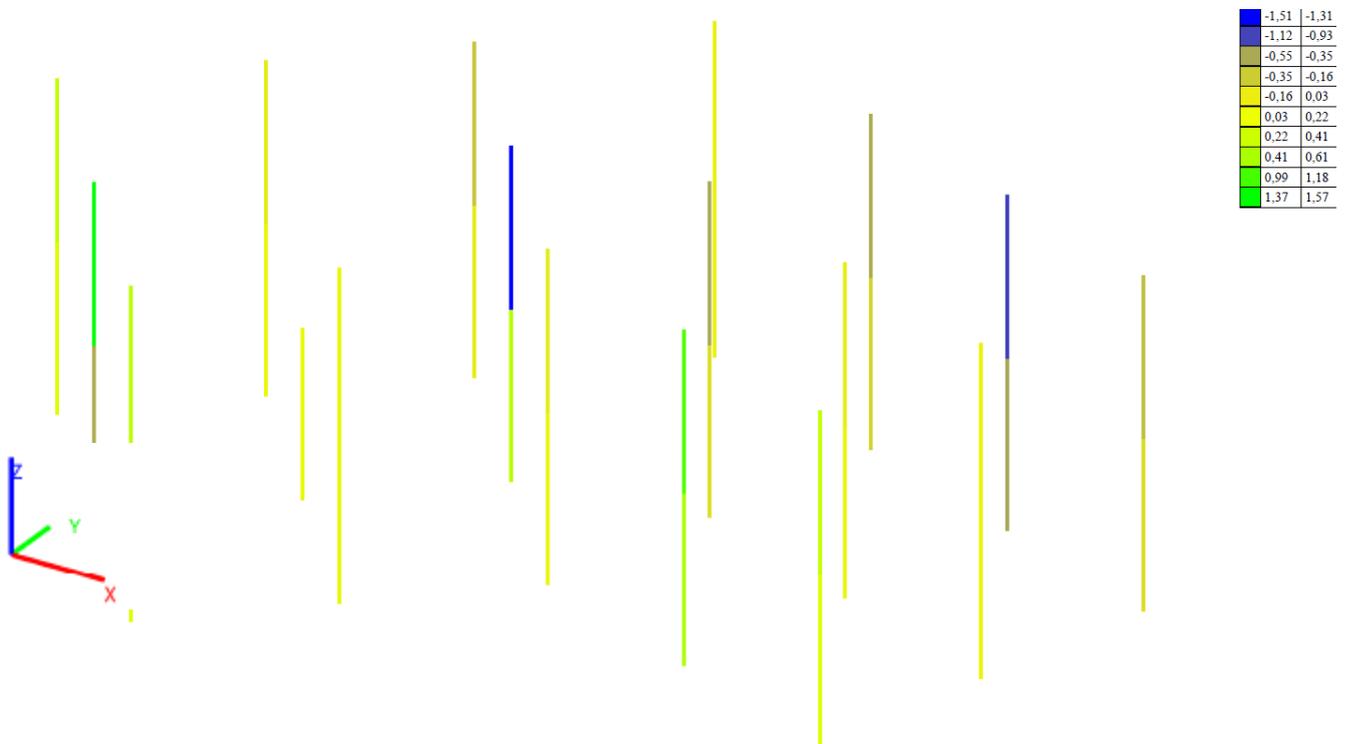


Рис. 4.58. Розрахункова схема із зазначенням зусиль Q_z в колонах каркасу (Т)

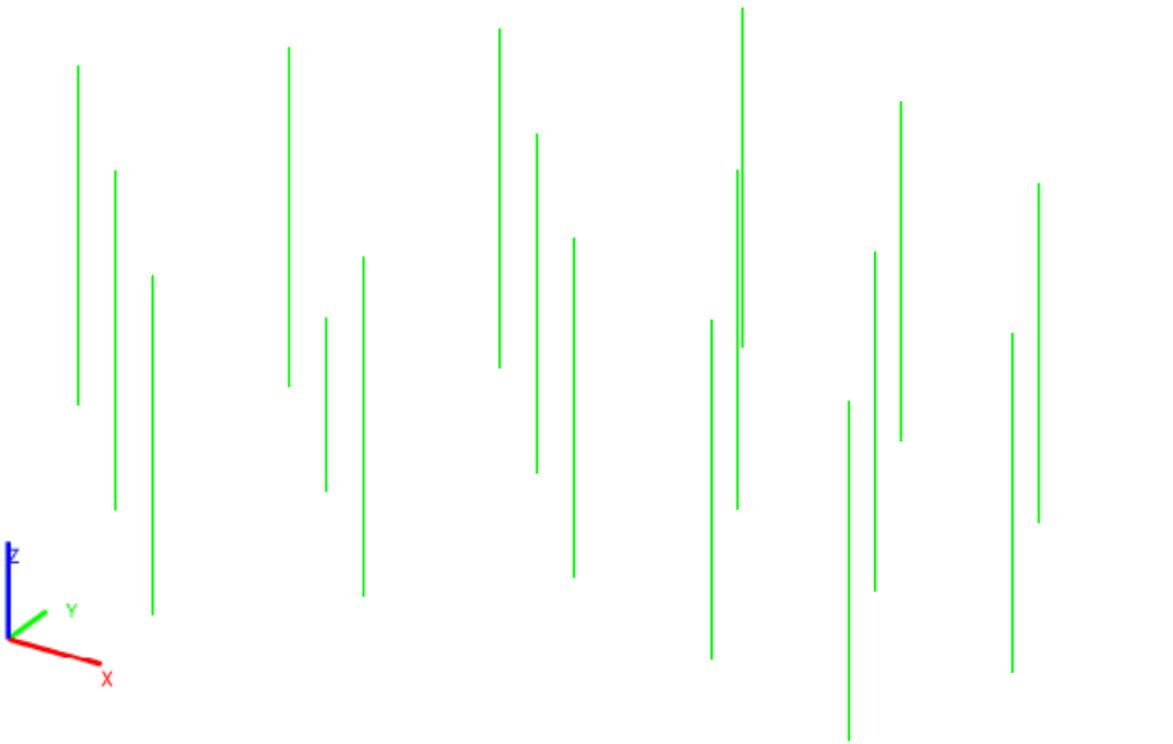
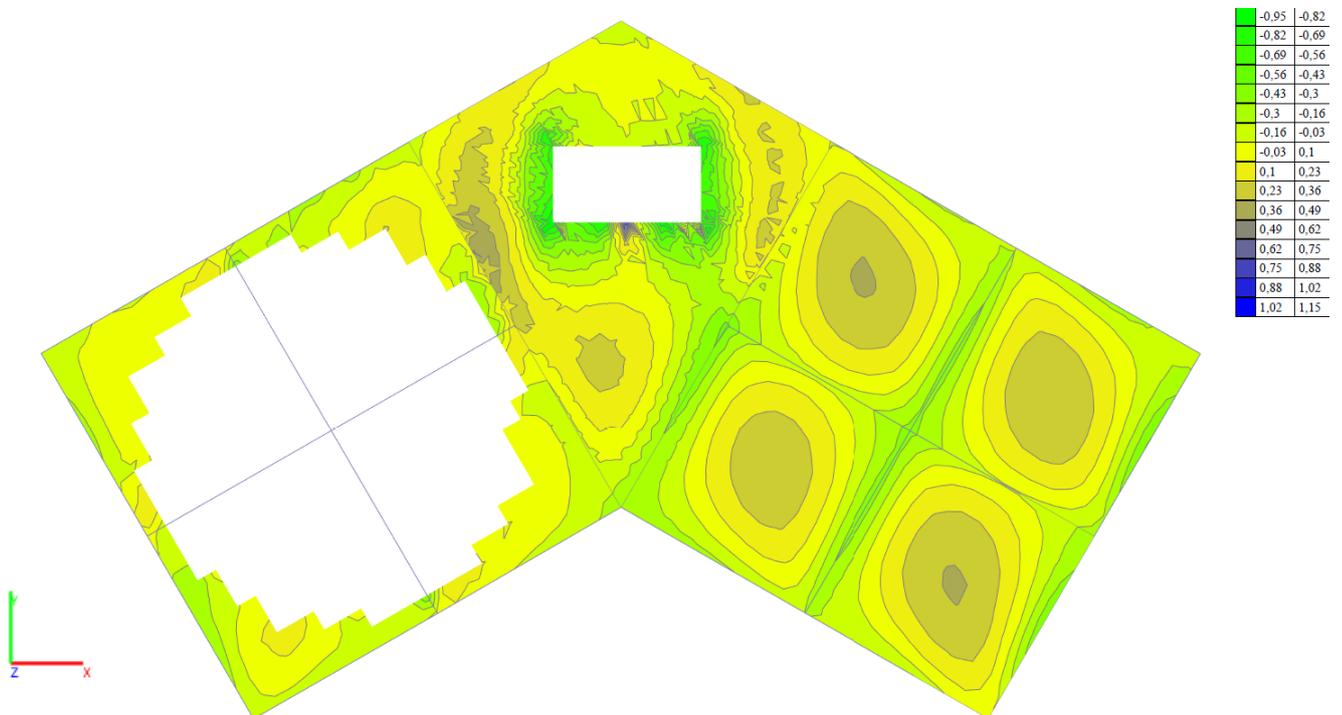


Рис. 4.59. Експертиза залізобетону колон каркасу

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

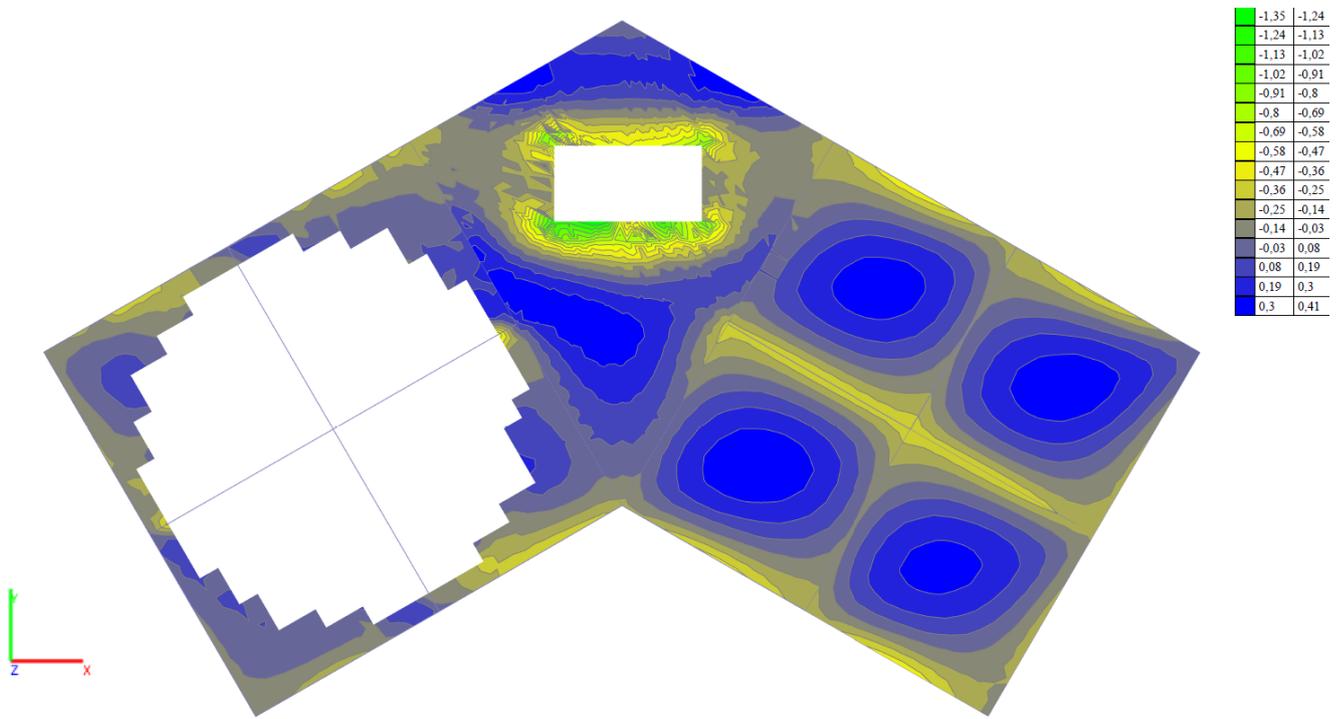


Рис. 4.61. Розрахункова схема із зазначенням зусиль M_y в плиті (Т*м/м)

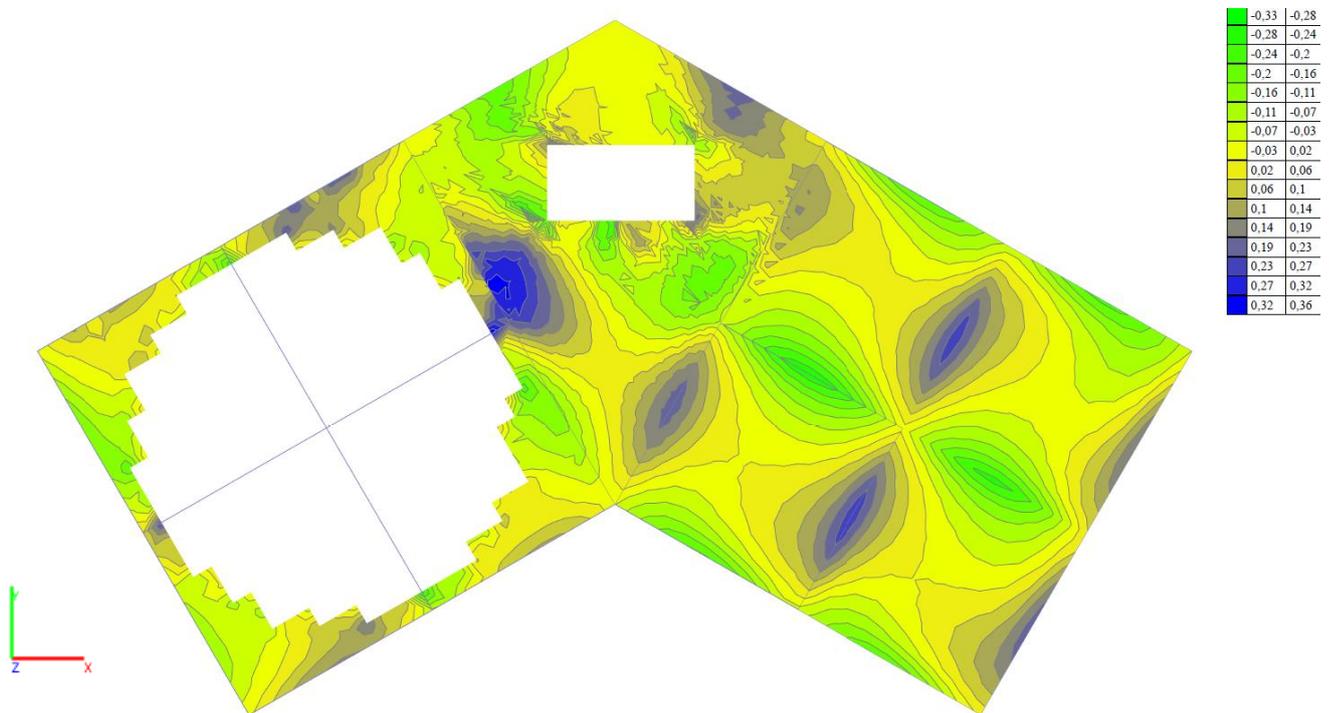


Рис. 4.62. Розрахункова схема із зазначенням зусиль M_{xy} в плиті (Т*м/м)

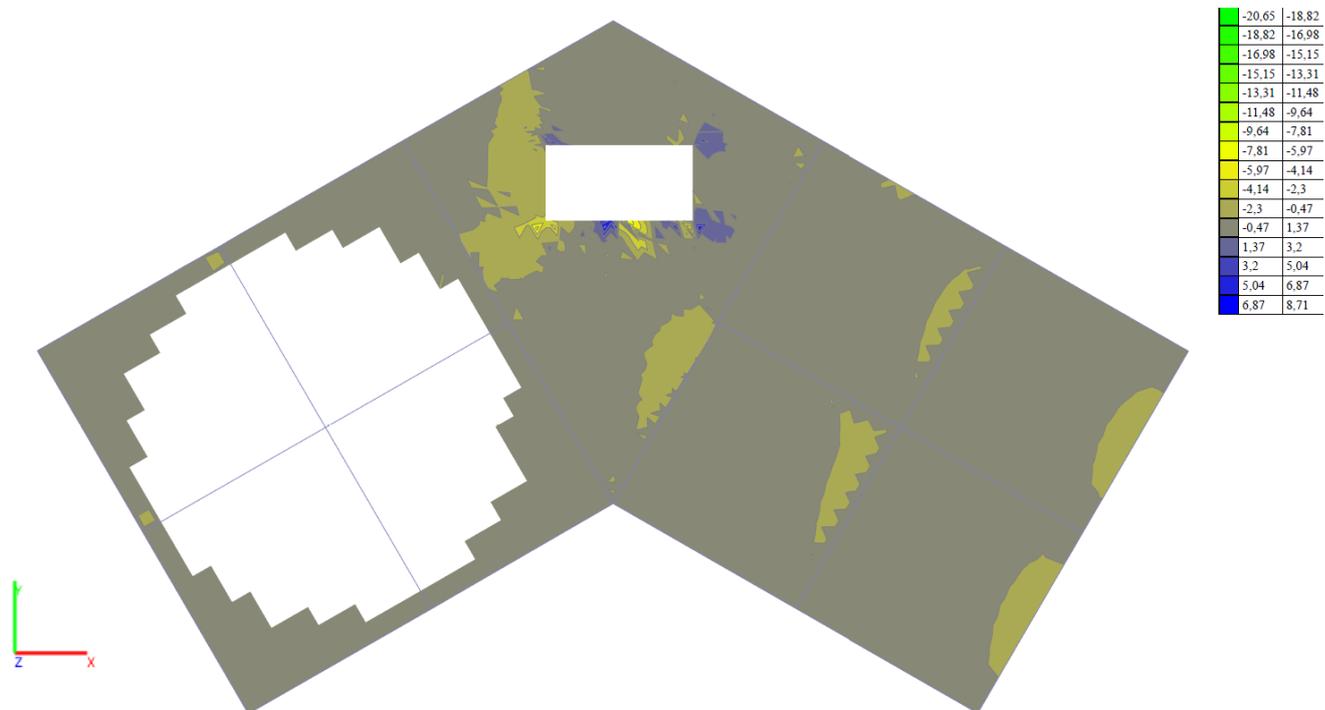


Рис. 4.63. Розрахункова схема із зазначенням зусиль Q_x в плиті (Т/м)

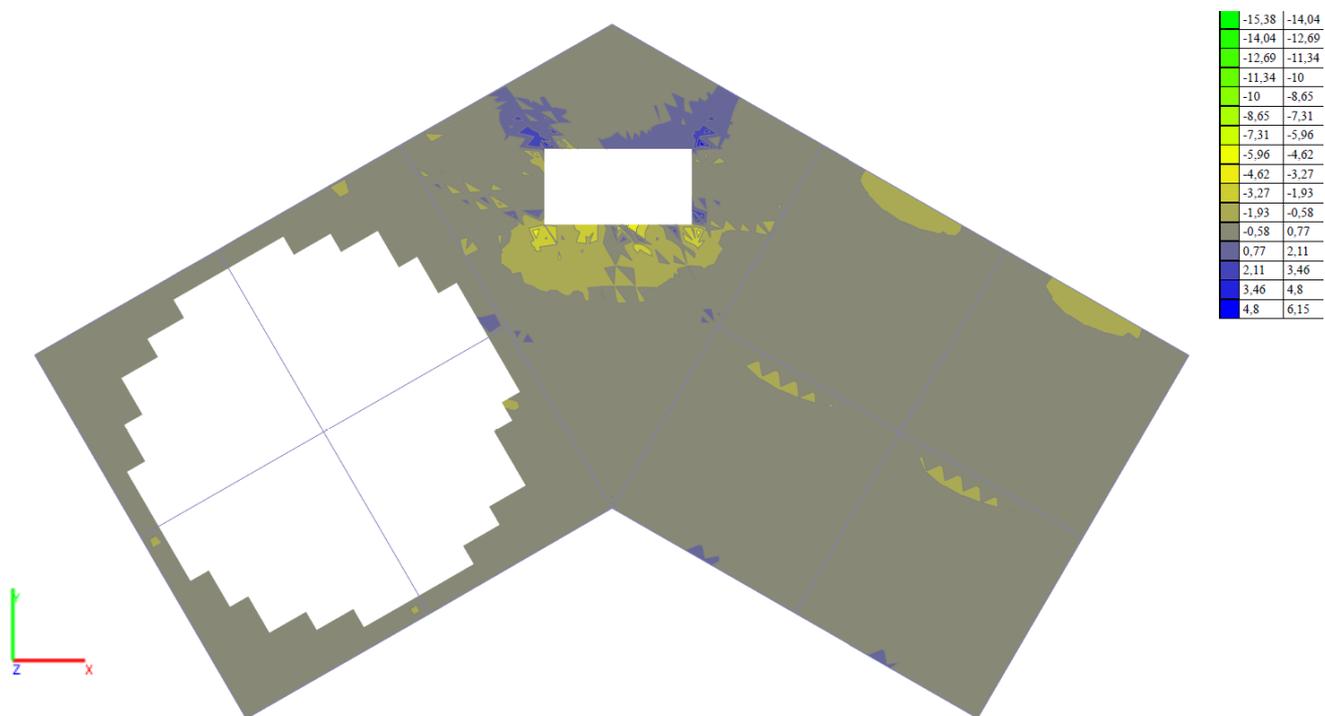


Рис. 4.64. Розрахункова схема із зазначенням зусиль Q_y в плиті (Т/м)

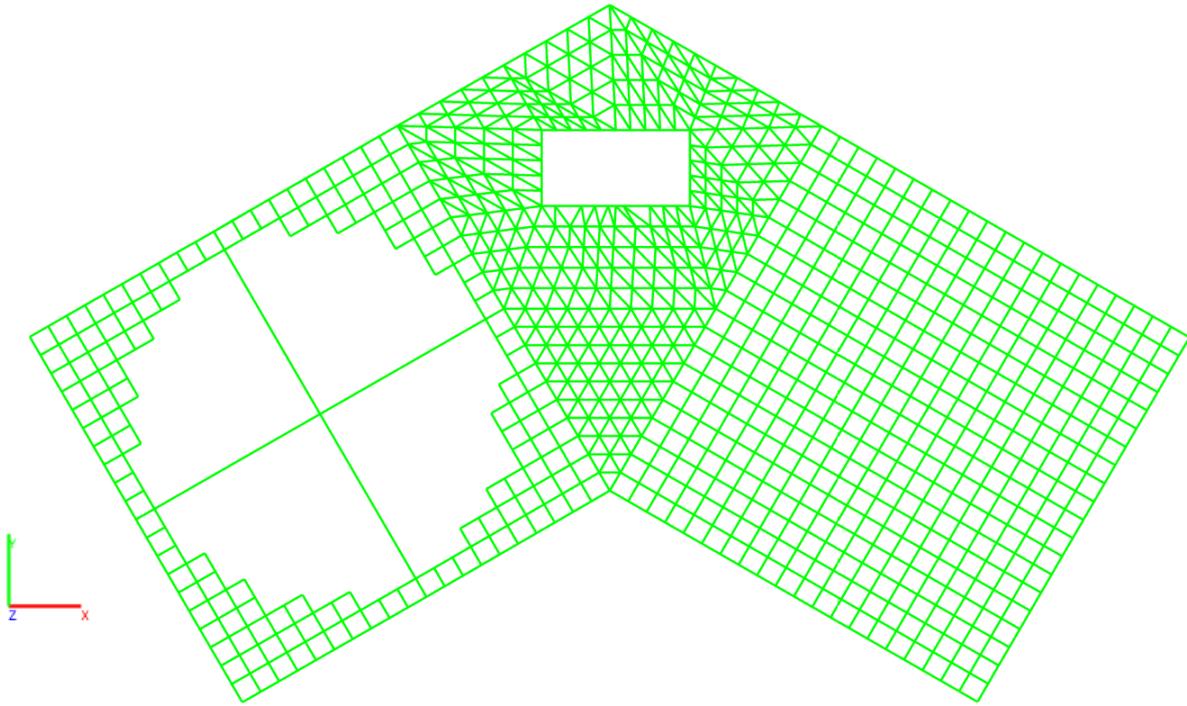


Рис. 4.65. Експертиза залізобетону плити

РЕЗУЛЬТАТИ ДОСЛІДЖЕННЯ

За наведеною вище інформацією можна зробити наступні висновки:
при моделюванні ситуацій, що були обрані в даній роботі, розвитку процесу прогресивного обвалення не відбувається;

проектними рішеннями забезпечується необхідна стабільність, вимоги міцності та стійкості, виконання додаткових заходів (підсилення конструкцій) не потрібно;

зусилля, які виникають в елементах, наведено в таблицях 4.11 – 4.13.

Порівняльна таблиця зусиль, що виникають в елементах каркасу при ситуації 1

Табл. 4.11.

Зусилля ¹⁾	Вихідна (початкова) схема	Схема при моделюванні ситуації 1
Колони (сусідні)		
N	-216,09 т	-205,3 т
M _y	-8,69 т*м	-1,39 т*м
M _z	-6,59 т*м	-1,2 т*м
Q _y	-5,34 т	-0,52 т
Q _z	-7,84 т	-0,47 т
Плита перекриття		
M _x	-1,98 т*м/м	-0,93 т*м/м
M _y	-2,01 т*м/м	-1,12 т*м/м
M _{xy}	-0,56 т*м/м	-0,27 т*м/м
Q _x	-20,36 т/м	-20,6т/м
Q _y	-15,1 т/м	-15,16 т/м

¹⁾ - максимальні значення.

Коефіцієнт використання колон становить 0,95, а плити – 0,88.

Порівняльна таблиця зусиль, що виникають в елементах
каркасу при ситуації 2

Табл. 4.12.

Зусилля ¹⁾	Вихідна (початкова) схема	Схема при моделюванні ситуації 2
Колони (сусідні)		
N	-216,09 т	-193,5 т
M _y	-8,69 т*м	-5,62 т*м
M _z	-6,59 т*м	-6,24 т*м
Q _y	-5,34 т	-2,23 т
Q _z	-7,84 т	-1,98 т
Плита перекриття		
M _x	-1,98 т*м/м	-1,26 т*м/м
M _y	-2,01 т*м/м	-1,24 т*м/м
M _{xy}	-0,56 т*м/м	-0,62 т*м/м
Q _x	-20,36 т/м	-20,82 т/м
Q _y	-15,1 т/м	-15,16 т/м

1) - максимальні значення.

Коефіцієнт використання колон становить 0,98, а плити – 0,98.

Порівняльна таблиця зусиль, що виникають в елементах
каркасу при ситуації 3

Табл. 4.13.

Зусилля ¹⁾	Вихідна (початкова) схема	Схема при моделюванні ситуації 3
Колони (сусідні)		
N	-216,09 т	-193,5 т
M _y	-8,69 т*м	-4,67 т*м
M _z	-6,59 т*м	-4,94 т*м
Q _y	-5,34 т	-1,57 т
Q _z	-7,84 т	-1,51 т
Плита перекриття		
M _x	-1,98 т*м/м	-0,95 т*м/м
M _y	-2,01 т*м/м	-1,35 т*м/м
M _{xy}	-0,56 т*м/м	-0,33 т*м/м
Q _x	-20,36 т/м	-20,65 т/м
Q _y	-15,1 т/м	-15,38 т/м

1) - максимальні значення.

Коефіцієнт використання колон становить 0,91, а плити – 0,72.

ВИСНОВКИ

Проблема прогресивного обвалення будівель є однією з найважливіших у сучасному будівництві, особливо коли йдеться про громадські споруди, зокрема готельні комплекси. Це питання набуває особливої актуальності у зв'язку з посиленням вимог до безпеки та надійності будівель, призначених для перебування великої кількості людей. Оскільки сучасні споруди стають дедалі складнішими за конструкцією, а зовнішні й внутрішні чинники, такі як техногенні аварії, природні катастрофи чи навмисні дії, можуть спричинити їхнє руйнування, необхідний ретельний аналіз можливих сценаріїв розвитку таких подій. У випадку готельних комплексів подібні ситуації можуть мати критичні наслідки через значну кількість гостей і персоналу всередині будівлі. Тому дослідження механізмів прогресивного руйнування є ключовим для розробки конструкцій, здатних ефективно протидіяти таким загрозам.

Будівля має форму, що складається з двох прямокутників розміром 12×12 м кожен, розташованих під кутом 60° один відносно одного. Загальна висота будівлі становить 53,25 м, висота поверху – 3 м. Конструктивна схема будівлі – каркасно-рамна система, міцність та стійкість якої забезпечують зв'язки між колонами і плитами. Відстань між колонами каркасу становить 6×6 м.

У даній роботі дослідження на прогресивне обвалення будівлі готелю виконувалося за трьома ситуаціями, виникнення та розвиток яких спровокує прогресивне обвалення:

ситуація 1 – вилучення колони крайнього ряду в рівні цокольного поверху на перетині вісей А та 2, (рис. 4.1);

ситуація 2 – вилучення колони середнього ряду в рівні цокольного поверху на перетині вісей Б та 2, (рис. 4.2);

ситуація 3 – вилучення колони центрального ряду в рівні першого поверху на перетині вісей Б та 2 та ділянки перекриття над цокольним поверхом, (рис. 4.3);

В ході виконання було проведено збір навантаження, моделювання розрахункової схеми, яка є вихідною, та котра копіювалася для моделювання кожної ситуації окремо. Проведено розрахунок кожної схеми (із змодельованими ситуаціями) окремо.

При аналізуванні результатів розрахунків було встановлено що найгіршою ситуацією із розглянутих є ситуація при якій моделювалося вилучення колони середнього ряду в рівні цокольного поверху на перетині вісей Б та 2 оскільки у порівнянні з іншими ситуаціями внутрішні зусилля в колонах більші на 1,6%, а зусилля в плитах більші на 1,3%.

В результаті аналізу проведених розрахунків будівлі готелю встановлено, що навіть за аварійних сполучень навантажень їхня міцність і стійкість залишаються на достатньому рівні, що виключає можливість руйнувань. Конструкція будівлі має достатній запас надійності для запобігання розвитку прогресивного обвалення.

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. ДСТУ-Н Б EN 1991-1-7:2010 Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-7. Загальні дії. Особливі динамічні впливи (EN 1991-1-7:2006, IDT).
2. ДБН В.2.2-41:2019 Висотні будівлі. Основні положення.
3. ДБН В.1.2-14:2018 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель та споруд.
4. ДБН В.1.2-6:2021 Основні вимоги до будівель і споруд. Механічний опір та стійкість.
5. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи. Норми проектування.
6. Методичні вказівки до виконання випускної магістерської кваліфікаційної роботи в галузі знань: 19 «Архітектура і будівництво» спеціальності: 192 «Будівництво та цивільна інженерія».

РОЗРАХУНОК СІГОВОГО НАВАНТАЖЕННЯ

До тимчасових навантажень відноситься вага снігового покриву, який визначається згідно [5] 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. А.1.

Таблиця А.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 $\gamma_{fm}=1,04$

S_0 – характеристичне значення снігового навантаження (в Па), визначається залежно від снігового району по карті (рис. А.1) або за додатком Е [5].

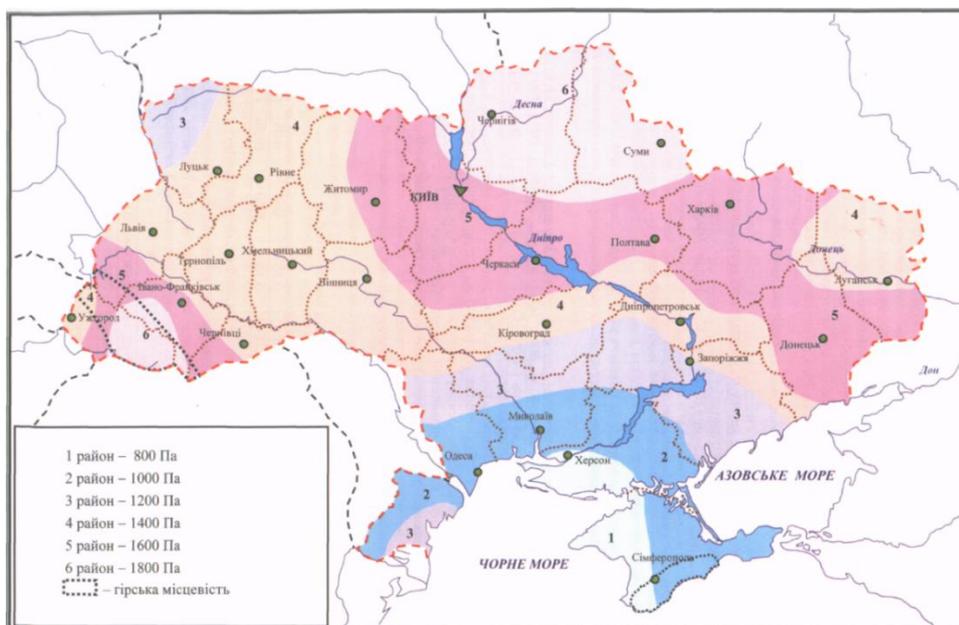


Рисунок А.1. Карта районування території України за характеристичними значеннями ваги снігового покриву

В нашому випадку $S_0 = 1720 \text{Па}$ для м. Чернігів згідно [5], у розрахунку приймаємо 172кгс/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 [5] 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 [5] 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:

$$S_m = 1,04 \times 172 \times 1 = 178,88 \text{ кгс/м}^2$$

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. А.3 залежно від частки часу η , протягом якої можуть порушуватися умови другого граничного стану.

Таблиця А.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. А.1.) або за додатком Е [5].

В нашому випадку $S_0 = 1720$ Па для м. Чернігів згідно [5], у розрахунку приймаємо 172 кгс/м².

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 [5] 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 [5] 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 експлуатаційне розрахункове значення снігового навантаження:

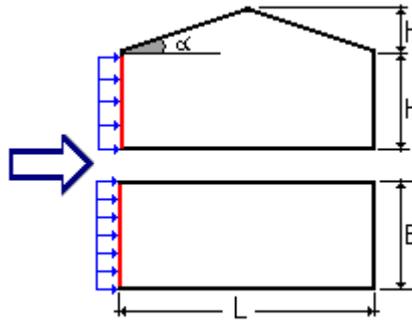
$$S_e = 0,49 \times 172 \times 1 = 84,28 \text{ кгс/м}^2$$

РОЗРАХУНОК ВІТРОВОГО НАВАНТАЖЕННЯ

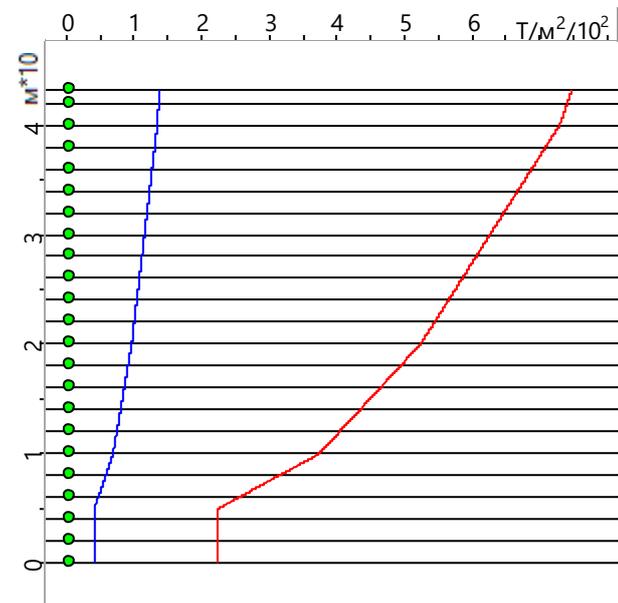
Розрахунок вітрового навантаження за коротшою стороною

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

Вхідні дані	
Характеристичне значення вітрового тиску	0,041 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	0,124 км



Параметри	
Поверхня	Ліва стіна
Крок сканування	2 м
Коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням g_{fm}	1,14
Коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням g_{fe}	0,21
H	43,25 м
B	12 м
h	0 м
L	18,92 м

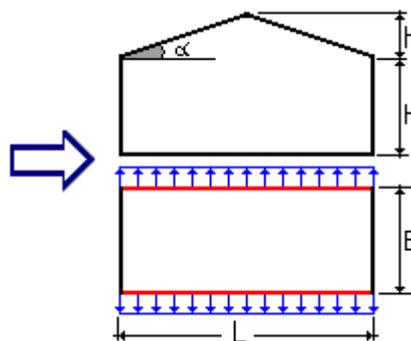


Висота (м)	Експлуатаційне значення (Т/м ²)	Граничне значення (Т/м ²)
0	0,004	0,022
2	0,004	0,022
4	0,004	0,022
6	0,005	0,025
8	0,006	0,031
10	0,007	0,037
12	0,007	0,04
14	0,008	0,043
16	0,009	0,046
18	0,009	0,049
20	0,01	0,052
22	0,01	0,054
24	0,01	0,056
26	0,011	0,059
28	0,011	0,061
30	0,012	0,063
32	0,012	0,065
34	0,012	0,067
36	0,013	0,069
38	0,013	0,071
40	0,013	0,073
42	0,014	0,074
43,25	0,014	0,075

Розрахунок вітрового навантаження за коротшою стороною

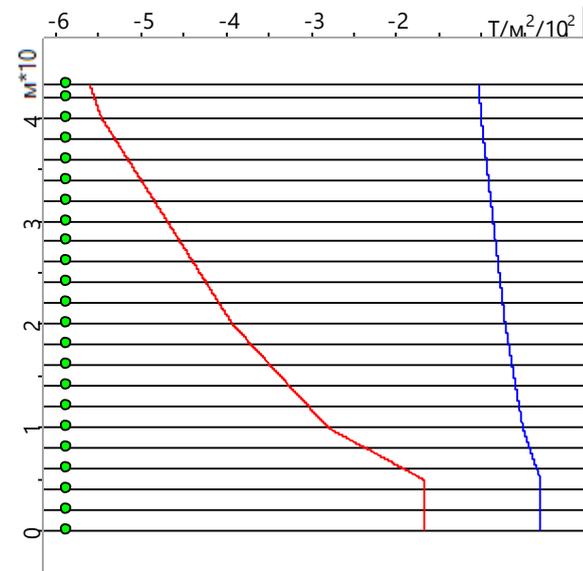
Розрахунок виконано за ДБН В.1.2-2:2006 зі зміною №1,2

Вхідні дані	
Характеристичне значення вітрового тиску	0,041 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	0,124 км



Параметри	
Поверхня	Бічні стіни
Крок сканування	2 м
Коефіцієнт надійності за граничним	1,14

Параметри		
розрахунковим значенням g_{fm}		
Коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням g_{fe}		0,21
H	43,25	М
B	18,92	М
h	0	М
L	12	М



Висота (м)	Експлуатаційне значення (Т/м ²)	Граничне значення (Т/м ²)
0	-0,003	-0,017
2	-0,003	-0,017
4	-0,003	-0,017
6	-0,004	-0,019
8	-0,004	-0,024
10	-0,005	-0,028
12	-0,006	-0,03
14	-0,006	-0,033
16	-0,006	-0,035
18	-0,007	-0,037
20	-0,007	-0,039
22	-0,008	-0,041
24	-0,008	-0,042
26	-0,008	-0,044
28	-0,008	-0,045
30	-0,009	-0,047
32	-0,009	-0,049
34	-0,009	-0,05
36	-0,01	-0,052
38	-0,01	-0,053
40	-0,01	-0,055
42	-0,01	-0,056
43,25	-0,01	-0,056

МАТЕРІАЛИ КОНФЕРЕНЦІЇ

SCI-CONF.COM.UA

EUROPEAN CONGRESS OF SCIENTIFIC DISCOVERY



**PROCEEDINGS OF II INTERNATIONAL
SCIENTIFIC AND PRACTICAL CONFERENCE
FEBRUARY 3-5, 2025**

**MADRID
2025**

ДОСЛІДЖЕННЯ НА ПРОГРЕСИВНЕ ОБВАЛЕННЯ БУДІВЛІ ГОТЕЛЬНОГО КОМПЛЕКСУ

Луцьковський Валерій Миколайович,

к.т.н., викладач

Свистун Тарас Анатолійович

студент

Національний Аграрний Університет

м. Суми, Україна

v.lutskovskyi@gmail.com

svystun.tar2001@gmail.com

Анотація: виконано дослідження будівлі готелю на прогресивне обвалення, конструкції каркасу виконано із монолітного залізобетону. Дослідження виконано шляхом моделювання та розрахунку трьох ситуацій котрі можуть призвести до виникнення прогресивного обвалення будівлі та її елементів.

Ключові слова: прогресивне обвалення, каркасна будівля, залізобетонні елементи

Проблема прогресивного обвалення будівель є однією з ключових у сучасному будівництві, особливо коли йдеться про громадські споруди, зокрема готельні комплекси. Це питання набуває особливої значущості через зростаючі вимоги до безпеки та надійності будівель, призначених для масового перебування людей.

Будівля має форму, що двох прямокутників розміром 12×12 м, розташованих під кутом 60° . Висота будівлі становить 53,25 м, поверхи висотою – 3м. Конструктивна схема будівлі – каркасно-рамна, міцність та стійкість забезпечують сумісною роботою колон і плит. Крок колон каркасу – 6×6 м.

Ситуації які моделюються у даному дослідженні наведені на рис. 1. – рис. 2.

ситуація 1 – вилучення колони крайнього ряду в рівні цокольного поверху на перетині вісей А та 2:

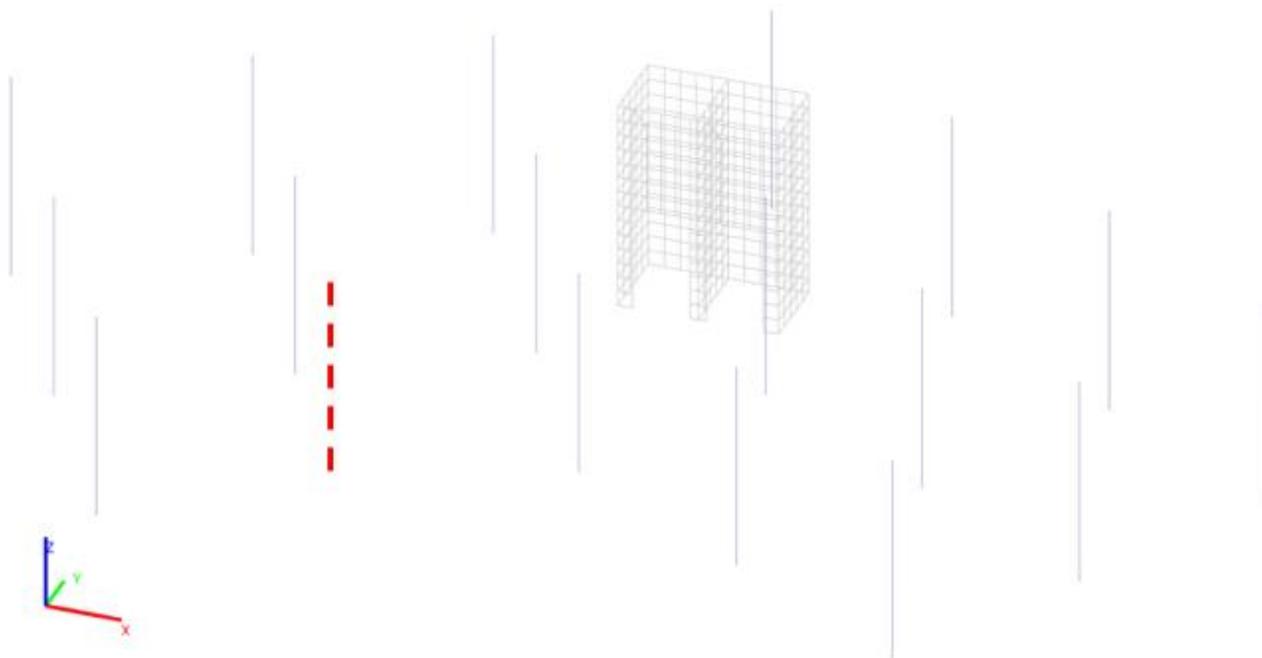


Рис. 1. Схема цокольного поверху із зображенням вилученого елемента.

ситуація 2 – вилучення колони середнього ряду в рівні цокольного поверху на перетині вісей Б та 2:

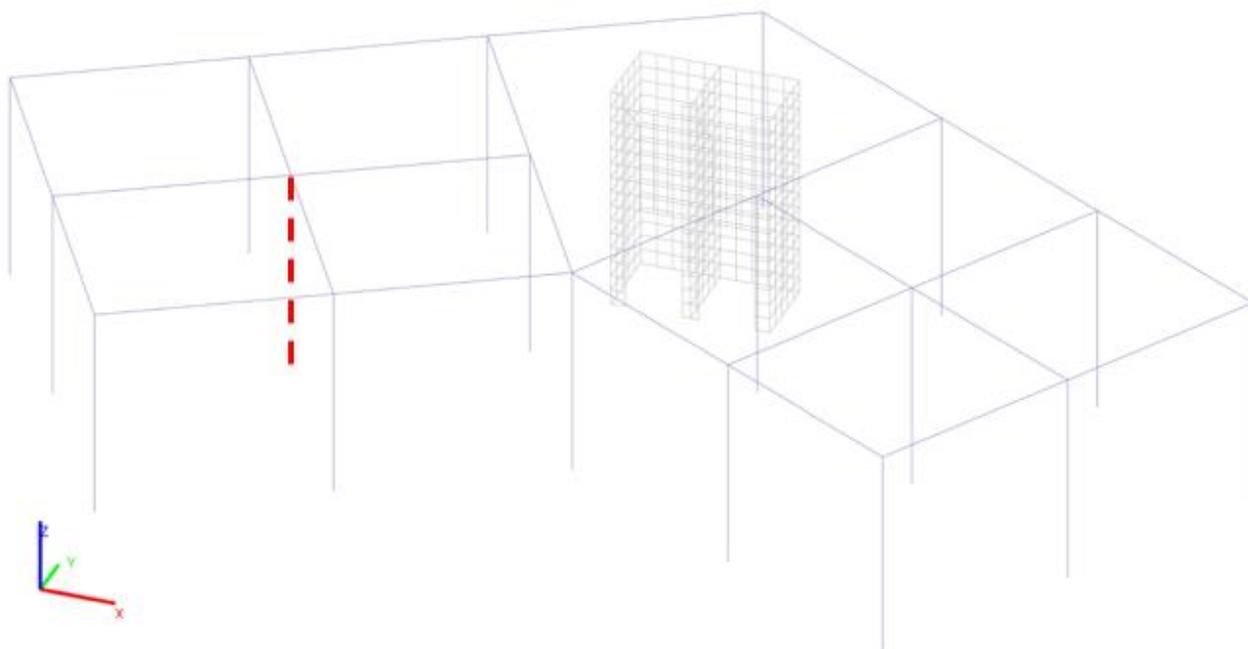


Рис. 2. Схема цокольного поверху із зображенням вилучених елементів.

ситуація 3 – вилучення колони центрального ряду в рівні першого поверху на перетині вісей Б та 2 та ділянки перекриття над цокольним поверхом:

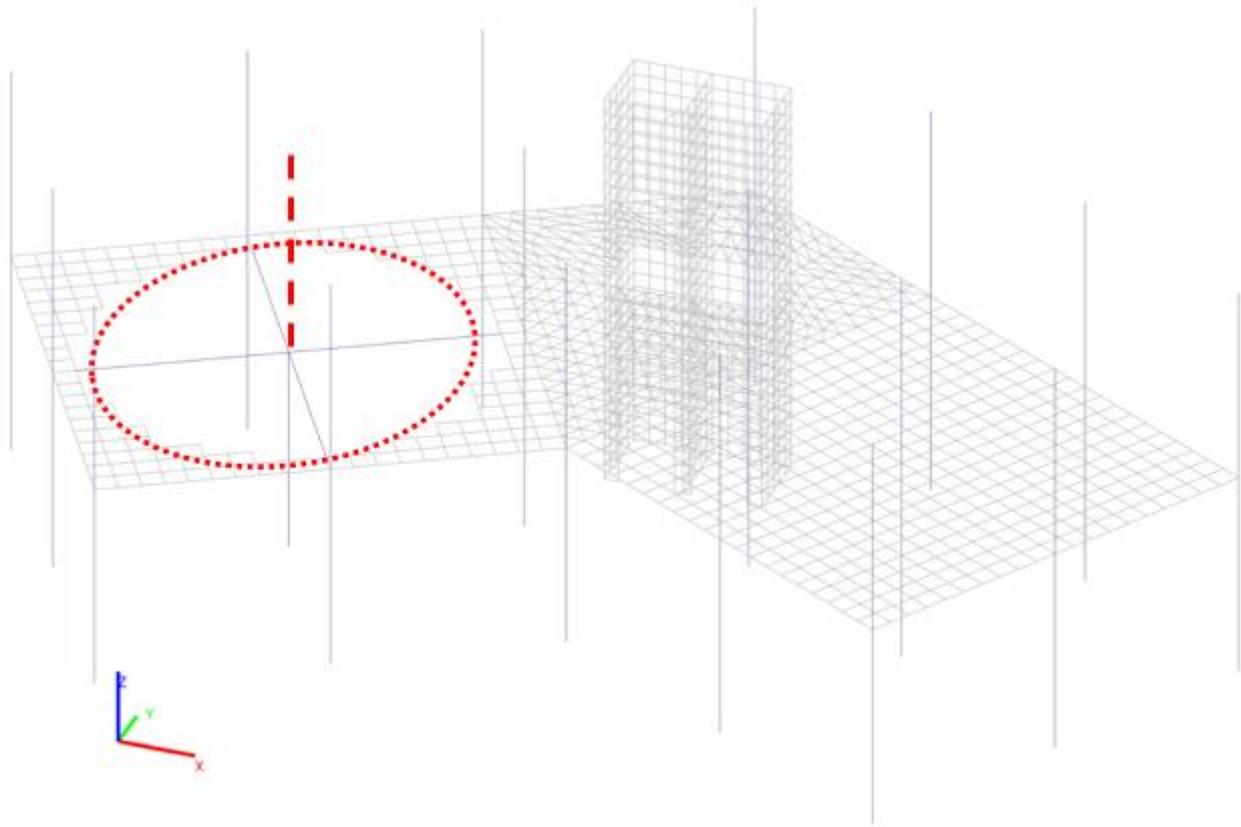


Рис. 3.Схема першого поверху із зображенням вилучених елементів.

У процесі виконання розрахунків було здійснено збір навантажень, розроблено вихідну розрахункову схему, яка надалі використовувалася для моделювання різних сценаріїв впливу. Для кожної змодельованої ситуації проведено окремі розрахунки, що дозволило оцінити поведінку конструкцій у різних умовах експлуатації та можливих аварійних ситуаціях.

Аналіз результатів розрахунків показав, що найбільш критичною серед розглянутих ситуацій є вилучення колони середнього ряду на рівні цокольного поверху в точці перетину осей Б та 2. У цьому випадку внутрішні зусилля в колонах виявилися на 1,6% більшими, а навантаження на плити – на 1,3% вищими порівняно з іншими сценаріями.

За підсумками аналізу встановлено, що навіть за найскладніших аварійних комбінацій навантажень будівельні конструкції готелю зберігають необхідний рівень міцності та стійкості, що унеможлиблює їх руйнування. Конструкція має достатній запас надійності для запобігання розвитку прогресивного обвалення,

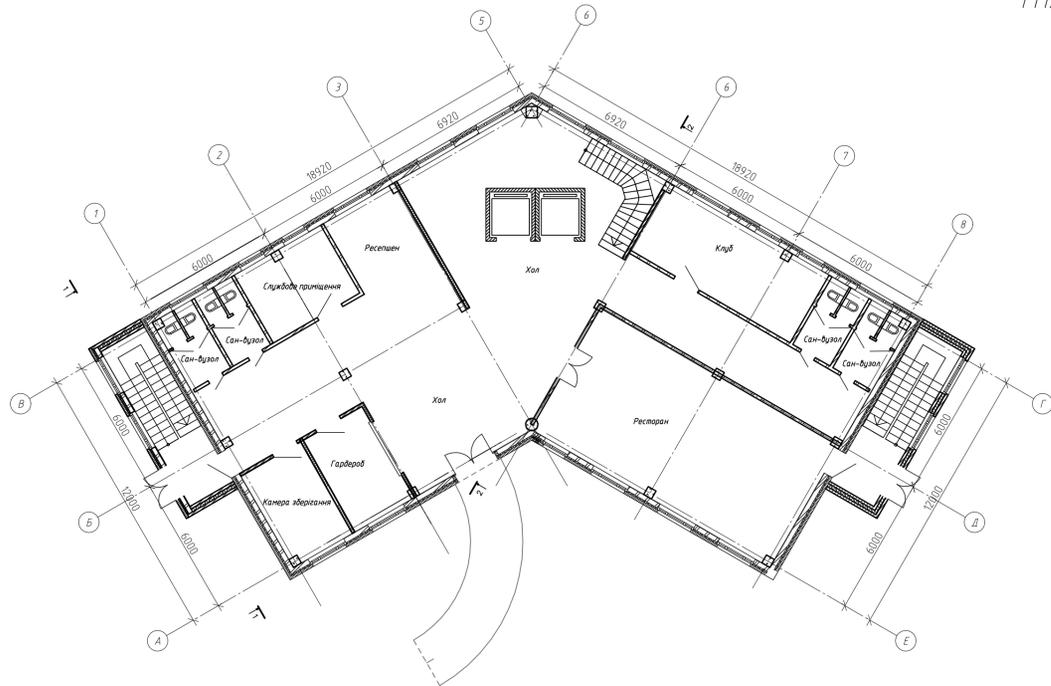
що забезпечує безпеку експлуатації будівлі та відповідність сучасним нормативним вимогам.

Список літератури

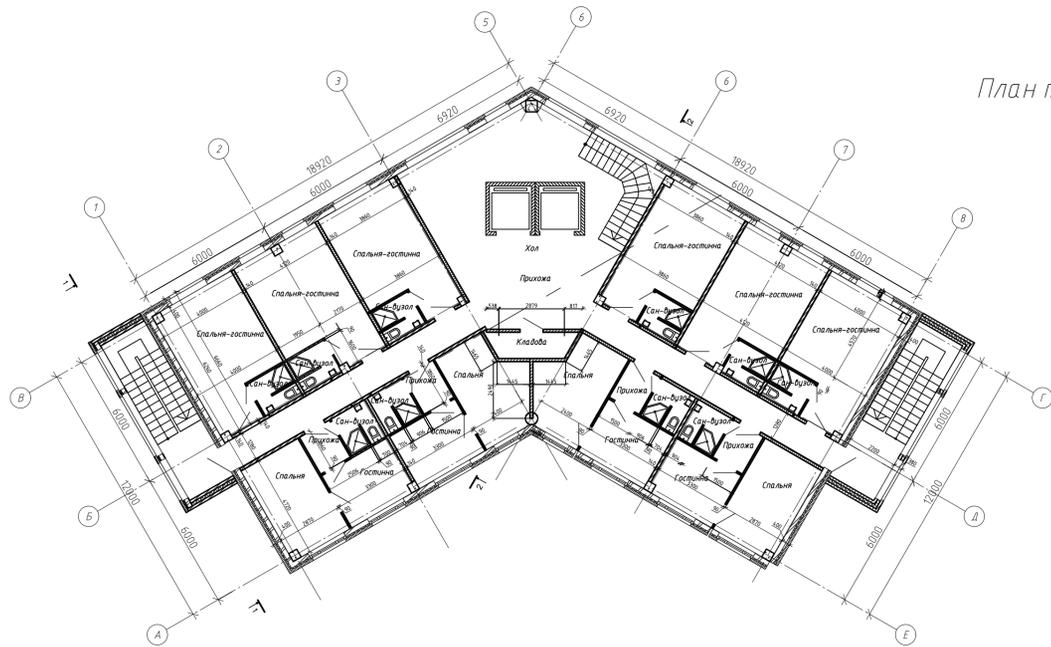
1. ДСТУ-Н Б EN 1991-1-7:2010 Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-7. Загальні дії. Особливі динамічні впливи (EN 1991-1-7:2006, IDT).
2. ДБН В.2.2-41:2019 Висотні будівлі. Основні положення.
3. ДБН В.1.2-14:2018 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель та споруд.
4. ДБН В.1.2-6:2021 Основні вимоги до будівель і споруд. Механічний опір та стійкість.
5. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи. Норми проектування.

КРЕСЛЕННЯ

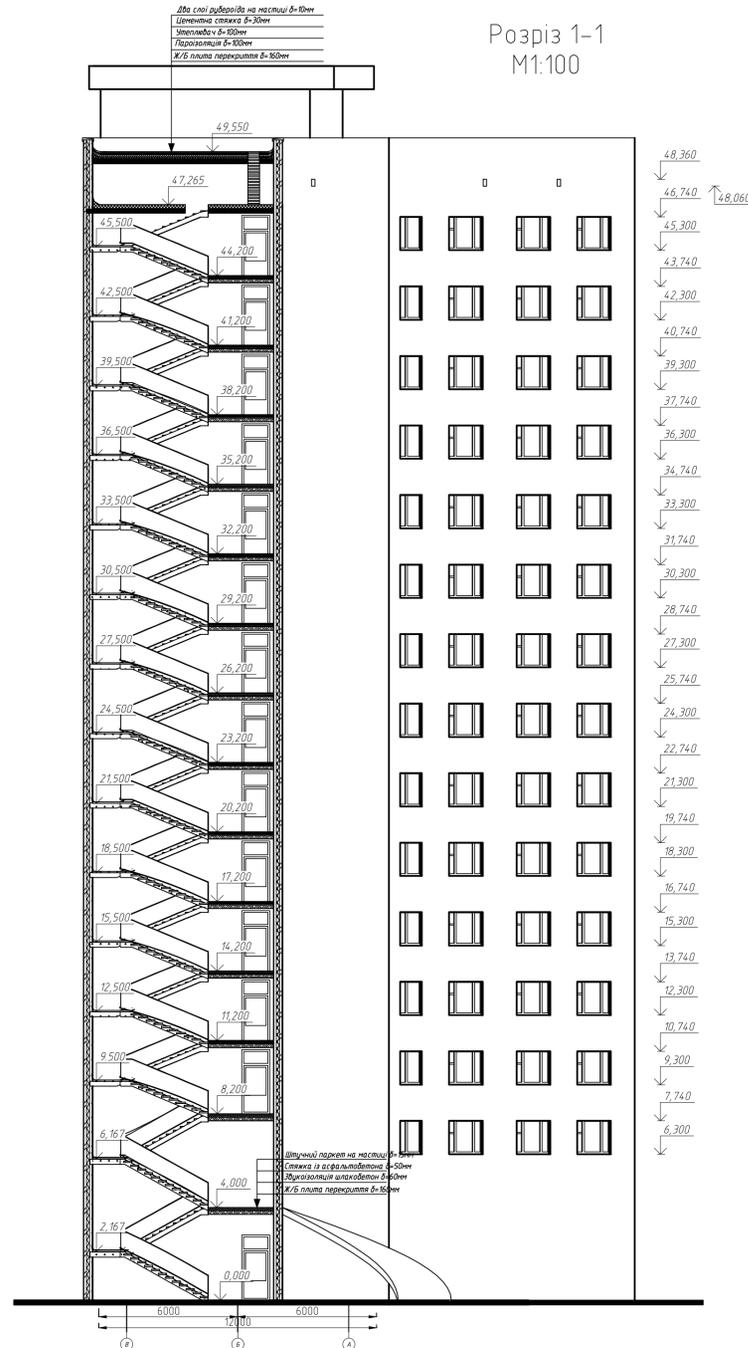
План 1 поверху
M1:100



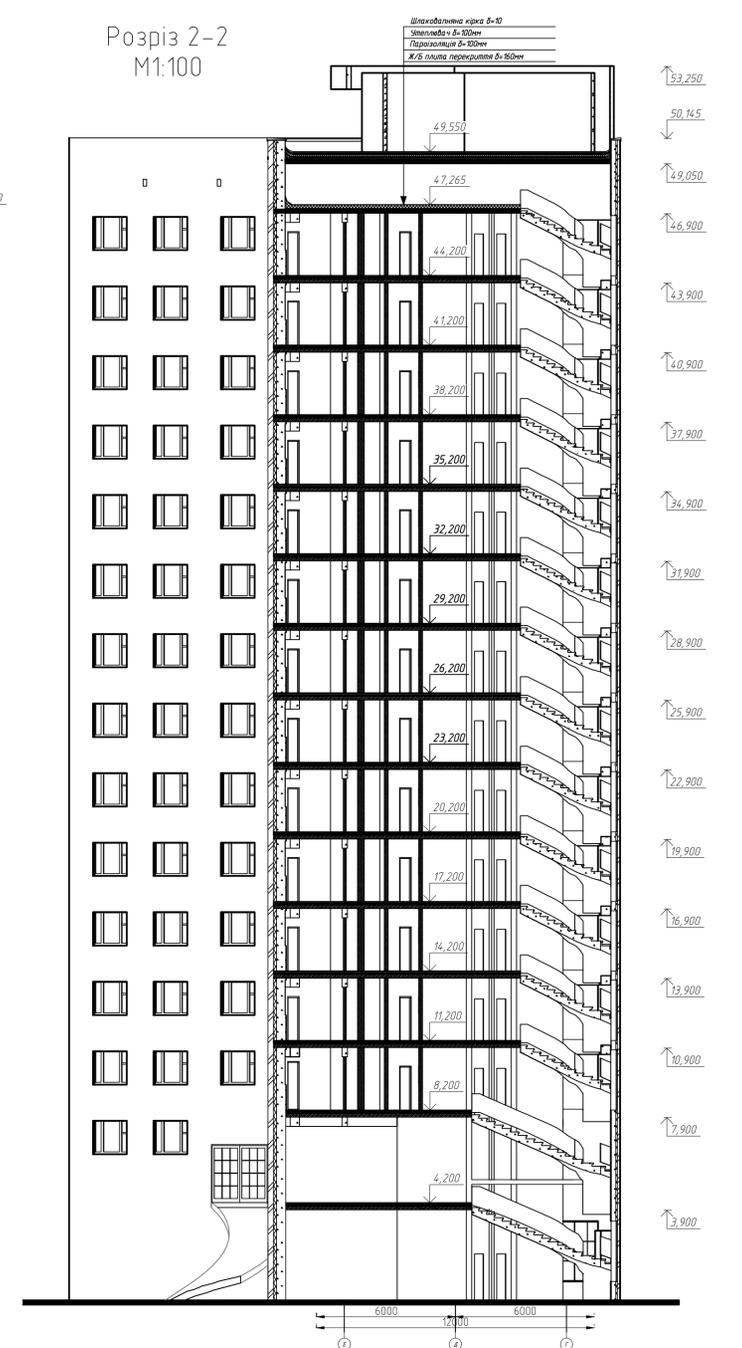
План типового поверху
M1:100



Розріз 1-1
M1:100

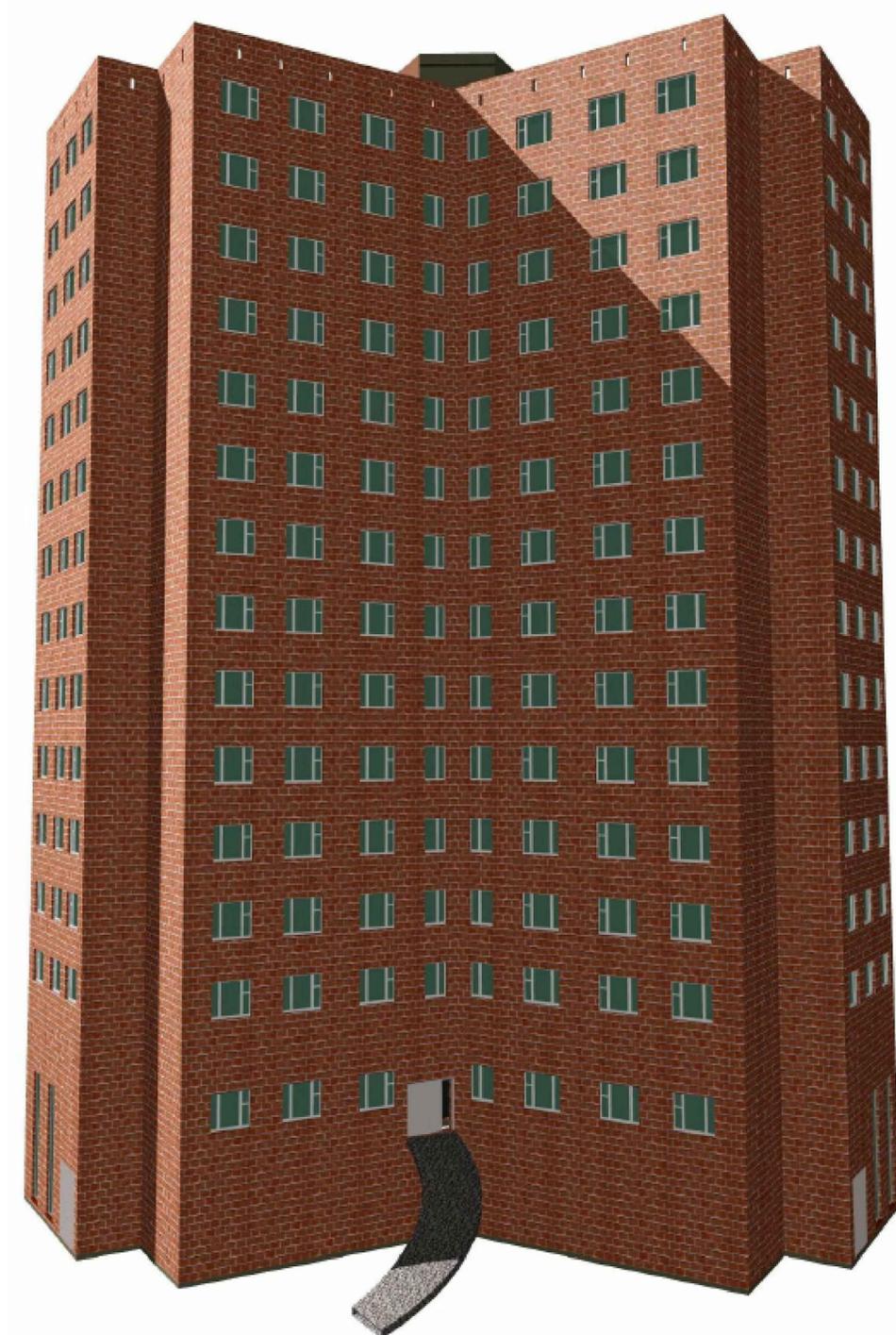


Розріз 2-2
M1:100

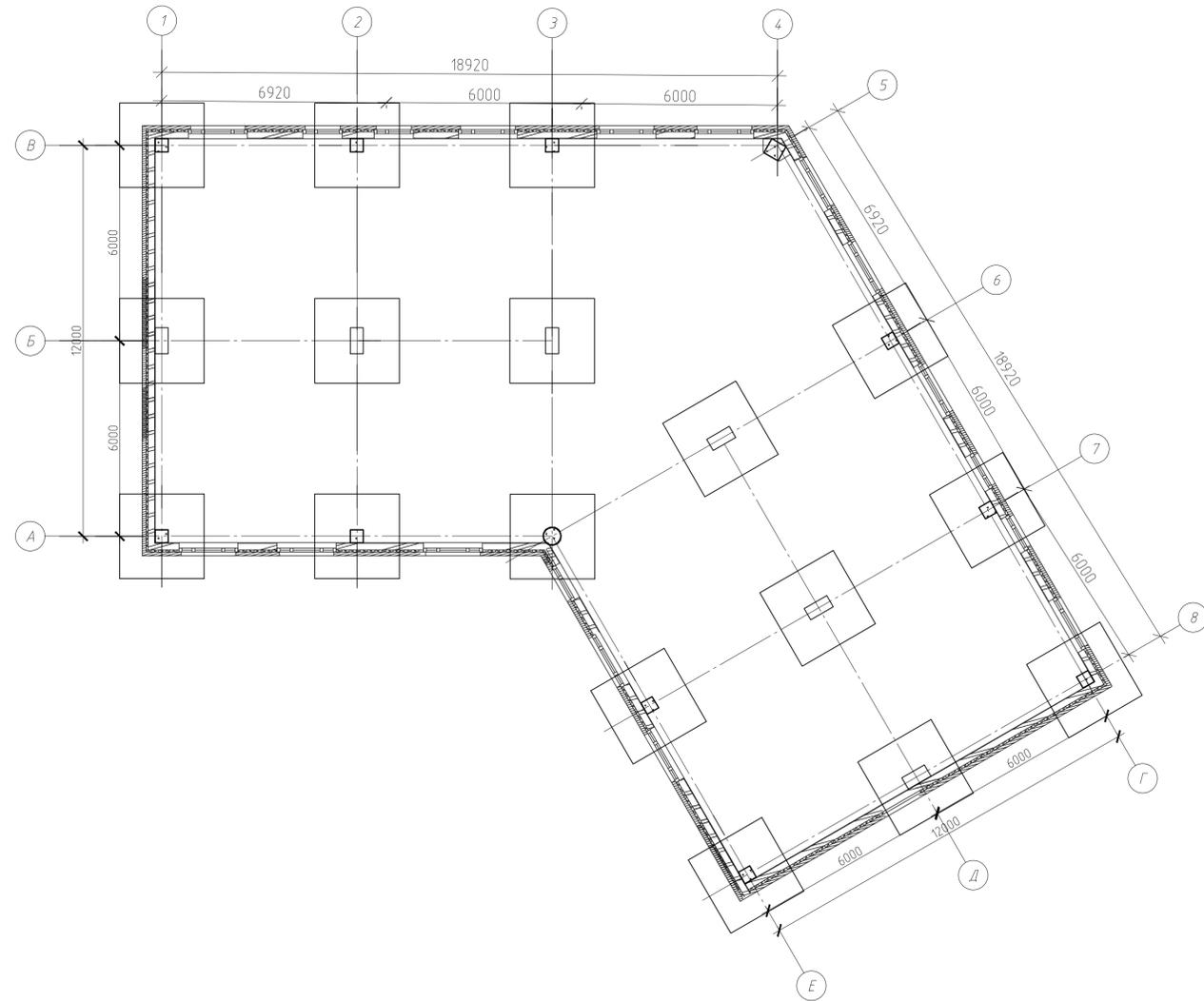


МР 25.63. БК ДР				Стадія		
Зм.	Арк.	№ документа	Підпис	Дата	Н	Масштаб
Виконав	Свістун					
Керівник	Луцьковський				Аркш 1	Аркшів
План 1 поверху M1:100, План типового поверху M1:100, Розріз 1-1, Розріз 2-2					СНАУ гр. БУД 2301-2м	

Фасад
М1:100



План фундаментів
М1:10



					МР 25.63. БК ДР		
Зм.	Арк.	№ документа	Підпис	Дата	Стадія	Маса	Масштаб
Виконав	Свістун				Н		
Керівник	Луцьковський				Аркуш 2	Аркушів	
Фасад М1:100, План фундаментів М1:10					СНАУ гр. БУД 2301-2м		

Геологічний розріз

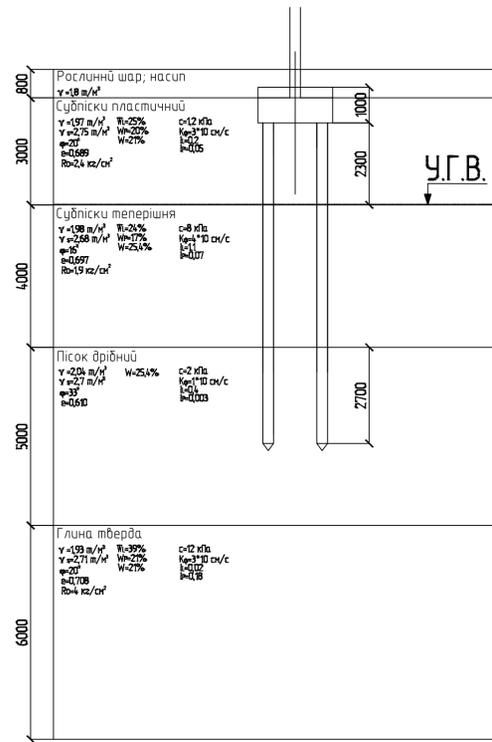


Схема пальового фундаменту М1:25

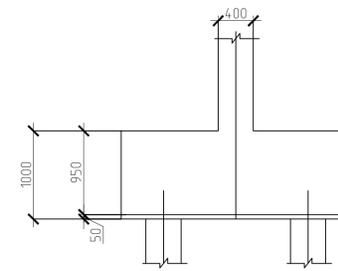


Схема пальового фундаменту М1:25

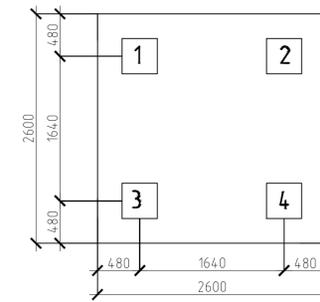


Схема підрахунку посадки пальового фундаменту

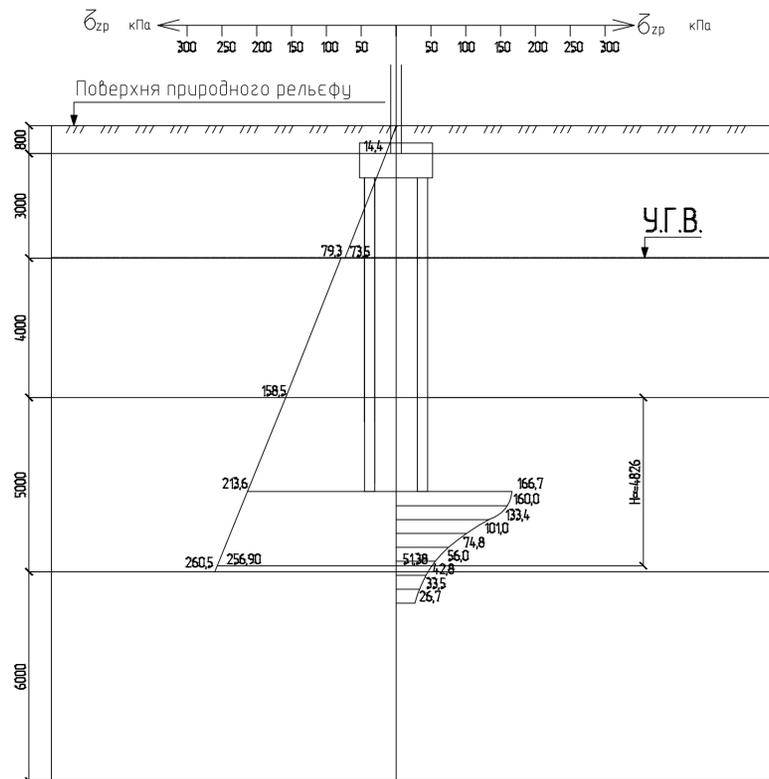
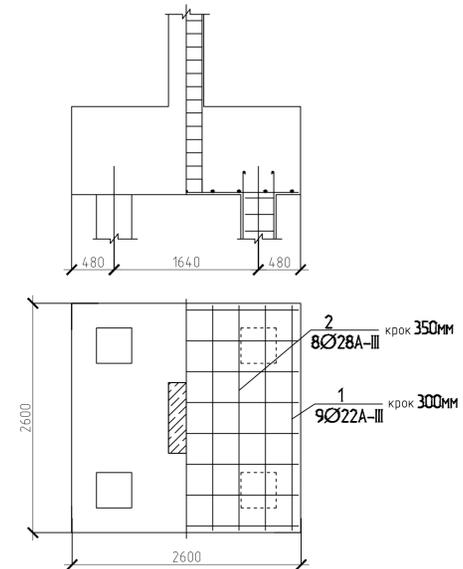
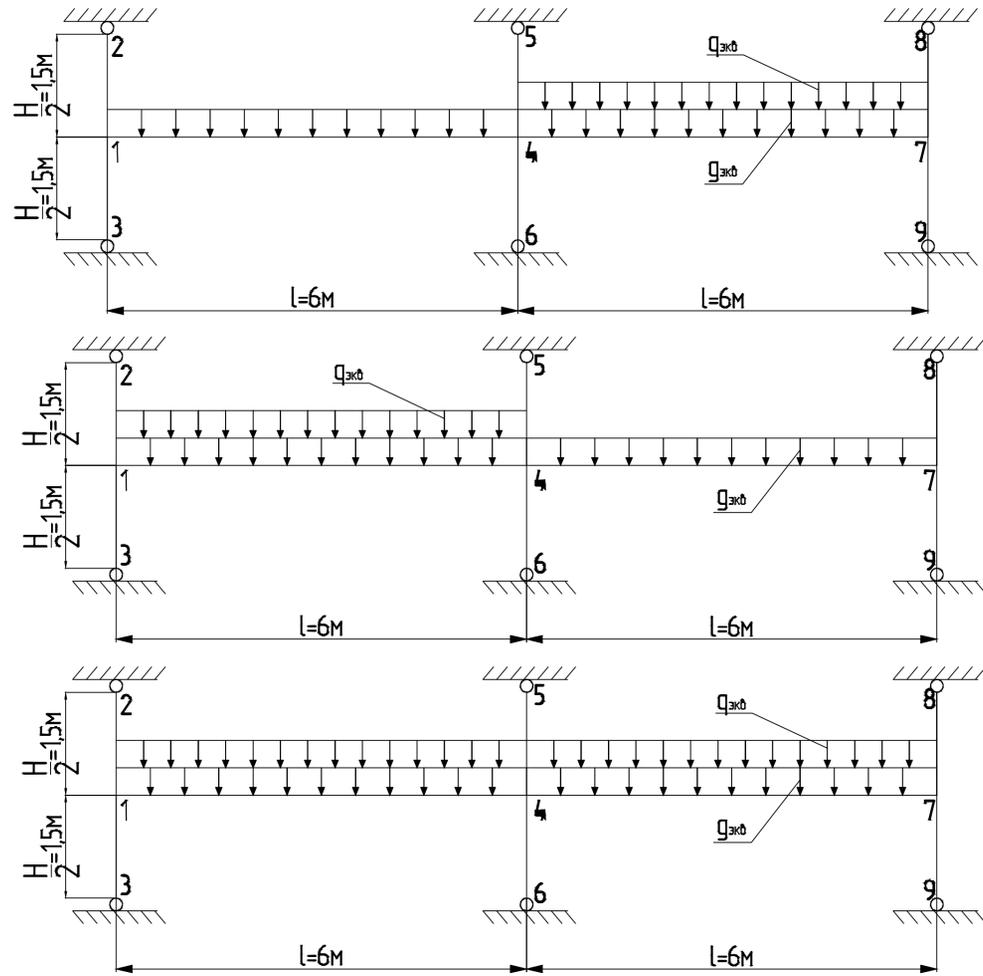


Схема армування пальового фундаменту М1:25

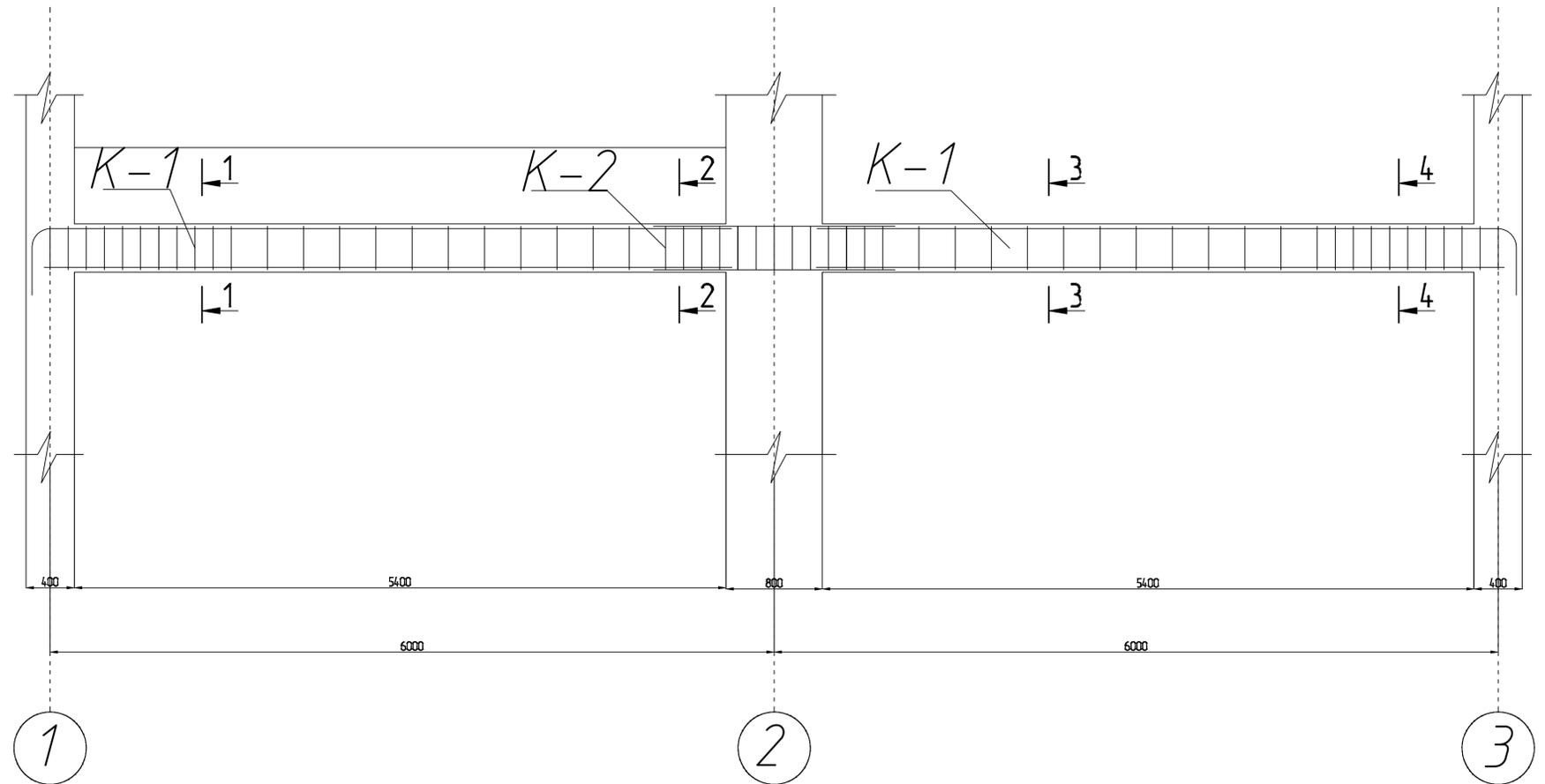


					МР 25.63. БК ДР			
Зм.	Арк.	№ документа	Підпис	Дата	Дослідження на прогресуюче обвалення будівлі готельного комплексу	Стадія	Маса	Масштаб
Виконав	Світлун				Головний розріз, Схема пальового фундаменту М1:25, Схема підрахунку посадки пальового фундаменту, Схема пальового фундаменту М1:25, Схема армування пальового фундаменту М1:25	Н		
Керівник	Луцьковський					Аркуш 3	Аркушів	
						СНАУ гр. БУД 2301-2м		

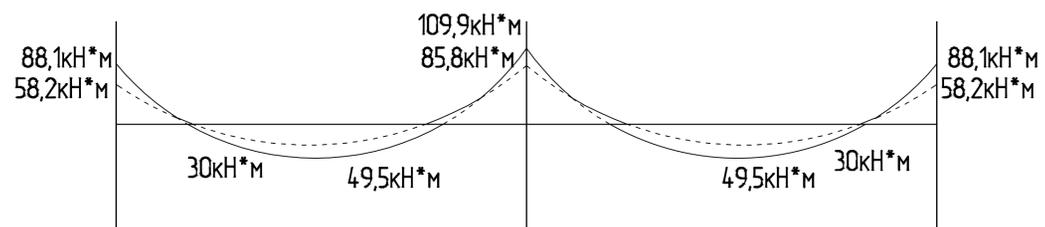
Розрахункова схема ригеля
M1:50



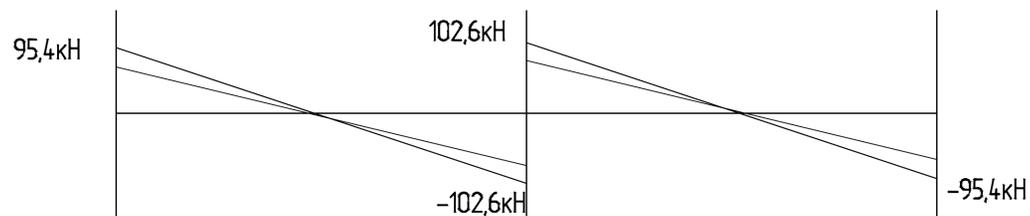
Армування зварними каркасами
M1:25



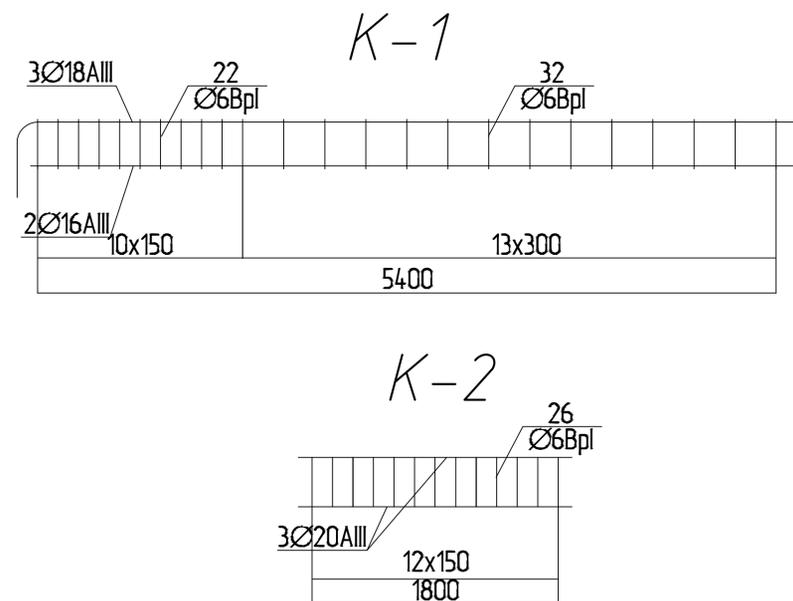
Епюра згинальних моментів



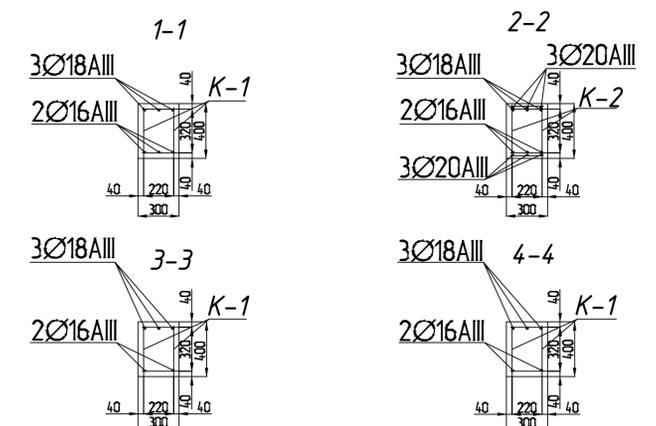
Епюра поперечних сил



Армування зварними
каркасами M1:50



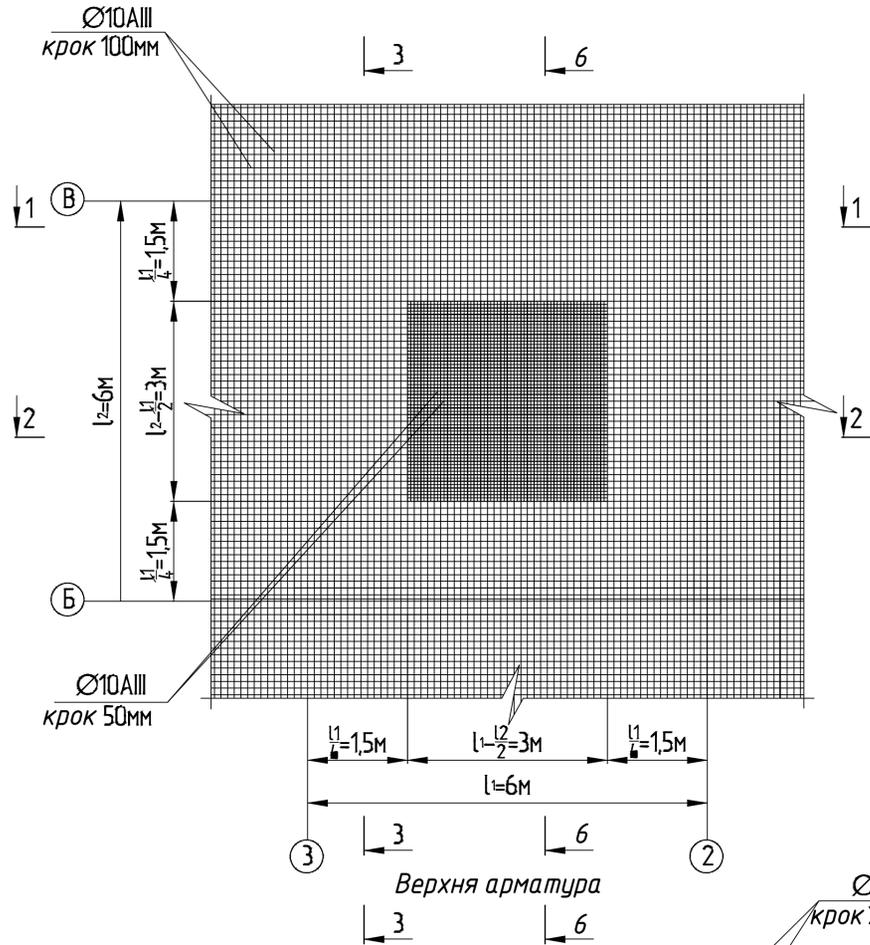
Армування зварними
каркасами M1:25



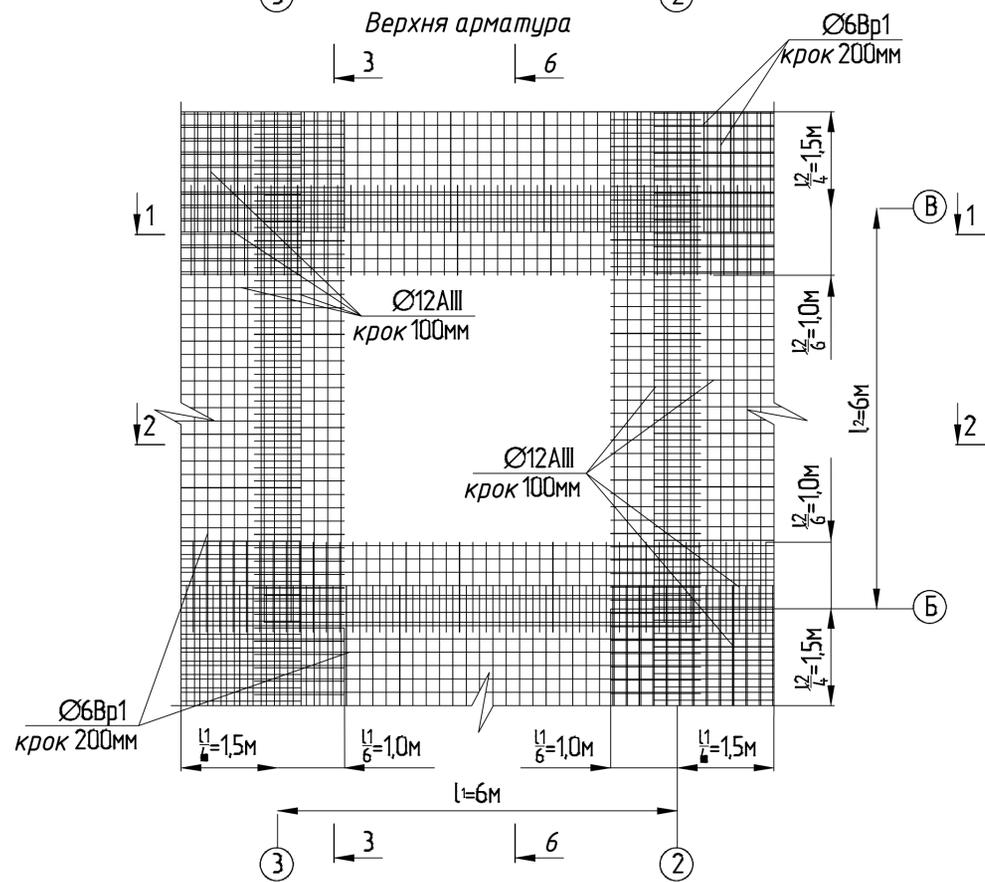
					МР 25.63. БК ДР			
Зм.	Арх.	№ документа	Підпис	Дата	Дослідження на прогресуюче віддалення будівлі готельного комплексу	Стадія	Маса	Масштаб
Виконав	Свістун				Розрахункова схема ригеля M1:50, Армування зварними каркасами M1:25, Епюра згинальних моментів, Епюра поперечних сил, Армування зварними каркасами M1:50, Армування зварними каркасами M1:25, К-1, К-2	Н		
Керівник	Луцьковський					Аркуш 4	Аркушів	
						СНАУ гр. БУД 2301-2м		

Армування плити M1:50

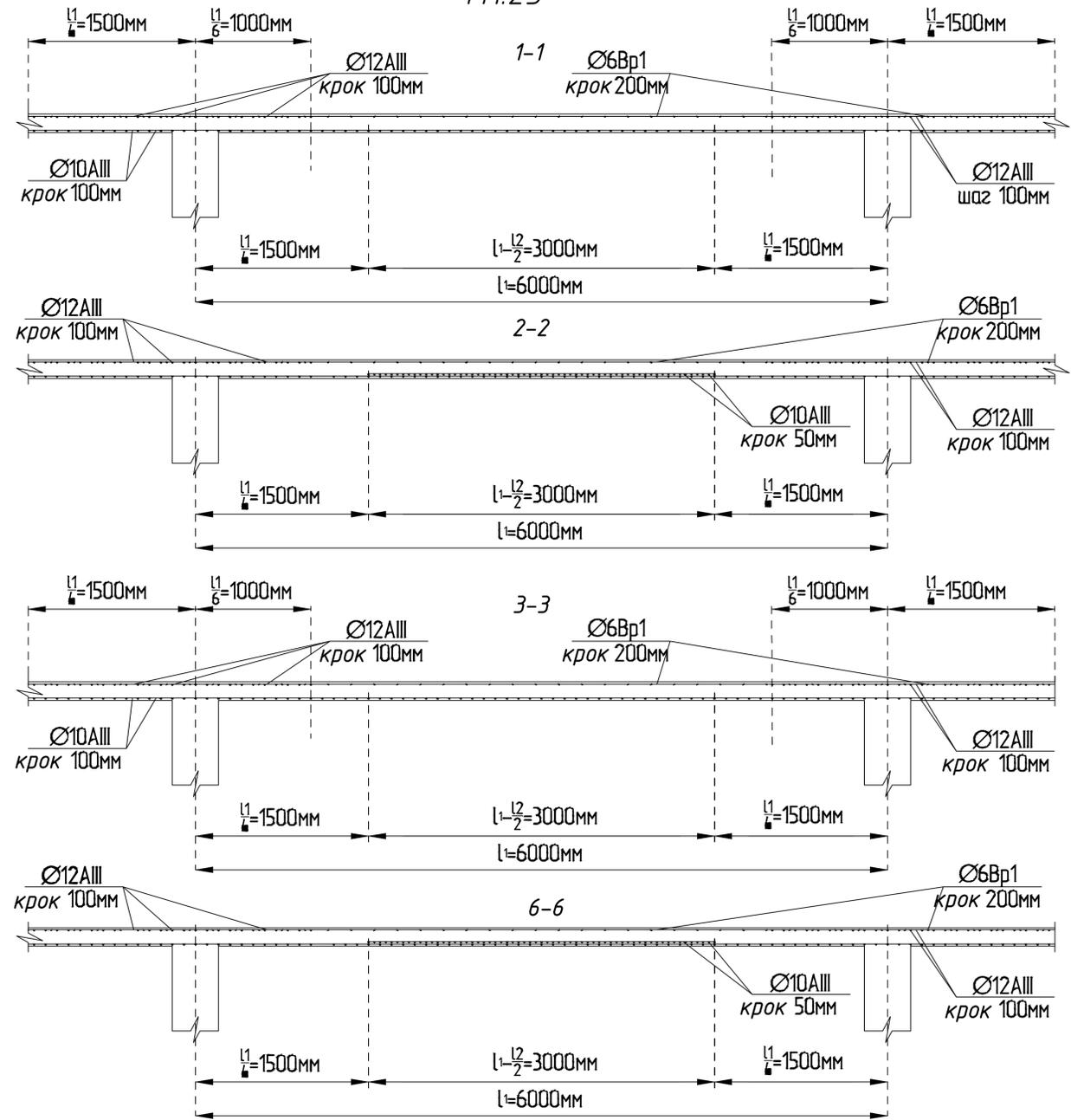
Нижня арматура



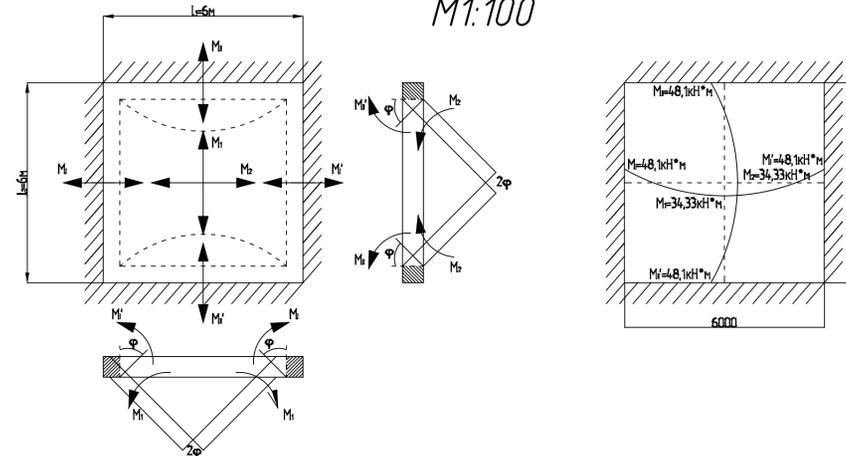
Верхня арматура



Армування плити M1:25



Розрахункова схема плити M1:100



				МР 25.63. БК ДР			
Зм.	Арк.	№ документа	Підпис	Дата	Стадія	Маса	Масштаб
Виконав	Свістун				Н		
Керівник	Луцьковський				Аркуш 5	Аркушів	
					СНАУ гр. БУД 2301-2м		