

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

магістр

(назва освітнього ступеня)

на тему: Проект житлового будинку змінної поверховості в Тернополі
з дослідженням напружено-деформівного стану монолітної плити покриття

Виконав(ла): студент(ка) 6 курсу, групи МБдм-61
спеціальності 192 Будівництво та цивільна

інженерія

(шифр і назва спеціальності)

(підпис)

Паляниця В.В.

(прізвище та ініціали)

Керівник

(підпис)

Сорочак А.П.

(прізвище та ініціали)

Нормоконтроль

(підпис)

Мещерякова О.М.

(прізвище та ініціали)

Завідувач кафедри

(підпис)

Ясній В.П.

(прізвище та ініціали)

Рецензент

(підпис)

Бобик М.П.

(прізвище та ініціали)

Міністерство освіти і науки України
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя

Факультет Центр перепідготовки та післядипломної освіти
(повна назва факультету)

Кафедра будівельної механіки
(повна назва кафедри)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

Ясній В.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

« ___ » _____ 2023 р.

**ЗАВДАННЯ
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ**

на здобуття освітнього ступеня магістр
(назва освітнього ступеня)

за спеціальністю 192 Будівництво та цивільна інженерія
(шифр і назва спеціальності)

студенту Паляниця Володимир Васильович
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проект житлового будинку змінної поверховості в Тернополі
з дослідженням напружено-деформівного стану монолітної плити покриття

Керівник роботи к.т.н., доц. Сорочак Андрій Петрович
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом ректора від « 20 » листопада 2023 року № 4/7-1074

2. Термін подання студентом завершеної роботи 18 грудня 2023

3. Вихідні дані до роботи Район будівництва – місто Тернопіль.

Вітровий район – 4. Сніговий район – 4.

4. Зміст роботи (перелік питань, які потрібно розробити)

Архітектурно-будівельна частина. Розрахунково-конструктивна частина.

Науково-дослідна частина. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.

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

Фасади. Розріз. План 1-го поверху. План 3-го поверху. План покрівлі. Колона К1.

Плита покриття Пм15. Колони Км3, Км8, Км10, Км12. План фундаментів.

Результати дослідження НДС плити покриття.

6. Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Архітектурно-будівельний	к.т.н., доц. Сорочак А.П.		
Розрахунково-конструктивний	к.т.н., доц. Сорочак А.П.		
Науково-дослідний	к.т.н., доц. Сорочак А.П.		
Охорона праці	к.т.н., доц. Каспрук В.Б.		
Безпека в надзв. ситуаціях	ст. викл. Стручок В.С.		

7. Дата видачі завдання 21 листопада 2023 р.

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів роботи	Термін виконання етапів роботи	Примітка
1	Архітектурно-будівельний розділ	30.11.23	
2	Розрахунково-конструктивний розділ	04.12.23	
3	Науково-дослідна частина	12.12.23	
4	Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях	15.12.23	

Студент

_____ (підпис)

Паляниця В.В.

_____ (прізвище та ініціали)

Керівник роботи

_____ (підпис)

Сорочак А.П.

_____ (прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП.....	6
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА	9
1.1 Дані про ділянку будівництва	9
1.1.1 Коротка характеристика	9
1.1.2 Кліматичні умови ділянки будівництва.....	10
1.1.3 Інженерно-геологічні умови	11
1.2 Проєктування генплану.....	11
1.3 Архітектурно-планувальні рішення.....	12
1.3.1 Характеристика будівлі	12
1.3.2 Об’ємно-планувальні рішення.....	12
1.3.3 Заходи забезпечення доступності для маломобільних груп населення.....	13
1.4 Основні дані щодо конструктивних рішень	14
1.4.1 Фундаменти	14
1.4.2 Зовнішні стіни	15
1.4.3 Зовнішнє оздоблення	15
1.4.4 Внутрішні стіни та перегородки.....	15
1.4.5 Перекриття та покриття.....	15
1.4.6 Внутрішнє оздоблення.....	16
1.4.7 Підлоги	16
1.5 Характеристика інженерних мереж	16
1.5.1 Опалення	16
1.5.2 Газопостачання.....	17
1.5.3 Водопровід господарсько-питний	17
1.5.4 Електропостачання.....	18
1.6 Розрахунок теплоізоляційних властивостей зовнішніх стіл будинку.....	18
РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА	21

2.1 Збирання навантажень на конструкцію.....	21
2.2 Розрахунок монолітного каркасу житлового будинку змінної поверховості	23
2.3 Розрахунок колон по осі Б-3.....	25
2.3.1 Розрахунок монолітної залізобетонної колони Км3 з відм. -3,560 до відм. -0,060.....	26
2.3.2 Розрахунок монолітної залізобетонної колони Км8 з відм. -0,060 до відм. 7,720.....	31
2.3.3 Розрахунок монолітної залізобетонної колони Км10 з відм. 7,720 до відм. 13,740	34
2.3.4 Розрахунок монолітної залізобетонної колони Км12 з відм. 13,740 до відм. 19,240	37
2.4 Проєктування фундаменту	40
2.4.1 Аналіз ґрунтових умов.....	40
2.4.2 Проєктування пальового ростверку	42
2.4.3 Підбір палейного обладнання та призначення контрольної відмови.....	47
РОЗДІЛ 3 НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА	48
3.1 Проблема аналізу напружено-деформівного стану монолітного покриття	48
3.2 Методика дослідження напружено-деформівного стану монолітної плити покриття.....	49
3.3 Результати дослідження напружено-деформівного стану монолітної плити покриття громадської частини житлового будинку змінної поверховості.....	52
РОЗДІЛ 4 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА У НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ	57
4.1 Безпечна організація будівельного майданчика.....	57
4.2 Заходи запобігання виникненню надзвичайних ситуацій і захист людей.....	60

4.2.1 Інженерні заходи	60
4.2.2 Організаційні заходи.....	62
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	63
БІБЛІОГРАФІЯ.....	64

ВСТУП

Актуальність роботи. Житлова забудова в місті Тернополі розвивається надзвичайно швидкими темпами. За останні 10 років було споруджено десятки нових багатоквартирних будинків висотою 9-10 поверхів в мікрорайоні Північний. Ця територія відведена для зони житлової забудови згідно генерального плану міста.

Проте забудова даного району відбувалася непорядковано, різними забудовниками без системного підходу. Споруджувалися лише окремі будинки з впорядкованою прибудинковою територією та не приділялася належна увага будівлям громадського призначення загального користування, таким як школи, дитячі садки, поліклініки, торговельні центри тощо. Після заселення житлового фонду споруджених будинків у мешканців виникають проблеми з доступом до послуг та соціального обслуговування.

Тому в даній кваліфікаційній роботі пропонується спорудження в Північному мікрорайоні міста Тернопіль житлового будинку змінної поверховості з вбудовано-прибудованими приміщеннями громадського призначення. Значна частина площ відведена для облаштування амбулаторії Тернопільської міської поліклініки №2, що буде обслуговувати мешканців району.

Для забезпечення конструктивної міцності та надійності експлуатації проєктований будинок пропонується виконати з монолітного залізобетону. Дана технологія на сьогодні є переважаючою в спорудженні багатоповерхових будівель житлового, комерційного та громадського призначення за рахунок високої надійності та ефективності. Разом з тим, у випадку застосування великопротітних перекриттів та покриттів будівель виникає необхідність визначенням параметрів їх напруженого деформівного стану та детального аналізу їх роботи.

Мета роботи – визначенням параметрів напружено-деформівного стану монолітного покриття громадської частини житлового будинку змінної поверховості в м. Тернопіль.

Задачі роботи:

- дослідити напружено-деформівний стан плити покриття громадської частини житлового будинку змінної поверховості розміром $15 \times 27,75$ м, виконаної з монолітного залізобетону;
- виконати проектування фундаментів та основних елементів залізобетонного каркасу житлового будинку змінної поверховості.

Об'єкт дослідження – монолітне залізобетонне покриття громадської частини житлового будинку змінної поверховості в м. Тернопіль розмірами $15 \times 27,75$ м.

Предмет дослідження – напружено-деформівний стан плити монолітного покриття.

Наукова новизна отриманих результатів:

1. Отримала подальший розвиток методика аналізу напружено-деформівного стану монолітної залізобетонної плити покриття прибудованих приміщень громадського призначення.

Практична цінність результатів. Виконано дослідження напружено-деформівного стану монолітної залізобетонної плити покриття прибудованих приміщень громадського призначення розміром $15 \times 27,75$ м з урахуванням сумісної роботи з системою балок.

За допомогою розрахунку методом скінчених елементів визначено внутрішні силові фактори в елементах монолітного залізобетонного каркасу та виконано розрахунок і конструювання армування колон. Запроєктовано палевий фундамент під житловий будинок змінної поверховості.

Апробація результатів роботи. Результати, отримані в даній кваліфікаційній роботі, доповідались на XII Міжнародній науково-технічній конференції молодих учених та студентів «Актуальні задачі сучасних технологій».

Публікації. Паляниця, В.В., Сорочак, А.П. Аналіз роботи монолітної залізобетонної плити покриття торгівельної частини будинку змінної поверховості // Актуальні задачі сучасних технологій. Праці Міжнародної науково-

технічної конференції (Тернопіль, 6-7 грудня 2023 року). – Т. : ФОП Паляниця В. А., 2023. – С. 57.

Ключові слова: ЖИТЛОВИЙ БУДИНОК ЗМІННОЇ ПОВЕРХОВОСТІ, МОНОЛІТНА ПЛИТА ПОКРИТТЯ, НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМІВНИЙ СТАН, ЗАЛІЗОБЕТОН.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА

1.1 Дані про ділянку будівництва

1.1.1 Коротка характеристика

Житлова забудова в місті Тернополі розвивається надзвичайно швидкими темпами, особливо в мікрорайоні Північний, територія якого виділена для розвитку житлової забудови згідно генерального плану міста. Проте забудова даного району відбувалася невпорядковано, різними забудовниками без системного підходу. Споруджувалися лише окремі будинки з впорядкованою прибудинковою територією та не приділялася належна увага будівлям громадського призначення загального користування, таким як школи, дитячі садки, поліклініки, торговельні центри тощо. Після заселення житлового фонду споруджених будинків у мешканців виникають проблеми з доступом до послуг та соціального обслуговування.

В даній кваліфікаційній роботі пропонується спорудження в Північному мікрорайоні міста Тернопіль житлового будинку змінної поверховості з вбудовано прибудованими приміщеннями громадського призначення. Значна частина площ відведена для облаштування амбулаторії Тернопільської міської поліклініки №2, що буде обслуговувати мешканців району.

Для забудови планується відведення ділянки на перехресті вулиць Овочевої та Головацького (рис. 1.1).

Оскільки новий житловий будинок буде розміщений біля транспортної розв'язки в центрі житлового мікрорайону поруч з будівлею храму Різдва Пресвятої Богородиці, його архітектурне вирішення прийнято висотою 6 поверхів. Прибудований блок приміщень громадського призначення має висоту два поверхи. В будинку передбачено розміщення додаткових приміщень громадсько-торгівельного призначення на рівні підвального поверху з окремими входами.



Рисунок 1.1 – Схема розміщення ділянки, відведеної для будівництва

Для ефективного використання площі забудови передбачено влаштування експлуатованої покрівлі над громадським блоком, яка буде використовуватися мешканцями будинку. Вихід на експлуатовану покрівлю передбачено з третього поверху житлової частини будинку.

1.1.2 Кліматичні умови ділянки будівництва

Район спорудження житлового будинку змінної поверховості – місто Тернопіль – характеризується наступними кліматологічними параметрами (за даними [1]):

- кліматичний район – Північно-західний;
- вітровий район 4, переважаючий напрям вітру західний, середня швидкість вітру в січні 4,7 м/с, в липні 2,9 м/с;
- середня температура січня $-5,0^{\circ}\text{C}$;
- середня температура липня $+17,8^{\circ}\text{C}$;
- найхолодніша п'ятиденка з забезпечуваністю 0,98 $-22,0^{\circ}\text{C}$;
- найтепліша п'ятиденка з забезпечуваністю 0,99 $+22,0^{\circ}\text{C}$;
- середня річна відносна вологість повітря 79%;
- тривалість опалювального періоду 184 доби.

1.1.3 Інженерно-геологічні умови

В інженерно-геологічному відношенні на ділянці будівництва відсутні несприятливі процеси. Рельєф ділянки рівнинний з незначним ухилом з північного сходу на південний захід. Максимальний перепад висот на ділянці 0,7 м.

Структура ґрунтів включає поверхневий родючий шар потужністю до 0,6 м, який підлягає збереженню та рекультивації в процесі будівництва. Під ним залягають шари суглинків тугопластичних потужністю 15,1 м та крупнозернистих супісків твердих середнього ступеню вологості з включеннями суглинків.

Рівень ґрунтових вод знаходиться на рівні $-17,2$ м.

За даними стандарту [2] район будівництва характеризується сейсмічністю 6 балів та категорію ґрунтів 2.

1.2 Проектування генплану

Відведена ділянка забудови має розміри 85×65 м та площу 0,55 га. З південно-західного боку ділянка межує з вулицею Головацького, з північно-західного з вулицею Овочевою, з інших сторін – з територіями, що відведені під житлову забудову.

Рельєф ділянки рівнинний з незначним ухилом з північного сходу на південний захід.

Житловий будинок з вбудовано-прибудованими приміщеннями громадського призначення буде розміщено на відстані 40 м від вулиці Головацького головним фасадом до неї. На даній території планується влаштування парковки для працівників та відвідувачів закладів, розміщених в громадській частині будівлі. З протилежного боку передбачено влаштування парковки на 20 машино-місць для мешканців будинку.

Генпланом передбачено два окремі в'їзди зі сторони вулиці Овочевої.

Для зонування території та відмежування її від вулиці Головацького, котра характеризується підвищеною інтенсивністю руху автотранспорту, на південно-західній межі ділянки передбачено влаштування огорожі, газону з зеленими насадженнями та малими архітектурними формами.

1.3 Архітектурно-планувальні рішення

1.3.1 Характеристика будівлі

Будівельна висота – 23,59 м.

Поверховість – 6.

Кількість секцій (під'їздів) – 1.

Кількість житлових квартир на поверсі – 3 (одна 1-кімнатна та дві 2-кімнатних).

Будівля II ступеня вогнестійкості згідно [3].

Будівля класу наслідків (відповідальності) СС2 за [4].

Розрахунковий строк експлуатації $T_{ef} = 100$ років.

1.3.2 Об'ємно-планувальні рішення

Житловий будинок односекційний, має 6 надземних поверхів з експлуатованим підвалом. У підвалі, першому та другому поверхах розташовані вбудовано-прибудовані нежитлові приміщення громадського призначення та амбулаторно-поліклінічного закладу. Будівля змінної поверховості складається з однієї прямокутної в плані секції з розмірами в осях $49,05 \times 15,0$ м.

Висота житлових поверхів – 3,0 м, підвальный поверх – 3,04 м (від підлоги до перекриття), технічний поверх – 2,2 м, вихід на неексплуатовану покрівлю – 1,85 м. Висота першого поверху – 3,34 м, другого – 3,92 м в житловій частині та 3,34 м для прибудованої частини.

Житловий будинок обладнано ліфтом вантажопідйомністю 1000 кг, який може бути призначений для перевезення пожежних підрозділів.

У житловій секції будинку передбачена сходові клітка типу СК1 для сполучення між поверхами з виходом на технічний поверх. Проектом передбачено внутрішню сходову клітку типу С1 для доступу на 2-ий поверх громадської частини.

В якості додаткового пожежного виходу з квартир, розміщених вище другого поверху, прийнято вихід на балкон з захисним простінком відповідно до [3].

Покрівлю будівлі прийнято частково експлуатовану, суміщену, з парапетами і зовнішнім і внутрішнім організованим відведенням води.

На експлуатованій покрівлі передбачено влаштування майданчиків для дітей дошкільного та молодшого шкільного віку; для занять фізкультурою; для відпочинку дорослого населення; для господарських цілей. Майданчики обладнуються малими архітектурними формами. На майданчиках застосовано такі типи покриттів: бруківка, пісок, гравій, тротуарна бетонна плитка, гумове покриття.

1.3.3 Заходи забезпечення доступності для маломобільних груп населення

Покриття тротуарів з боку громадської частини будівлі передбачає застосування тактильних смуг за [5]. За 20 см перед сходами та пандусами передбачено влаштування попереджувальних тактильних елементів зі зрізаними конусами шириною 40 см.

Вхідні групи амбулаторії та громадських приміщень обладнані пандусами з ухилом 1:8 з додатковими поручнями або спеціальними підйомними пристроями для маломобільних груп населення у випадках, коли влаштування пандусів конструктивно неможливе або недоцільне.

1.4 Основні дані щодо конструктивних рішень

Загальна стійкість каркаса вирішена за рахунок поперечних і поздовжніх рам. Рами складаються з монолітних залізобетонних балок перетином 400×400 мм і монолітних залізобетонних колон перетином 500×500 мм на рівні підвалу, першого і другого поверху житлової секції та 400×400 мм в інших частинах будівлі.

Сполучення балок із колонами, а також колон із фундаментом – жорстке. Плити перекриття і покриття монолітні залізобетонні товщиною 200 мм.

Будівля змінної поверховості, житлова секція має шість надземних поверхів, громадська частина два. Під всією площею будівлі передбачено влаштування підвалу. Стіни підвалу монолітні залізобетонні товщиною 200 мм з утепленням ЕППС та гідроізоляцією.

Будівля розділена деформаційними швами на три ділянки. Деформаційні шви забезпечують відсутність напружень, викликаних нерівно-мірним осіданням основ під секціями різної поверховості та є засобом сейсмосахисту будівлі.

1.4.1 Фундаменти

На основі даних про інженерно-геологічну будову ділянки будівництва прийнято фундаменти на пальовій основі. Палі заглиблюються до відмітки $-11,860$ в шар ІГЕ-2.

Палі прийнято забивні типу ПНдр80.30-ВрІІ за [6]. Бетон класу С20/25, F200, W6, розрахункове навантаження на палю прийнято 750 кН. Довжина паль 8 м, маса 1,83 т.

Для замонолічування паль розроблено монолітні ростверки висотою 900 мм законструйовані з армуванням А500С у двох напрямках. Бетон для ростверків прийнято класу С20/25, F150, W4.

1.4.2 Зовнішні стіни

Зовнішні стіни нижче рівня землі з монолітного залізобетону, утеплені плитами з ЕППС товщиною 150 мм.

Зовнішні стіни вище рівня землі виконуються з:

- система навісного фасаду ALUTECH;
- утеплювач – мінераловатні плити – 150 мм;
- газобетон D500 – 200 мм.

1.4.3 Зовнішнє оздоблення

Оздоблення зовнішніх стін житлового будинку – навісний вентиляований фасад ALUTECH у поєднанні таких кольорів: слонової кістки (колір RAL9010), коричневий (колір RAL1034), чорний (колір RAL9011), світло-зелений (колір RAL6021).

1.4.4 Внутрішні стіни та перегородки

Стіни сходових кліток виконані з монолітного залізобетону товщиною 200 мм. Внутрішні перегородки з газоблоків D500 товщиною 120 мм.

1.4.5 Перекриття та покриття

Перекрыття і покриття запроектовані монолітними залізобетонними товщиною 200 мм. В їх конструкції передбачено монолітні залізобетонні балки перетином 400×400 мм мм в осях колон.

Сходи розроблено в збірно-монолітному виконанні, сходовий марш збірний, міжповерховий майданчик монолітний завтовшки 200 мм із бетону класу C20/25, F100, W4 і арматурної сталі класу A400C.

1.4.6 Внутрішнє оздоблення

В квартирах внутрішнє оздоблення не виконується. В приміщеннях спільного користування житлової секції та громадській частині будівлі виконується вапняно-піщана штукатурка, гіпсова шпаклівка та фарбування стін водоемульсійною фарбою.

1.4.7 Підлоги

В приміщеннях квартир влаштування чистової підлоги не виконується, лише заливається стяжка з цементно-піщаного розчину товщиною 50 мм.

В приміщеннях спільного користування житлової секції та вбудовано-прибудованої громадської частини використовується плитка керамічна зносостійка на клею, а в савузлах – плитка керамічна з матовою поверхнею на клею. Покриття зовнішніх елементів будівлі (прямки, ганки, сходи, пандуси) – плитка керамогранітна морозостійка з рифленою поверхнею на клею.

1.5 Характеристика інженерних мереж

1.5.1 Опалення

В усіх приміщеннях житлового будинку з вбудовано-прибудованими громадськими приміщеннями запроектовано індивідуальне газове опалення. Для приміщень громадської частини передбачено двотрубні горизонтальні системи

опалення з розведенням трубопроводів по підлозі. Як нагрівальні прилади прийнято алюмінієві радіатори з міжпатрубковою відстанню 500 мм і 350 мм.

1.5.2 Газопостачання

Газопостачання будинку з вбудовано-прибудованими приміщеннями громадського призначення передбачено від існуючої газопровідної мережі низького тиску $\varnothing 200$ мм, що прокладено вздовж вулиці Головацького.

Прокладання газопроводу до будинку підземне, далі він прокладається по зовнішньому фасаду і заходить в приміщення кухні на другому поверсі. В приміщеннях кухні передбачено запірну арматуру, газові лічильники та вентиляційні канали, виведені вище рівня даху будинку.

1.5.3 Водопровід господарсько-питний

Водопостачання будівлі передбачається від міських водопровідних мереж. Передбачено одне введення водопроводу $\varnothing 65$ мм із поліетиленових труб з кисневим бар'єром. Гарантований напір у точці підключення становить 30 м. Необхідний напір у мережі становить 19 м, що забезпечується тиском у зовнішніх мережах водопроводу.

На відгалуженні до громадської частини запроєктовано водомірний вузол із лічильником. На обвідній лінії лічильника холодної води передбачено встановлення засувки з електроприводом, опломбованої в закритому стані, для потреб пожежогасіння.

На відгалуженні до житлової частини запроєктовано водомірний вузол із окремим лічильником.

1.5.4 Електропостачання

Джерелом електропостачання проєктованого житлового будинку з вбудовано-прибудованими нежитловими приміщеннями є існуюча комплектна трансформаторна підстанція зовнішньої установки ТПЗ типу 2УТПНУ повної заводської готовності загальною потужністю 2000 кВА . Ввід живлення підземний.

1.6 Розрахунок теплоізоляційних властивостей зовнішніх стін будинку

Для забезпечення хороших експлуатаційних характеристик споруджуваної будівлі виконаємо розрахунок та перевірку огорожуючих конструкцій зовнішніх стін.

Район будівництва (місто Тернопіль) відноситься до першої температурної зони за [7]. Прийmemo наступні розрахункові температури повітря [8]:

- зовнішню – $\theta_{ext} = -22^{\circ}\text{C}$;
- внутрішню – $\theta_{int} = 20^{\circ}\text{C}$ для житлових приміщень, $\theta_{int} = 22^{\circ}\text{C}$ для приміщень амбулаторії.

Умови експлуатації конструкції А.

Вологісний режим нормальний.

Необхідно розрахувати два типи зовнішніх стін. Тип 1 – на основі монолітного залізобетону, яка використовується для сходових кліток, що межують із зовнішнім повітрям. Її конструкція включає:

1. Внутрішня штукатурка з розчину цементно-піщаного ($\delta = 20$ мм, $\lambda = 0,76$ Вт/м² · °С);
2. Монолітний залізобетон ($\delta = 200$ мм, $\lambda = 1,92$ Вт/м² · °С);
3. Утеплювач – мінеральна вата ROCKWOOL ($\lambda = 0,044$ Вт/м² · °С), товщину якої δ_3 необхідно підібрати;
4. Система навісного фасаду ALUTECH ($\delta = 2$ мм, $\lambda = 221$ Вт/м² · °С).

Стіна типу 2 має подібну структуру, але в її основі лежить газобетон D500 ($\delta = 200$ мм, $\lambda = 0,44$ Вт/м² · °С).

Термічний опір стінової конструкції можна визначити за формулою з [7]:

$$R_{\Sigma} = \frac{1}{h_{si}} + \sum_{i=1}^l R_i + \frac{1}{h_{se}} = \frac{1}{h_{si}} + \sum_{i=1}^l \frac{\delta_i}{\lambda_{ip}} + \frac{1}{h_{se}} \geq R_{q \min} \quad (1.1)$$

де $h_{si} = 8$ – коефіцієнти теплообміну внутрішньої поверхні;

$h_{se} = 23$ – те ж, для зовнішньої поверхні;

δ_i – товщина шару конструкції;

λ_{ip} – його теплопровідність.

Звідси для стіни типу 1 знайдемо

$$\begin{aligned} \delta_3 &= \left(R_{q \min} - \left(\frac{1}{h_{si}} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_4}{\lambda_4} + \frac{1}{h_{se}} \right) \right) \cdot \lambda_3 = \\ &= \left(4,0 - \left(\frac{1}{8} + \frac{0,02}{0,76} + \frac{0,2}{1,92} + \frac{0,002}{221} + \frac{1}{23} \right) \right) \cdot 0,044 = 0,163 \text{ м} \end{aligned}$$

де $R_{q \min} = 4,0$ м² · К/Вт – для стін житлових та громадських приміщень.

Приймаємо утеплювач – мінераловатні плити ROCKWOOL товщиною 170 мм.

Аналогічно, з формули (1.1) для типу стіни 2

$$\delta_3 = \left(4,0 - \left(\frac{1}{8} + \frac{0,02}{0,76} + \frac{0,2}{0,44} + \frac{0,002}{221} + \frac{1}{23} \right) \right) \cdot 0,044 = 0,148 \text{ м}$$

Приймаємо утеплювач – мінераловатні плити ROCKWOOL товщиною 150 мм.

За вимогами [7] додатково необхідно перевірити різницю температур повітря всередині приміщення та на внутрішній поверхні огороження, щоб переконатися, що вони не перевищують граничного значення. Стандарт в цьому випадку встановлює вищі вимоги до кліматичних умов приміщення амбулаторії, тому перевірку виконуємо для нього.

$$\Delta\theta_{int-si} = \frac{\theta_{int} - \theta_{ext}}{R_{\Sigma}h_{si}} = \frac{22 - (-22)}{4,513 \cdot 8} = 1,163 \text{ }^{\circ}\text{C} < \Delta\theta_{int-si,max} = 4,0 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad (1.2)$$

де $\Delta\theta_{int-si,max}$ – допустима різниця.

Умова виконується, отже підібране утеплення задовольняє санітарним вимогам.

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

2.1 Збирання навантажень на конструкцію

На елементи конструкції проєктованого житлового будинку змінної поверховості будуть діяти постійні (власна вага конструкцій і вага елементів підлоги), тимчасові (експлуатаційне навантаження) та короточасні (сніг, вітер) навантаження. Підрахунок навантажень на конструкції наведено в таблиці 2.1.

Таблиця 2.1 – Підрахунок навантажень на конструкції будинку

Вид навантаження	Характеристичне навантаження	Коеф-т надійності	Експлуатаційне навантаження
1	2	3	4
1. Постійні навантаження			
1.1 Навантаження на покриття житла			
- 2 шари техноласту ЕКП	10 кг/м ²	1,3	13 кг/м ²
- армована стяжка $\gamma=2500$ кг/м ³ ; $t=50$ мм	$0,05 \cdot 2500 = 125$ кг/м ²	1,1	137,5 кг/м ²
- власна вага разуклонки з керамзиту $\gamma=1800$ кг/м ³ ; $t=110$ мм	$0,11 \cdot 1800 = 198$ кг/м ²	1,1	217,8 кг/м ²
- утеплювач ЕППС $\gamma=37$ кг/м ³ ; $t=150$ мм	$0,15 \cdot 37 = 5,55$ кг/м ²	1,3	7,2 кг/м ²
- власна вага монолітної залізобетонної плити перекриття $\gamma=2500$ кг/м ³ ; $t=200$ мм	$0,2 \cdot 2500 = 500$ кг/м ²	1,1	550,0 кг/м ²
УСЬОГО			925,5 кг/м ²
1.2 Навантаження на покриття експлуатованої покрівлі			
- дренажна мембрана	1 кг/м ²	1,3	1,3 кг/м ²
- геотекстиль $\gamma=40$ кг/м ³ ; $t=130$ мм	$0,13 \cdot 40 = 5,2$ кг/м ²	1,3	6,76 кг/м ²
- армована стяжка $\gamma=2500$ кг/м ³ ; $t=50$ мм	$0,05 \cdot 2500 = 125$ кг/м ²	1,1	137,5 кг/м ²
- власна вага разуклонки з керамзиту $\gamma=1800$ кг/м ³ ; $t=80$ мм	$0,08 \cdot 1800 = 144$ кг/м ²	1,1	158,4 кг/м ²
- власна вага монолітної залізобетонної плити перекриття $\gamma=2500$ кг/м ³ ; $t=200$ мм	$0,2 \cdot 2500 = 500$ кг/м ²	1,1	550,0 кг/м ²
УСЬОГО			854,0 кг/м ²

Продовження табл. 2.1.

1	2	3	4
1.3 Перекриття типового поверху			
- власна вага підлог $\gamma=1800\text{кг/м}^3$; $t=80\text{ мм}$	$0,06 \cdot 1800 = 108,0\text{ кг/м}^2$	1,1	$118,8\text{ кг/м}^2$
- власна вага монолітної залізобетонної плити перекриття $\gamma=2500\text{ кг/м}^3$; $t=200\text{ мм}$	$0,2 \cdot 2500 = 500,0\text{ кг/м}^2$	1,1	$550,0\text{ кг/м}^2$
- власна вага перегородок	$100,0\text{ кг/м}^2$	1,1	$110,0\text{ кг/м}^2$
УСЬОГО			$778,8\text{ кг/м}^2$
1.4 Зовнішні стіни ($h = 2,6\text{ м}$)			
- навісний вентиляований фасад $5,5\text{ кг/м}^2$ – фасадна панель, $8,0\text{ кг/м}^2$ – кронштейни і напрямні	$(5,5+8,0) \times$ $\times 2,6 = 35,1\text{ кг/м}$	1,1	$38,61\text{ кг/м}$
- вітрозахисна мембрана $0,2\text{ кг/м}^2$	$0,2 \cdot 2,6 = 0,52\text{ кг/м}$	1,3	$0,67\text{ кг/м}$
- утеплювач ROCKWOOL $\gamma=42\text{ кг/м}^3$; $t=150\text{ мм}$	$0,15 \cdot 42 \cdot 2,6 = 16,38\text{ кг/м}$	1,3	$21,29\text{ кг/м}$
- кладка з газоблоків D500 $\gamma=600\text{ кг/м}^3$; $t=200\text{ мм}$	$0,2 \cdot 600 \cdot 2,6 = 312\text{ кг/м}$	1,1	$343,2\text{ кг/м}$
УСЬОГО			$403,77\text{ кг/м}$
2. Тимчасові навантаження			
2.1 Експлуатаційне навантаження			
- житлові приміщення	150 кг/м^2	1,3	$195,0\text{ кг/м}^2$
- неексплуатована покрівля	$70,0\text{ кг/м}^2$	1,3	$94,0\text{ кг/м}^2$
- експлуатована покрівля	$200,0\text{ кг/м}^2$	1,3	$260,0\text{ кг/м}^2$
- балкон	$200,0\text{ кг/м}^2$	1,3	$260,0\text{ кг/м}^2$
- приміщення амбулаторії	$200,0\text{ кг/м}^2$	1,3	$260,0\text{ кг/м}^2$
2.2 Снігове навантаження	$139,0\text{ кг/м}^2$	-	$139,0\text{ кг/м}^2$

Додатково до зібраних вертикальних навантажень визначимо горизонтальну складову вітрового навантаження, що обчислюється як

$$W_e = \gamma_{fe} W_0 C \quad (2.1)$$

де $W_0 = 1390\text{ Па}$ – нормативне значення вітрового тиску для м. Тернопіль;

$\gamma_{fe} = 0,21$ – коефіцієнт надійності за навантаженням [9].

C – аеродинамічний коефіцієнт, який є добутком кількох часткових коефіцієнтів, що враховують різні параметри навантаження, такі як напрям, висоту будівлі, висоту над рівнем моря тощо [9].

Отримаємо наступні значення експлуатаційного вітрового навантаження з навітряної та завітряної сторони будівлі залежно від висоти над рівнем поверхні:

$$W_{10_{нав}} = 0,21 \cdot 1,39 \cdot 1,14 = 0,33 \text{ кН/м}^2$$

$$W_{10_{зав}} = 0,21 \cdot 1,39 \cdot 0,855 = 0,25 \text{ кН/м}^2$$

$$W_{20_{нав}} = 0,21 \cdot 1,39 \cdot 1,32 = 0,39 \text{ кН/м}^2$$

$$W_{20_{зав}} = 0,21 \cdot 1,39 \cdot 1,08 = 0,32 \text{ кН/м}^2$$

2.2 Розрахунок монолітного каркасу житлового будинку змінної поверховості

Розрахунок монолітного залізобетонного каркасу проєктованого житлового будинку змінної поверховості на зібрані навантаження виконано за допомогою розрахункової моделі з використанням методу скінченних елементів (МСЕ) в програмному комплексі Ліра-САПР 2022 (рис. 2.1).

Колони моделювали універсальними стержневими елементами, розміщеними вздовж їх осі, плити – універсальними скінченними елементами пластин, розміщеними в серединній площині.

В розрахункову схему включено конструкції підвального поверху нижче відмітки 0,000.

Конструкції фундаменту та ґрунтової основи в розрахункову схему не включали, замінивши їх на жорсткі опори в місцях розташування монолітних ростверків та пальових кущів.

Початкові жорсткості елементів задавали в першому наближенні, виходячи з архітектурно-планувальних та конструктивних рішень, описаних в розділі 1.

Розрахунок виконувався на навантаження зібрані в таблиці 2.1 в лінійній постановці. Для врахування сумісної дії різних завантажень було використано розрахункові сполучення навантажень за [9].

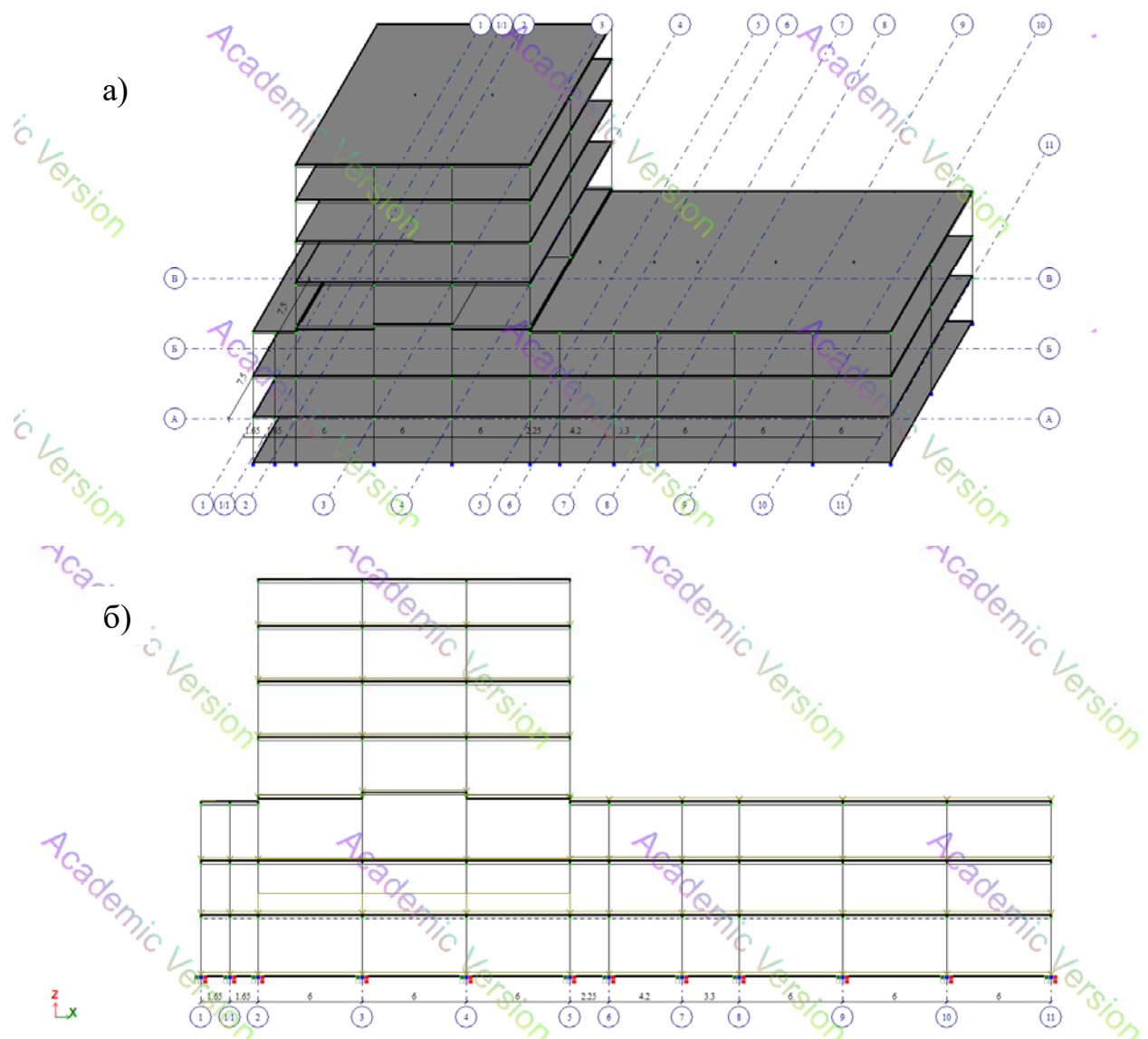


Рисунок 2.1 – Розрахункова схема житлового будинку змінної поверховості в ПК Ліра-САПР 2022: а) – загальний вигляд; б) – проекція на площину XOZ

Основною метою розрахунку було одержання значень внутрішніх силових факторів в елементах конструкції для їх подальшого детального розрахунку та конструювання.

Значення нормальних сил N (рис. 2.2), перерізуючих сил Q_x і Q_y (рис. 2.3) та згинальних моментів M_x і M_y (рис. 2.4), отримані в усіх стержневих елементах просторової рами залізобетонного каркасу внаслідок цього розрахунку, будуть використані при конструюванні окремих елементів в наступних розділах.

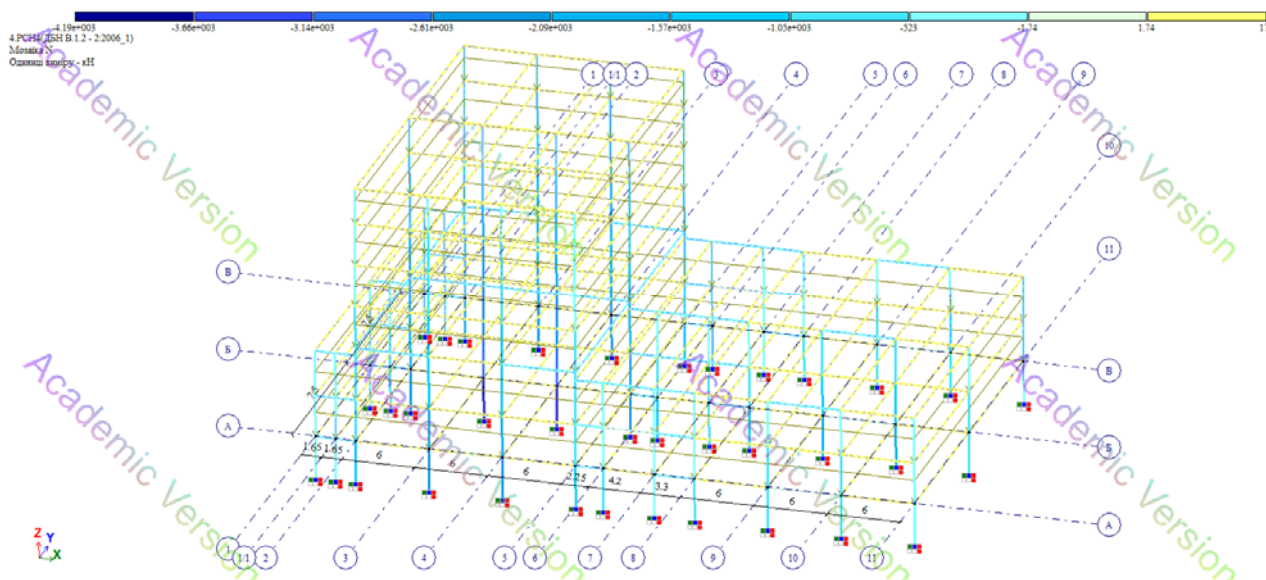


Рисунок 2.2 – Результати визначення нормальних зусиль в стержнях

З аналізу результатів, отриманих для стержневих елементів конструкції житлового будинку змінної поверховості, можна визначити найбільш навантажені фрагменти конструкції.

В нашому випадку такими є колони багатоповерхової житлової секції розміщені на перетині осей Б-3 та Б-4. Це значить, що вони є критичними елементами конструкції з точки зору забезпечення її надійності в процесі експлуатації, відмова яких може призвести до настання аварійного стану конструкції та прогресуючого обвалення.

Виконаємо їх детальний розрахунок та підбір армування.

2.3 Розрахунок колон по осі Б-3

Виконаємо розрахунок та проектування монолітної колони житлової секції житлового будинку змінної поверховості з вбудовано-прибудованими приміщеннями громадського призначення на перетині осей Б-3 як найбільш навантаженої, розділивши її по висоті на кілька ділянок.

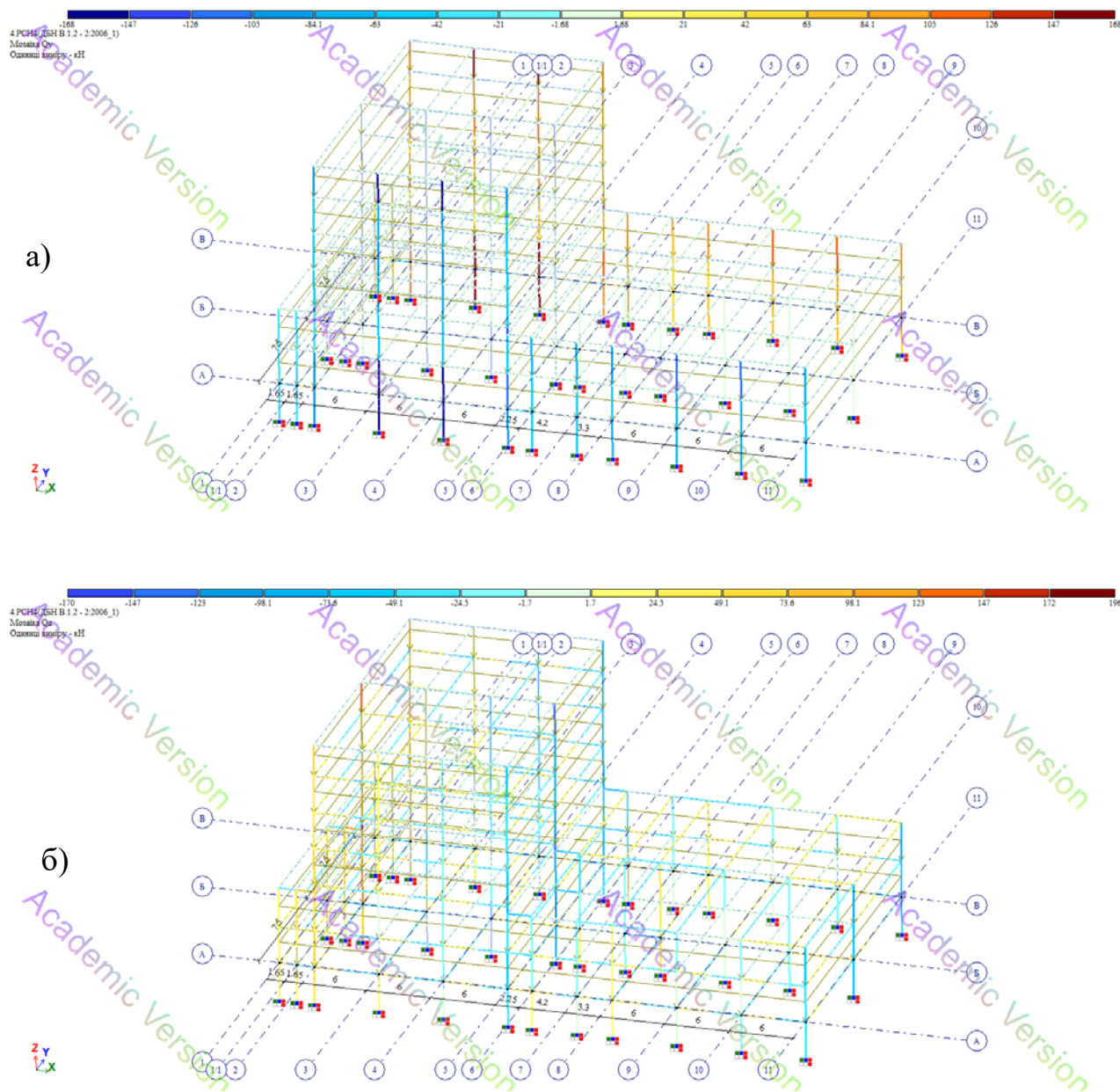


Рисунок 2.3 – Результати визначення перерізуючих зусиль в стержнях:

а) – Q_y ; б) – Q_z

2.3.1 Розрахунок монолітної залізобетонної колони КмЗ з відм. -3,560 до відм. -0,060

Поздовжні сили та згинальні моменти в опорному перерізі колони КмЗ, визначені з розрахунку МСЕ на навантаження, зібрані в розділі 2.1:

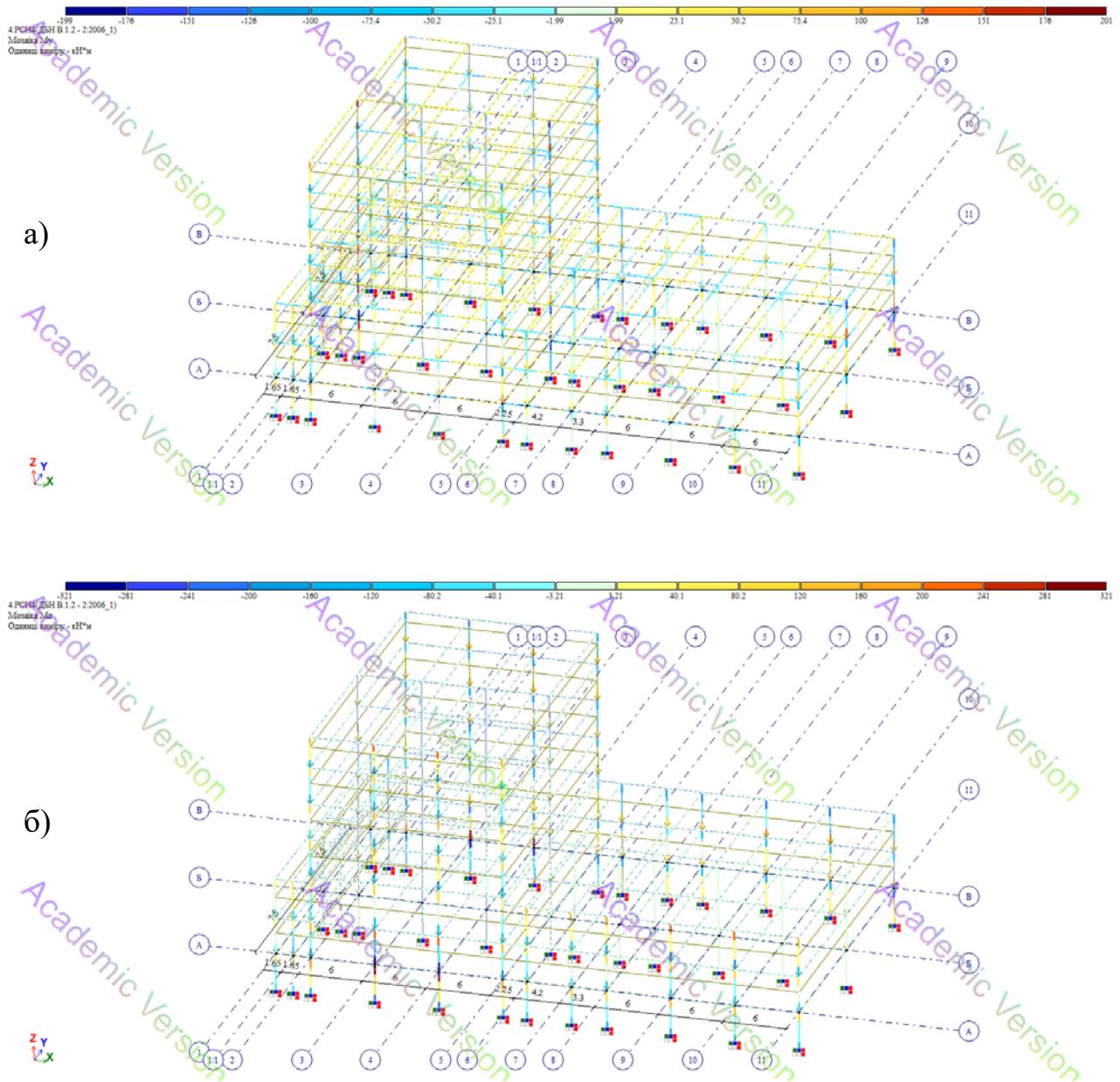


Рисунок 2.4 – Результати визначення згинаючих моментів в стержнях:

а) – M_y ; б) – M_z

$$N = 4181,7 \text{ кН}, \quad M = 24,4 \text{ кНм}.$$

Бетон класу С20 / 25 з характеристиками за [10]:

$$f_{cd} = 14,5 \text{ МПа}, \quad E_{cd} = 23 \text{ ГПа}, \quad \varepsilon_{cu,3} = 0,0031, \quad \varepsilon_{c(3)} = 0,00068$$

Арматура класу А500С з характеристиками за [10]:

$$E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}, \quad f_{yd} = 415 \text{ МПа}$$

Перетин колони приймаємо $b \times h = 500 \times 500$ мм, висота $l = 3,5$ м, відстань від краю перерізу до центра ваги арматури – $a = 70$ мм, оскільки потрібно забезпечити зв'язок з випусками арматури з фундаментного ростверку.

Розрахунок виконуємо згідно рекомендацій [11].

Оскільки закріплення колони до фундаментного ростверку жорстке, розрахункова довжина $l_0 = \mu l = 0,7 \cdot 3,5 = 2,45$ м.

Визначаємо гнучкість колони

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{l_0}{0,289h} = \frac{2,45}{0,289 \cdot 0,5} = 16,955$$

Відносна осьова сила

$$n = \frac{N}{bhf_{cd}} = \frac{4181,7 \cdot 10^3}{0,5 \cdot 0,5 \cdot 14,5 \cdot 10^6} = 1,154$$

Гранична гнучкість

$$\lambda_{lim} = \frac{20ABC}{\sqrt{n}} = \frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,7}{\sqrt{1,154}} = 10,037$$

де A, B, C – коефіцієнти з [11].

Оскільки $\lambda > \lambda_{lim}$, в розрахунку потрібно враховувати деформації другого порядку відповідно до вимог [10].

Для цього визначаємо випадковий ексцентриситет навантаження (деформації першого порядку):

$$e_i = \max\left(\frac{l_0}{600}; \frac{h}{30}; 0,01\right) = \max(4,08 \cdot 10^{-3}; 0,017; 0,01) = 0,017 \text{ м}$$

Значення критичної сили

$$N_B = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2} \quad (2.2)$$

де номінальна жорсткість колони

$$EI = K_c E_{cd} \frac{bh^3}{12} + 0,01 E_s bh(0,5h - a)^2 \quad (2.3)$$

Тут $K_c = \frac{0,3}{1 + 0,5\varphi_{ef}} = \frac{0,3}{1 + 0,5 \cdot 2} = 0,15$ – коефіцієнт, що враховує вплив тріщин,

повзучості бетону та інших нелінійних ефектів.

Тоді

$$EI = 0,15 \cdot 23 \cdot 10^9 \cdot \frac{0,5 \cdot 0,5^3}{12} + 0,01 \cdot 2 \cdot 10^{11} \cdot 0,5 \cdot 0,5 (0,5 \cdot 0,5 - 0,07)^2 = 34,17 \cdot 10^3 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

$$N_B = \frac{\pi^2 \cdot 34,17 \cdot 10^6}{2,45^2} = 54,18 \cdot 10^3 \text{ кН}$$

Остаточна величина розрахункового ексцентриситету з урахуванням деформацій другого порядку складе

$$e_0 = e_i \left(1 + \frac{\beta}{\frac{N_B}{N} - 1} \right) \quad (2.4)$$

де $\beta = \frac{\pi^2}{c_0} = \frac{\pi^2}{8} = 1,234$ – для колони без горизонтального навантаження.

$$e_0 = 0,017 \cdot \left(1 + \frac{1,234}{\frac{56,18 \cdot 10^3}{4181,7} - 1} \right) = 0,018 \text{ м}$$

Розмір ядра жорсткості перерізу

$$r = \frac{h}{6} = \frac{0,5}{6} = 0,083 \text{ м} > e_0 = 0,018 \text{ м}$$

Відповідно, далі розрахунок виконуємо за першою формою рівноваги згідно вимог [11].

Деформації в більш стиснутій зоні $\varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_{cu,3} = 0,0031$.

В менш стиснутій зоні

$$\varepsilon_{c(2)} = \varepsilon_{cu,3} \left(1 - \frac{e_0}{r} \right) = 0,0031 \cdot \left(1 - \frac{0,018}{0,083} \right) = 0,0024$$

Координата умовної межі стиснутої зони бетону

$$x = h \frac{\varepsilon_{cu,3}}{\varepsilon_{cu,3} - \varepsilon_{c(2)}} = 0,5 \cdot \frac{0,0031}{0,0031 - 0,0024} = 2,274 \text{ м}$$

$$x^I = x \frac{\varepsilon_{cu,3} - \varepsilon_{c3}}{\varepsilon_{cu,3}} = 2,274 \cdot \frac{0,0031 - 0,00063}{0,0031} = 1,812 \text{ м} > h = 0,5 \text{ м}$$

Знайдемо деформації в менш стиснутій арматурі

$$\varepsilon_{s(2)} = \varepsilon_{cu,3} \frac{x - (h - a)}{x} = 0,0031 \cdot \frac{2,274 - (0,5 - 0,07)}{2,274} = 0,0025$$

Напруження в ній

$$\sigma_{s(2)} = \varepsilon_{s(2)} E_s = 0,0025 \cdot 2 \cdot 10^5 = 502,8 \text{ МПа} > f_{yd} = 415 \text{ МПа}$$

Тоді необхідне армування в більш стиснутій зоні перетину згідно [11]

$$A_s^I = \frac{Ne - f_{cd}bh(0,5h - a)}{f_{yd}(h - 2a)} \quad (2.5)$$

де $e = e_0 + 0,5h - a = 0,018 + 0,5 \cdot 0,5 - 0,07 = 0,198 \text{ м}$.

$$\begin{aligned} A_s^I &= \frac{4181,7 \cdot 10^3 \cdot 0,198 - 14,5 \cdot 10^6 \cdot 0,5 \cdot 0,5 \cdot (0,5 \cdot 0,5 - 0,07)}{415 \cdot 10^6 \cdot (0,5 - 2 \cdot 0,07)} = \\ &= 2,835 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2 = 28,35 \text{ см}^2 \end{aligned}$$

Для колони приймаємо симетричне армування, тоді загальна необхідна площа арматури складе $A_s = 56,7 \text{ см}^2$.

Остаточного приймаємо 8Ø36A500C з $A_s = 81,43 \text{ см}^2$.

Виходячи з конструктивних вимог [11], приймаємо поперечну арматуру Ø10A240C з кроком 200 мм. Схему армування колони Км3 показано на рис. 2.5 з врахуванням випусків арматури з фундаментного ростверку.

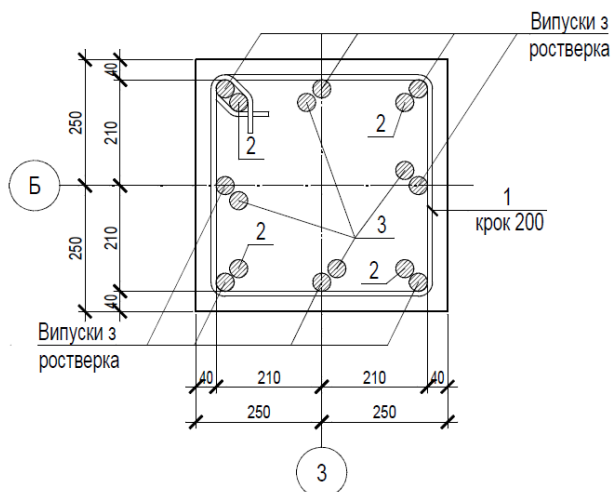


Рисунок 2.5 – Схема армування колони Км3

2.3.2 Розрахунок монолітної залізобетонної колони Км8 з відм. -0,060 до відм. 7,720

Поздовжні сили та згинальні моменти в опорному перерізі колони Км8, визначені з розрахунку МСЕ на навантаження, зібрані в розділі 2.1:

$$N = 3525 \text{ кН}, \quad M = 10,8 \text{ кНм}.$$

Бетон класу С20 / 25 з характеристиками за [10]:

$$f_{cd} = 14,5 \text{ МПа}, \quad E_{cd} = 23 \text{ ГПа}, \quad \varepsilon_{cu,3} = 0,0031, \quad \varepsilon_{c(3)} = 0,00068$$

Арматура класу А500С з характеристиками за [10]:

$$E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}, \quad f_{yd} = 415 \text{ МПа}$$

Перетин колони приймаємо $b \times h = 500 \times 500$ мм, висота $l = 7,78$ м, відстань від краю перерізу до центра ваги арматури – $a = 55$ мм.

Розрахунок виконуємо згідно рекомендацій [11].

Оскільки з'єднання колон жорстке, розрахункова довжина $l_0 = \mu l = 0,7 \cdot 7,76 = 5,432$ м.

Визначаємо гнучкість колони

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{l_0}{0,289h} = \frac{5,432}{0,289 \cdot 0,5} = 37,592$$

Відносна осьова сила

$$n = \frac{N}{bh f_{cd}} = \frac{3525 \cdot 10^3}{0,5 \cdot 0,5 \cdot 14,5 \cdot 10^6} = 0,972$$

Гранична гнучкість

$$\lambda_{lim} = \frac{20ABC}{\sqrt{n}} = \frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,7}{\sqrt{0,972}} = 10,932$$

де A, B, C – коефіцієнти з [11].

Оскільки $\lambda > \lambda_{lim}$, в розрахунку потрібно враховувати деформації другого порядку відповідно до вимог [10].

Для цього визначаємо випадковий ексцентриситет навантаження (деформації першого порядку):

$$e_i = \max\left(\frac{l_0}{600}; \frac{h}{30}; 0,01\right) = \max(9,05 \cdot 10^{-3}; 0,017; 0,01) = 0,017 \text{ м}$$

Номінальна жорсткість колони за формулою (2.3):

$$EI = 0,15 \cdot 23 \cdot 10^9 \cdot \frac{0,5 \cdot 0,5^3}{12} + 0,01 \cdot 2 \cdot 10^{11} \cdot 0,5 \cdot 0,5 (0,5 \cdot 0,5 - 0,055)^2 = 36,98 \cdot 10^3 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

Значення критичної сили за формулою (2.2)

$$N_B = \frac{\pi^2 \cdot 36,98 \cdot 10^6}{5,432^2} = 12,37 \cdot 10^3 \text{ кН}$$

Остаточна величина розрахункового ексцентриситету з урахуванням деформацій другого порядку складе за формулою (2.4)

$$e_0 = 0,017 \cdot \left(1 + \frac{1,234}{\frac{12,37 \cdot 10^3}{3525} - 1}\right) = 0,025 \text{ м}$$

Розмір ядра жорсткості перерізу

$$r = \frac{h}{6} = \frac{0,5}{6} = 0,083 \text{ м} > e_0 = 0,025 \text{ м}$$

Відповідно, далі розрахунок виконуємо за першою формою рівноваги згідно вимог [11].

Деформації в більш стиснутій зоні $\varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_{cu,3} = 0,0031$.

В менш стиснутій зоні

$$\varepsilon_{c(2)} = \varepsilon_{cu,3} \left(1 - \frac{e_0}{r} \right) = 0,0031 \cdot \left(1 - \frac{0,025}{0,083} \right) = 0,0022$$

Координата умовної межі стиснутої зони бетону

$$x = h \frac{\varepsilon_{cu,3}}{\varepsilon_{cu,3} - \varepsilon_{c(2)}} = 0,5 \cdot \frac{0,0031}{0,0031 - 0,0022} = 1,676 \text{ м}$$

$$x^I = x \frac{\varepsilon_{cu,3} - \varepsilon_{c3}}{\varepsilon_{cu,3}} = 1,676 \cdot \frac{0,0031 - 0,00063}{0,0031} = 1,335 \text{ м} > h = 0,5 \text{ м}$$

Знайдемо деформації в менш стиснутій арматурі

$$\varepsilon_{s(2)} = \varepsilon_{cu,3} \frac{x - (h - a)}{x} = 0,0031 \cdot \frac{1,676 - (0,5 - 0,055)}{1,676} = 0,0023$$

Напруження в ній

$$\sigma_{s(2)} = \varepsilon_{s(2)} E_s = 0,0023 \cdot 2 \cdot 10^5 = 455,4 \text{ МПа} > f_{yd} = 415 \text{ МПа}$$

Тоді необхідне армування в більш стиснутій зоні перетину за формулою (2.5) згідно [11]:

$$e = e_0 + 0,5h - a = 0,025 + 0,5 \cdot 0,5 - 0,055 = 0,22 \text{ м}$$

$$A_s^I = \frac{3525 \cdot 10^3 \cdot 0,22 - 14,5 \cdot 10^6 \cdot 0,5 \cdot 0,5 \cdot (0,5 \cdot 0,5 - 0,055)}{415 \cdot 10^6 \cdot (0,5 - 2 \cdot 0,055)} =$$

$$= 2,021 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2 = 20,21 \text{ см}^2$$

Для колони приймаємо симетричне армування, тоді загальна необхідна площа арматури складе $A_s = 40,41 \text{ см}^2$.

Остаточного приймаємо 8Ø28A500С з $A_s = 49,26 \text{ см}^2$.

Виходячи з конструктивних вимог [11], приймаємо поперечну арматуру Ø8A240С з кроком 200 мм.

Схему армування колони Км8 в середньому перерізі показано на рис. 2.6.

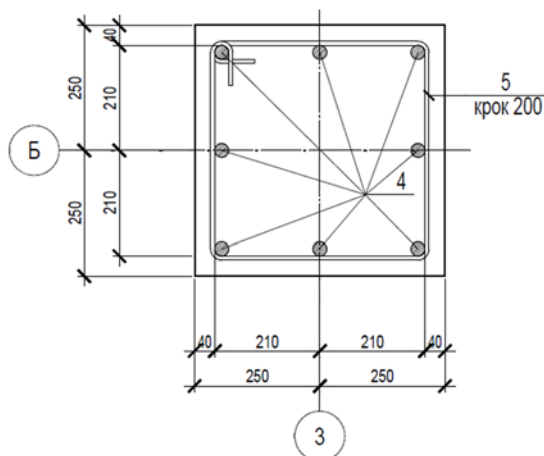


Рисунок 2.6 – Схема армування колони Км8

2.3.3 Розрахунок монолітної залізобетонної колони Км10 з відм. 7,720 до відм. 13,740

Поздовжні сили та згинальні моменти в опорному перерізі колони Км10, визначені з розрахунку МСЕ на навантаження, зібрані в розділі 2.1:

$$N = 2318 \text{ кН}, \quad M = 7,8 \text{ кНм}.$$

Бетон класу С20 / 25 з характеристиками за [10]:

$$f_{cd} = 14,5 \text{ МПа}, \quad E_{cd} = 23 \text{ ГПа}, \quad \varepsilon_{cu,3} = 0,0031, \quad \varepsilon_{c(3)} = 0,00068$$

Арматура класу А500С з характеристиками за [10]:

$$E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}, \quad f_{yd} = 415 \text{ МПа}$$

Перетин колони приймаємо $b \times h = 400 \times 400$ мм, висота $l = 6,02$ м, відстань від краю перерізу до центра ваги арматури – $a = 50$ мм.

Розрахунок виконуємо згідно рекомендацій [11].

Оскільки з'єднання колон жорстке, розрахункова довжина $l_0 = \mu l = 0,7 \cdot 6,02 = 4,214$ м.

Визначаємо гнучкість колони

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{l_0}{0,289h} = \frac{4,214}{0,289 \cdot 0,4} = 36,453$$

Відносна осьова сила

$$n = \frac{N}{bh f_{cd}} = \frac{2318 \cdot 10^3}{0,4 \cdot 0,4 \cdot 14,5 \cdot 10^6} = 0,999$$

Гранична гнучкість

$$\lambda_{lim} = \frac{20ABC}{\sqrt{n}} = \frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,7}{\sqrt{0,999}} = 10,785$$

де A, B, C – коефіцієнти з [11].

Оскільки $\lambda > \lambda_{lim}$, в розрахунку потрібно враховувати деформації другого порядку відповідно до вимог [10].

Для цього визначаємо випадковий ексцентриситет навантаження (деформації першого порядку):

$$e_i = \max\left(\frac{l_0}{600}; \frac{h}{30}; 0,01\right) = \max(7,03 \cdot 10^{-3}; 0,013; 0,01) = 0,013 \text{ м}$$

Номінальна жорсткість колони за формулою (2.3):

$$EI = 0,15 \cdot 23 \cdot 10^9 \cdot \frac{0,4 \cdot 0,4^3}{12} + 0,01 \cdot 2 \cdot 10^{11} \cdot 0,4 \cdot 0,4 \cdot (0,5 \cdot 0,4 - 0,05)^2 = 14,56 \cdot 10^3 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

Значення критичної сили за формулою (2.2)

$$N_B = \frac{\pi^2 \cdot 14,56 \cdot 10^3}{6,02^2} = 8,09 \cdot 10^3 \text{ кН}$$

Остаточна величина розрахункового ексцентриситету з урахуванням деформацій другого порядку складе за формулою (2.4)

$$e_0 = 0,017 \cdot \left(1 + \frac{1,234}{\frac{8,09 \cdot 10^3}{2318} - 1}\right) = 0,02 \text{ м}$$

Розмір ядра жорсткості перерізу

$$r = \frac{h}{6} = \frac{0,4}{6} = 0,067 \text{ м} > e_0 = 0,02 \text{ м}$$

Відповідно, далі розрахунок виконуємо за першою формою рівноваги згідно вимог [11].

Деформації в більш стиснутій зоні $\varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_{cu,3} = 0,0031$.

В менш стиснутій зоні

$$\varepsilon_{c(2)} = \varepsilon_{cu,3} \left(1 - \frac{e_0}{r} \right) = 0,0031 \cdot \left(1 - \frac{0,02}{0,067} \right) = 0,0022$$

Координата умовної межі стиснутої зони бетону

$$x = h \frac{\varepsilon_{cu,3}}{\varepsilon_{cu,3} - \varepsilon_{c(2)}} = 0,4 \cdot \frac{0,0031}{0,0031 - 0,0022} = 1,338 \text{ м}$$

$$x^I = x \frac{\varepsilon_{cu,3} - \varepsilon_{c3}}{\varepsilon_{cu,3}} = 1,338 \cdot \frac{0,0031 - 0,00063}{0,0031} = 1,066 \text{ м} > h = 0,4 \text{ м}$$

Знайдемо деформації в менш стиснутій арматурі

$$\varepsilon_{s(2)} = \varepsilon_{cu,3} \frac{x - (h - a)}{x} = 0,0031 \cdot \frac{1,338 - (0,4 - 0,05)}{1,338} = 0,0023$$

Напруження в ній

$$\sigma_{s(2)} = \varepsilon_{s(2)} E_s = 0,0023 \cdot 2 \cdot 10^5 = 455,4 \text{ МПа} > f_{yd} = 415 \text{ МПа}$$

Тоді необхідне армування в більш стиснутій зоні перетину за формулою (2.5) згідно [11]:

$$e = e_0 + 0,5h - a = 0,02 + 0,5 \cdot 0,4 - 0,05 = 0,17 \text{ м}$$

$$A_s^I = \frac{2318 \cdot 10^3 \cdot 0,17 - 14,5 \cdot 10^6 \cdot 0,4 \cdot 0,4 \cdot (0,5 \cdot 0,4 - 0,05)}{415 \cdot 10^6 \cdot (0,4 - 2 \cdot 0,05)} = 5,68 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 5,68 \text{ см}^2$$

Для колони приймаємо симетричне армування, тоді загальна необхідна площа арматури складе $A_s = 11,36 \text{ см}^2$.

Остаточного приймаємо 4Ø22A500С з $A_s = 15,2 \text{ см}^2$.

Виходячи з конструктивних вимог [11], приймаємо поперечну арматуру Ø8A240С з кроком 200 мм.

Схему армування колони Км10 в середньому перерізі показано на рис. 2.7.

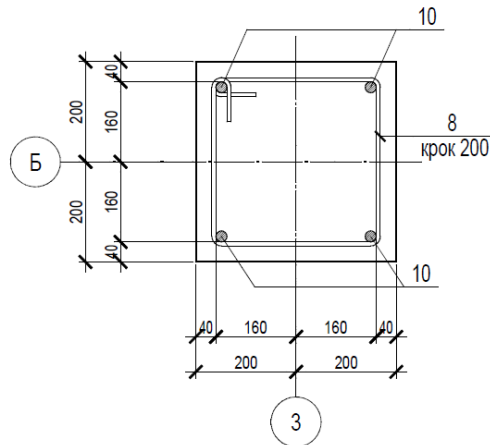


Рисунок 2.7 – Схема армування колони Км10

2.3.4 Розрахунок монолітної залізобетонної колони Км12 з відм. 13,740 до відм. 19,240

Поздовжні сили та згинальні моменти в опорному перерізі колони Км12, визначені з розрахунку МСЕ на навантаження, зібрані в розділі 2.1:

$$N = 1627 \text{ кН}, \quad M = 5,1 \text{ кНм}.$$

Бетон класу С20 / 25 з характеристиками за [10]:

$$f_{cd} = 14,5 \text{ МПа}, \quad E_{cd} = 23 \text{ ГПа}, \quad \varepsilon_{cu,3} = 0,0031, \quad \varepsilon_{c(3)} = 0,00068$$

Арматура класу А500С з характеристиками за [10]:

$$E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}, \quad f_{yd} = 415 \text{ МПа}$$

Перетин колони приймаємо $b \times h = 400 \times 400$ мм, висота $l = 5,5$ м, відстань від краю перерізу до центра ваги арматури – $a = 50$ мм.

Розрахунок виконуємо згідно рекомендацій [11].

Оскільки з'єднання колон жорстке, розрахункова довжина $l_0 = \mu l = 0,7 \cdot 5,5 = 3,85$ м.

Визначаємо гнучкість колони

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{l_0}{0,289h} = \frac{3,85}{0,289 \cdot 0,4} = 33,304$$

Відносна осьова сила

$$n = \frac{N}{bh f_{cd}} = \frac{1627 \cdot 10^3}{0,4 \cdot 0,4 \cdot 14,5 \cdot 10^6} = 0,701$$

Гранична гнучкість

$$\lambda_{lim} = \frac{20ABC}{\sqrt{n}} = \frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,7}{\sqrt{0,701}} = 12,873$$

де A, B, C – коефіцієнти з [11].

Оскільки $\lambda > \lambda_{lim}$, в розрахунку потрібно враховувати деформації другого порядку відповідно до вимог [10].

Для цього визначаємо випадковий ексцентриситет навантаження (деформації першого порядку):

$$e_i = \max\left(\frac{l_0}{600}; \frac{h}{30}; 0,01\right) = \max(6,42 \cdot 10^{-3}; 0,013; 0,01) = 0,013 \text{ м}$$

Номінальна жорсткість колони за формулою (2.3):

$$EI = 0,15 \cdot 23 \cdot 10^9 \cdot \frac{0,4 \cdot 0,4^3}{12} + 0,01 \cdot 2 \cdot 10^{11} \cdot 0,4 \cdot 0,4 \cdot (0,5 \cdot 0,4 - 0,05)^2 = 14,56 \cdot 10^3 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

Значення критичної сили за формулою (2.2)

$$N_B = \frac{\pi^2 \cdot 14,56 \cdot 10^3}{5,5^2} = 9,695 \cdot 10^3 \text{ кН}$$

Остаточна величина розрахункового ексцентриситету з урахуванням деформацій другого порядку складе за формулою (2.4)

$$e_0 = 0,017 \cdot \left(1 + \frac{1,234}{\frac{9,695 \cdot 10^3}{1627} - 1}\right) = 0,017 \text{ м}$$

Розмір ядра жорсткості перерізу

$$r = \frac{h}{6} = \frac{0,4}{6} = 0,067 \text{ м} > e_0 = 0,017 \text{ м}$$

Відповідно, далі розрахунок виконуємо за першою формою рівноваги згідно вимог [11].

Деформації в більш стиснутій зоні $\varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_{cu,3} = 0,0031$.

В менш стиснутій зоні

$$\varepsilon_{c(2)} = \varepsilon_{cu,3} \left(1 - \frac{e_0}{r} \right) = 0,0031 \cdot \left(1 - \frac{0,017}{0,067} \right) = 0,0023$$

Координата умовної межі стиснутої зони бетону

$$x = h \frac{\varepsilon_{cu,3}}{\varepsilon_{cu,3} - \varepsilon_{c(2)}} = 0,4 \cdot \frac{0,0031}{0,0031 - 0,0023} = 1,602 \text{ м}$$

$$x^I = x \frac{\varepsilon_{cu,3} - \varepsilon_{c3}}{\varepsilon_{cu,3}} = 1,602 \cdot \frac{0,0031 - 0,00063}{0,0031} = 1,276 \text{ м} > h = 0,4 \text{ м}$$

Знайдемо деформації в менш стиснутій арматурі

$$\varepsilon_{s(2)} = \varepsilon_{cu,3} \frac{x - (h - a)}{x} = 0,0031 \cdot \frac{1,602 - (0,4 - 0,05)}{1,602} = 0,0024$$

Напруження в ній

$$\sigma_{s(2)} = \varepsilon_{s(2)} E_s = 0,0024 \cdot 2 \cdot 10^5 = 484,5 \text{ МПа} > f_{yd} = 415 \text{ МПа}$$

Тоді необхідне армування в більш стиснутій зоні перетину за формулою (2.5) згідно [11]:

$$e = e_0 + 0,5h - a = 0,017 + 0,5 \cdot 0,4 - 0,05 = 0,167 \text{ м}$$

$$A_s^I = \frac{1627 \cdot 10^3 \cdot 0,167 - 14,5 \cdot 10^6 \cdot 0,4 \cdot 0,4 \cdot (0,5 \cdot 0,4 - 0,05)}{415 \cdot 10^6 \cdot (0,4 - 2 \cdot 0,05)} =$$

$$= 3,92 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 3,92 \text{ см}^2$$

Для колони приймаємо симетричне армування, тоді загальна необхідна площа арматури складе $A_s = 7,84 \text{ см}^2$.

Враховуючи прийняте армування нижньої колони Км10, з метою уніфікації для колони Км12 остаточно приймаємо таке ж армування $4\text{Ø}22\text{A}500\text{C}$ з $A_s = 15,2 \text{ см}^2$.

Виходячи з конструктивних вимог [11], приймаємо поперечну арматуру $\text{Ø}8\text{A}240\text{C}$ з кроком 200 мм. Схему армування колони Км12 в середньому перерізі показано на рисунку 2.8.

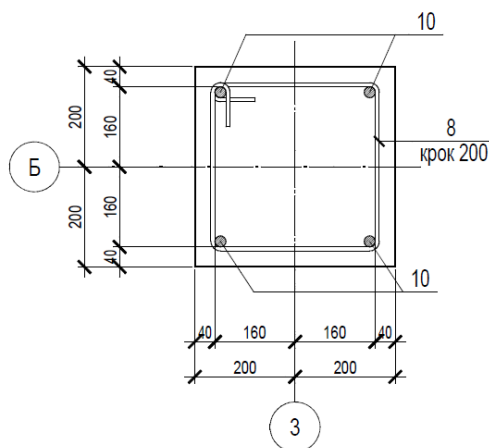


Рисунок 2.8 – Схема армування колони Км12

2.4 Проектування фундаменту

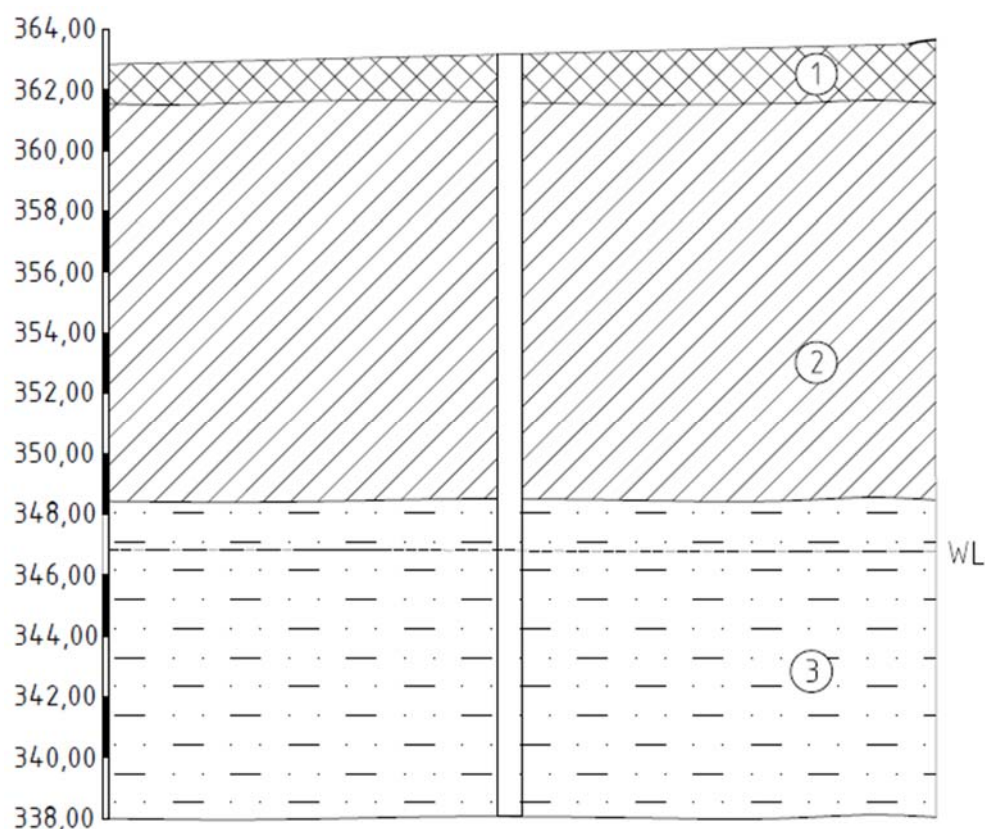
2.4.1 Аналіз ґрунтових умов

В інженерно-геологічному відношенні на ділянці будівництва відсутні несприятливі процеси. Рельєф ділянки рівнинний з незначним ухилом з північного сходу на південний захід. Рівень поверхні ділянки має абсолютну відмітку 363,6 м. Максимальний перепад висот на ділянці 0,7 м.

Структура ґрунтів включає поверхневий родючий шар потужністю до 0,6 м, який підлягає збереженню та рекультивації в процесі будівництва. Під ним залягають шари лесових ґрунтів – суглинків тугопластичних потужністю 15,1 м та крупнозернистих супісків твердих середнього ступеню вологості з включеннями суглинків.

Рівень ґрунтових вод знаходиться на рівні -17,2 м.

Інженерно-геологічний розріз представлено на рис. 2.9, характеристики ґрунтів наведено в табл. 2.2.



- 1 – родючий шар з включеннями будівельного сміття; 2 – суглинки тугопластичні;
3 – супіски тверді крупнозерністі з включеннями суглинків

Рисунок 2.9 – Інженерно-геологічний розріз

В конструкції житлового будинку з вбудовано-прибудованими громадськими приміщеннями передбачено експлуатований підвал на відмітці $-3,310$ м. Дане значення перевищує сезонне промерзання ґрунту для району будівництва, що становить $0,8$ м.

Враховуючи ступінь відповідальності будівлі та лесовий характер ґрунтів, схильних до просідання, для подальшого розрахунку та проектування приймаємо варіант пального фундаменту з монолітним залізобетонним ростверком. Тип палів – забивні.

Як шар для обпирання фундаменту приймаємо ІГЕ-2 – суглинок тугопластичний.

Таблиця 2.2 – Характеристика ґрунтів основи

№ ПЕ	Повна назва ґрунту	Потужність шару, м	W	ρ т/м ³	ρ_s т/м ³	e	S_r	γ , кН/м ³	W_p	W_L	I_L	I_p	c, кПа	ϕ , град	E, МПа	R_0 , кПа
1	Родючий шар з включеннями будівельного сміття	0,6	-	2,23	-	-	-	22,3	-	-	-		38	20	35	-
2	Суглинок тугопластичний	15,1	0,3	1,92	2,71	0,83	0,97	19,2	0,24	0,41	0,35	0,17	34	20	14	9300
3	Супісок твердий крупнозернистий, з включеннями суглинків	9,4	0,1	1,58	2,7	0,88	0,31	15,8	0,18	0,12	<0	0,06	20	23	24	5300

2.4.2 Проектування пальового ростверку

При виборі глибини закладання фундаментного ростверку необхідно прийняти до уваги наявність експлуатованого підвалу. Для влаштування підлоги підвалу приймемо монолітну залізобетонну плиту товщиною 200 мм. Тоді відмітка верху залізобетонного ростверку буде знаходитися на відмітці $-3,510$ м.

З конструктивних міркувань приймемо висоту ростверку $0,7$ м, яка повинна забезпечити надійне з'єднання з оголовками паль. Тоді відмітка низу фундаментного ростверку буде $-4,210$ м. Під ним передбачено влаштування підготовки товщиною 100 мм з бетону класу В7,5.

Враховуючи ґрунтові умови ділянки будівництва приймемо палі типу ПНдр80.30-ВрII за [6] квадратного перерізу зі стороною $b = 30$ см та довжиною $L = 8$ м. Палі заводимо до середини висоти монолітного ростверку, тобто на 35 см. Тоді відмітка нижнього кінця палі $-11,860$ м (рис. 2.10).

Оскільки паля спирається на стисливий ґрунт, вона є висячою палею, що працює за рахунок опору ґрунту під нижнім кінцем і за рахунок опору ґрунту по бічній поверхні.

Для неї несуча здатність визначається за формулою [12]:

$$F_d = \gamma_c \left(\gamma_{cR} RA + p \sum_i^k \gamma_{cf} f_i h_i \right) =$$

$$= 1 \cdot (1 \cdot 9300 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 1 \cdot 419,2) = 1340 \text{ кН}$$

де $\gamma_c = 1,0$ – коефіцієнт умови роботи палі в ґрунті;

R – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, що приймається 9300 кПа залежно від типу ґрунту;

$A = 0,09 \text{ м}^2$ – площа поперечного перерізу палі;

$\gamma_{cR} = 1,0$ – коефіцієнт умови роботи ґрунту під нижнім кінцем палі, занурених забиванням;

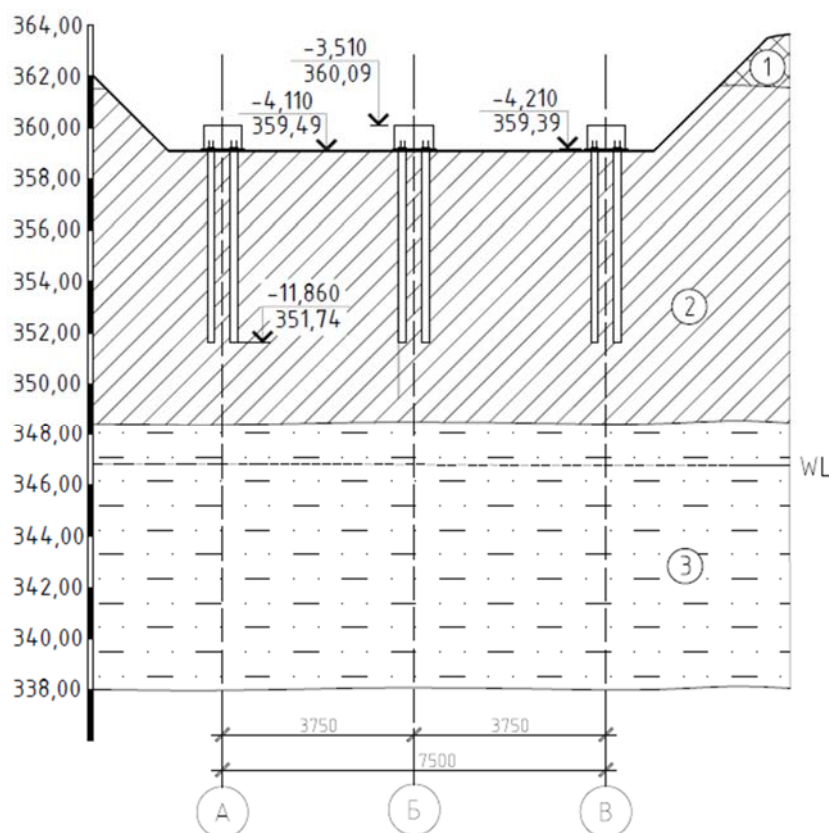


Рисунок 2.10 – Схема розміщення забивних палі

$p = 1,2$ м – периметр поперечного перерізу палі;

$\gamma_{cf} = 1,0$ – коефіцієнт умови роботи по бічній поверхні для паль, занурених забиванням;

f_i – розрахунковий опір ґрунту по бічній поверхні палі в межах i -го шару ґрунту;

h_i – товщина i -го шару ґрунту.

Дані для розрахунку несучої здатності паль подано на рисунку 2.11.

Допустиме навантаження на палю згідно з розрахунком становитиме

$$N_p = \frac{F_d}{\gamma_f \gamma_m \gamma_n} = \frac{1340}{1,2 \cdot 1,1 \cdot 1,35} = 751,99 \text{ кН} \quad (2.6)$$

де коефіцієнти надійності палі за навантаженням та матеріалом прийнято за [12].

Кількість паль у куці визначаємо за формулою:

$$n = \frac{N}{N_p - A d_p \gamma_{cp}} = \frac{4181,7}{751,99 - 0,9 \cdot 0,9 \cdot 20} = 5,68 \quad (2.7)$$

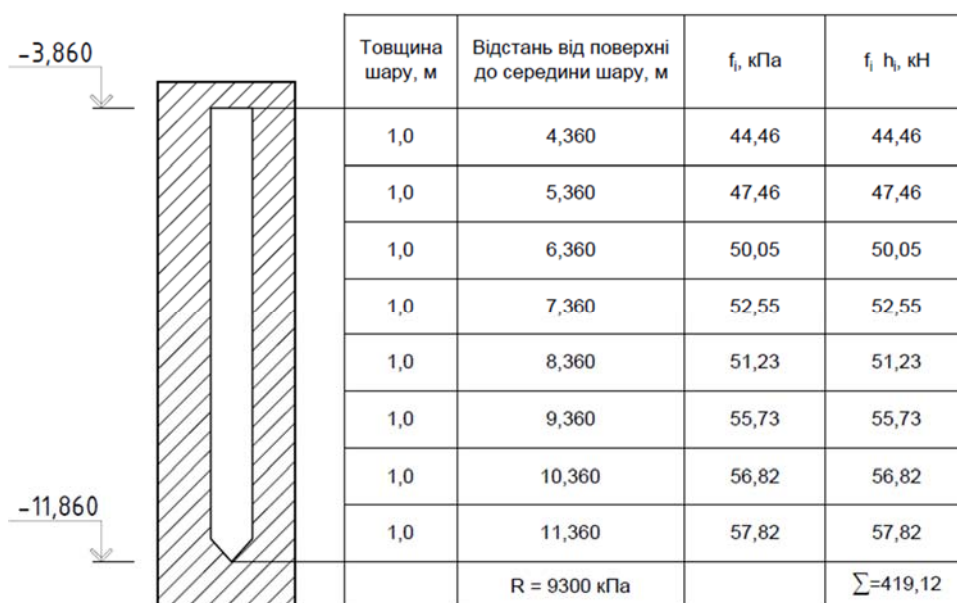


Рисунок 2.11 – Дані для розрахунку несучої здатності палі

де $N = 4187,1$ кН – розрахункове вертикальне навантаження, що передається з колони (див. розділ 2.2);

$d_p = 0,9$ м – глибина закладання ростверку відносно рівня підлоги підвалу;

$\gamma_{cp} = 20$ кН/м³ – усереднена вага ростверку і ґрунту на його обрізах.

Розміри ростверку з урахуванням звису його за зовнішні грані паль по 150 мм та забезпечення мінімальної відстані між центрами паль $3b = 900$ мм складе 1500×2400 мм (рис. 2.12).

Сумарне навантаження на ростверк становить:

$$N_{\Sigma} = N_k + N_p = N_k + b_h l_p d_p \gamma_{cp} \gamma_n = 4181,7 + 1,5 \cdot 2,1 \cdot 0,9 \cdot 20 \cdot 1,1 = 4244,07 \text{ кН}$$

$$M_{\Sigma} = -25 \text{ кНм}$$

$$M_{\Sigma} = 3 \text{ кНм}$$

Згідно [6], перевіримо виконання умов

$$\begin{aligned} N_1 &\leq N_p \\ N_1^{kp} &\leq 1,2 N_p \\ N_1^{kp} &\geq 0 \end{aligned} \quad (2.8)$$

де N_1^{kp} – навантаження, що припадає на одну палю крайнього ряду.

$$N_1 = \frac{N_{\Sigma}}{n} \pm \frac{M_{\Sigma} y}{\Sigma(y_i^2)}$$

$$Q_1 = \frac{Q_{\Sigma}}{n}$$

де n – кількість палі в кущі;

y – відстань від осі пального куща до осі палі, в якій визначається зусилля;

y_i – відстань від осі куща до кожної палі.

Дані обчислень для всіх паль зведемо в таблицю 2.3.

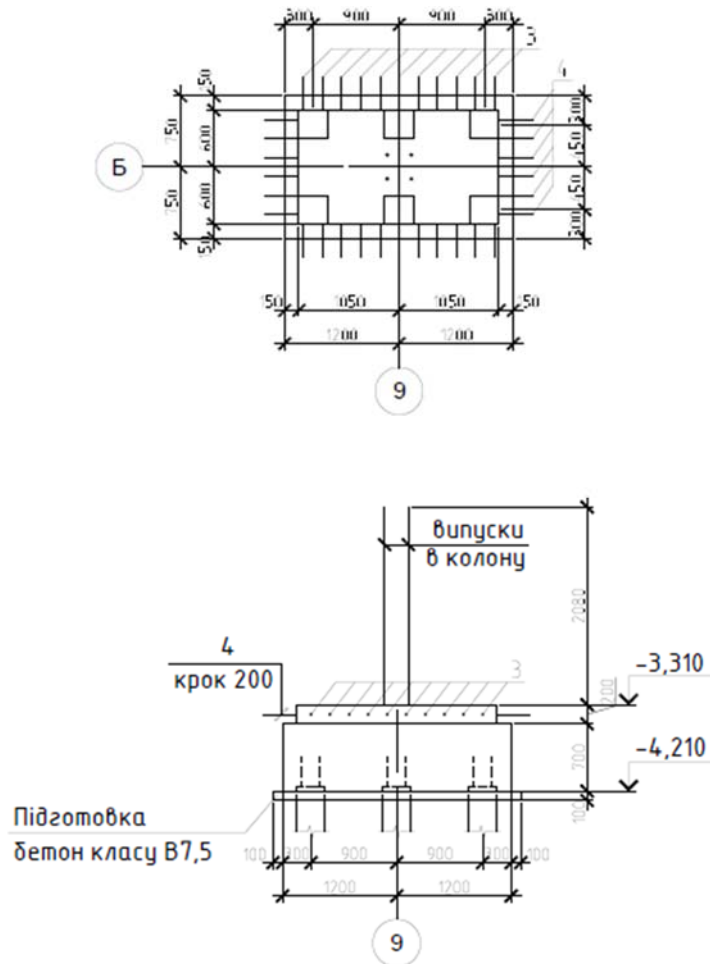


Рисунок 2.12 – Схема ростверку

З таблиці видно, що умови (2.8) виконуються для всіх палей, а значить несуча здатність палей забезпечена. Залишаємо 6 палей.

Таблиця 2.3 – Навантаження на палі

№ палі	Навантаження		N_p , кН	$1,2N_p$, кН
	N_1 , кН	Q_1 , кН		
1, 2	698,1	0,5	751,99	902,38
3, 4	707,3	0,5	751,99	902,38
5, 6	716,6	0,5	751,99	902,38

2.4.3 Підбір палейного обладнання та призначення контрольної відмови

Для забивання палей приймається штанговий дизель-молот.

Відношення маси ударної частини молота m_1 до маси палі m_2 має бути не менше 1,25. Оскільки $m_2 = 1,83$ т [6], мінімальна маса молота $m_1 = 1,25 \cdot 1,83 = 2,29$ т. Приймаємо масу молота $m_1 = 2,5$ т (молот дизельний палейний трубчастий СП-77).

Відмова визначається за формулою

$$S_a = \frac{E_d \eta A}{N_p (N_p + \eta A)} \cdot \frac{m_1 + 0,2(m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3} \quad (2.9)$$

де несучу здатність палі прийнято згідно розрахунку в розділі 2.4.2 $F_d = 750$ кН, енергію удару $E_d = 82$ кДж – за паспортними даними обладнання, масу наголовника $m_3 = 0,2$ т, $\eta = 1500$ кН/м² – коефіцієнт для залізобетонних палей [13].

$$S_a = \frac{82 \cdot 1500 \cdot 0,09}{750 \cdot (750 + 1500 \cdot 0,09)} \cdot \frac{2,5 + 0,2 \cdot (1,83 + 0,2)}{2,5 + 1,83 + 0,2} = 10,7 \cdot 10^{-3} \text{ м}$$

Згідно рекомендацій [13], розрахункова відмова палі повинна знаходитися в межах $0,5 \text{ см} \leq S_a \leq 2,0 \text{ см}$. В нашому випадку умова виконується, отже обладнання обрано правильно.

РОЗДІЛ 3

НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА

3.1 Проблема аналізу напружено-деформівного стану монолітного покриття

Монолітне залізобетонне покриття вирізняється високою міцністю та стійкістю, що дозволяє йому витримувати значні навантаження без пошкоджень чи деформацій. Його однорідна структура забезпечує ефективне розподілення навантаження, сприяючи оптимальній підтримці будівельних конструкцій. Використання монолітного залізобетону спрощує процес будівництва, зменшуючи необхідність у великій кількості з'єднувальних елементів, а також забезпечує високу ступінь герметизації, запобігаючи проникненню води та інших агресивних середовищ. Такий тип покриття також володіє високою теплопровідністю та стійкістю до вогню, що робить його надзвичайно надійним у різних умовах експлуатації. Також монолітна технологія влаштування дозволяє легко отримати покриття необхідної форми в плані, в тому числі з криволінійними елементами.

Для проектного багатопверхового житлового будинку з вбудовано-прибудованими приміщеннями громадського призначення із змінною поверховістю пропонується використати саме монолітне залізобетонне покриття над громадською частиною, яка відділена від житлової секції деформаційним швом.

Монолітна залізобетонна плита покриття над громадською частиною будівлі має розмір в плані $15 \times 27,75$ м. Її товщина 200 мм. Для забезпечення міцності та жорсткості великорозмірного монолітного покриття передбачено влаштування монолітних балок перетином 400×400 мм, які спираються на колони. Крок колон вздовж буквених осей 7,5 м, вздовж цифрових осей – нерівномірний, що викликано особливостями планування приміщень в прибудованій частини будівлі громадського призначення, де передбачено влаштування амбулаторії та закладів торгівлі і обслуговування.

Опалубкове креслення досліджуваної плити покриття Пм15 представлено на рис. 3.1.

3.2 Методика дослідження напружено-деформівного стану монолітної плити покриття

Дослідження роботи даної плити покриття виконано за допомогою методу скінченних елементів з використанням програмного комплексу Ліра-САПР 2022. Було створено тривимірну розрахункову модель з використанням універсальних скінченних елементів пластин та стержнів (рис. 3.2), що враховує сумісну роботу плити покриття та монолітних балок.

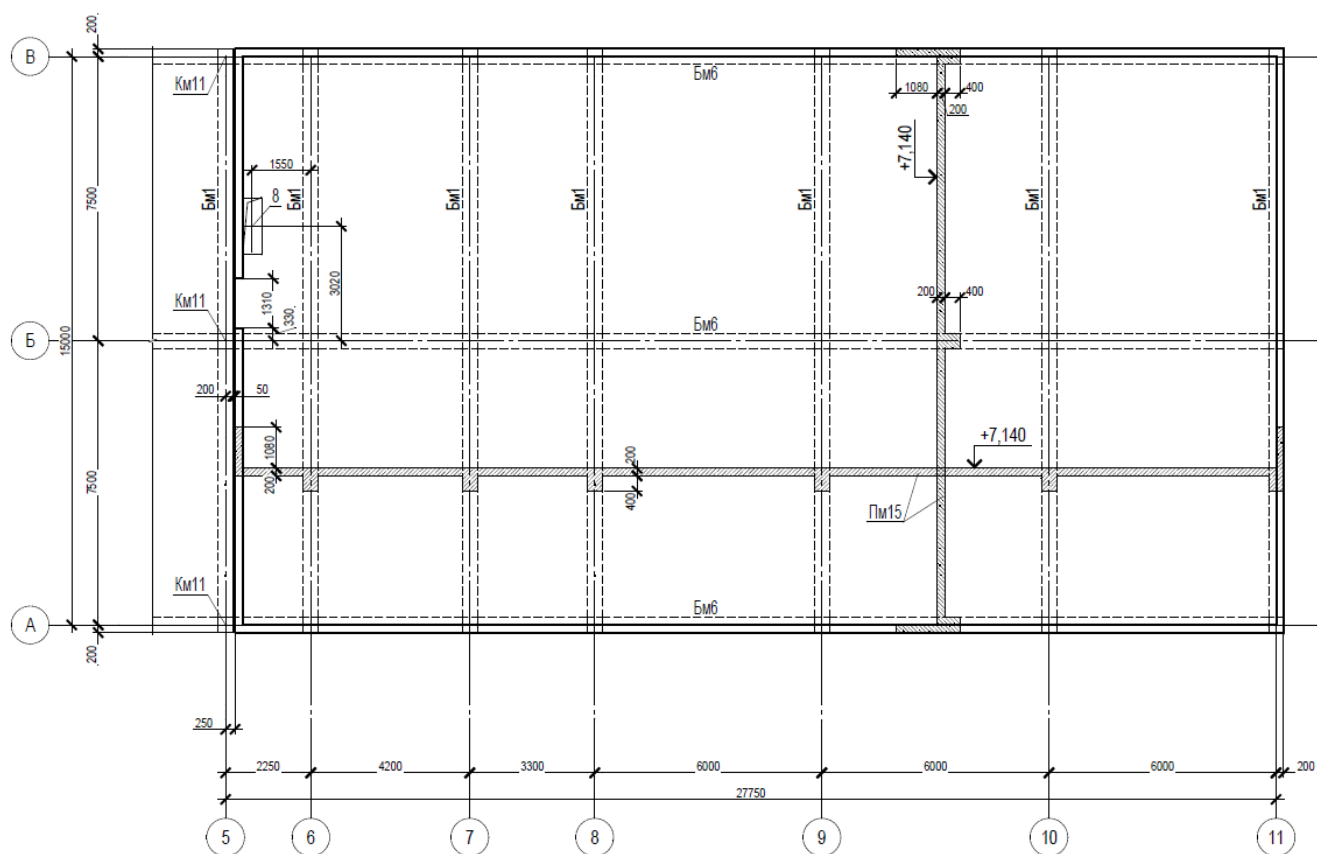


Рисунок 3.1 – Опалубкове креслення плити покриття Пм15

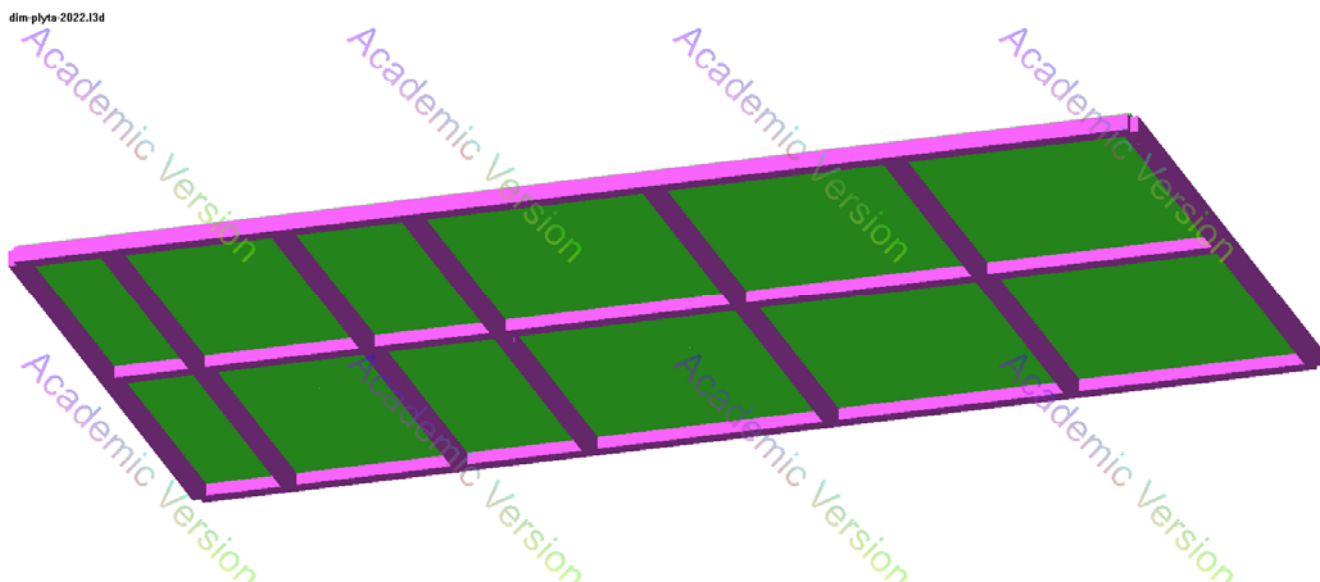


Рисунок 3.2 – Тривимірна розрахункова модель монолітної плити покриття Пм15 сумісно з монолітними балками Бм1

Проведено вибір оптимальної густини сітки скінченних елементів для забезпечення збіжності результатів моделювання за методикою з [14-16] та вибрано розмір сітки 0,25 м. Опирання балок на колони – шарнірне, в'язі задано вздовж осі Z. Скінченноелементну модель плити Пм15 показано на рис. 3.3.

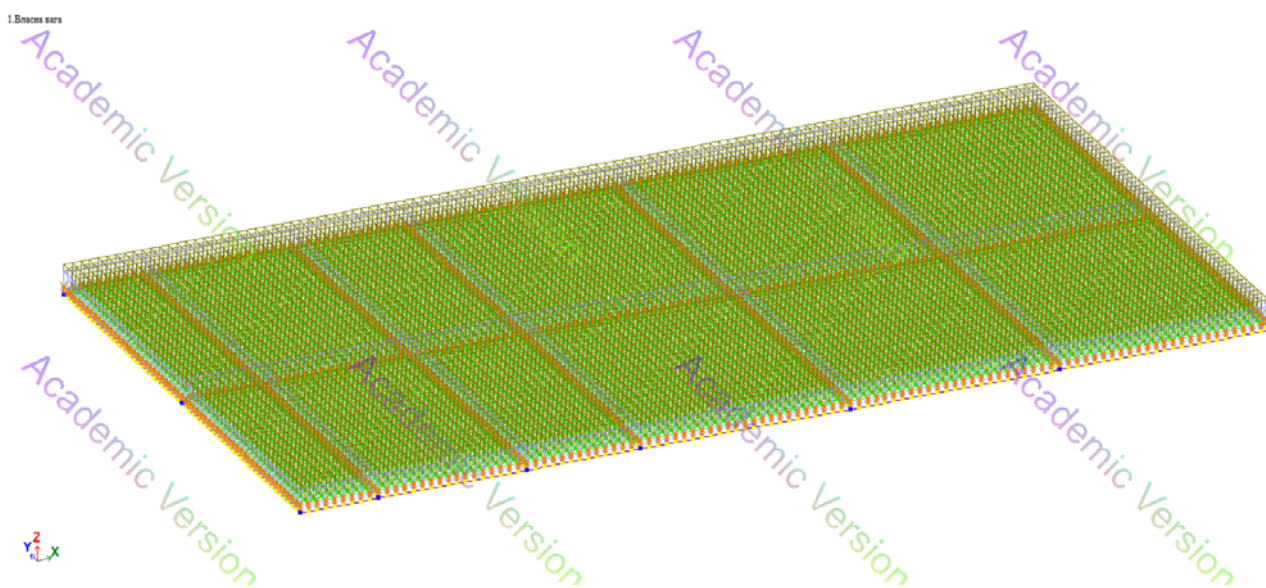
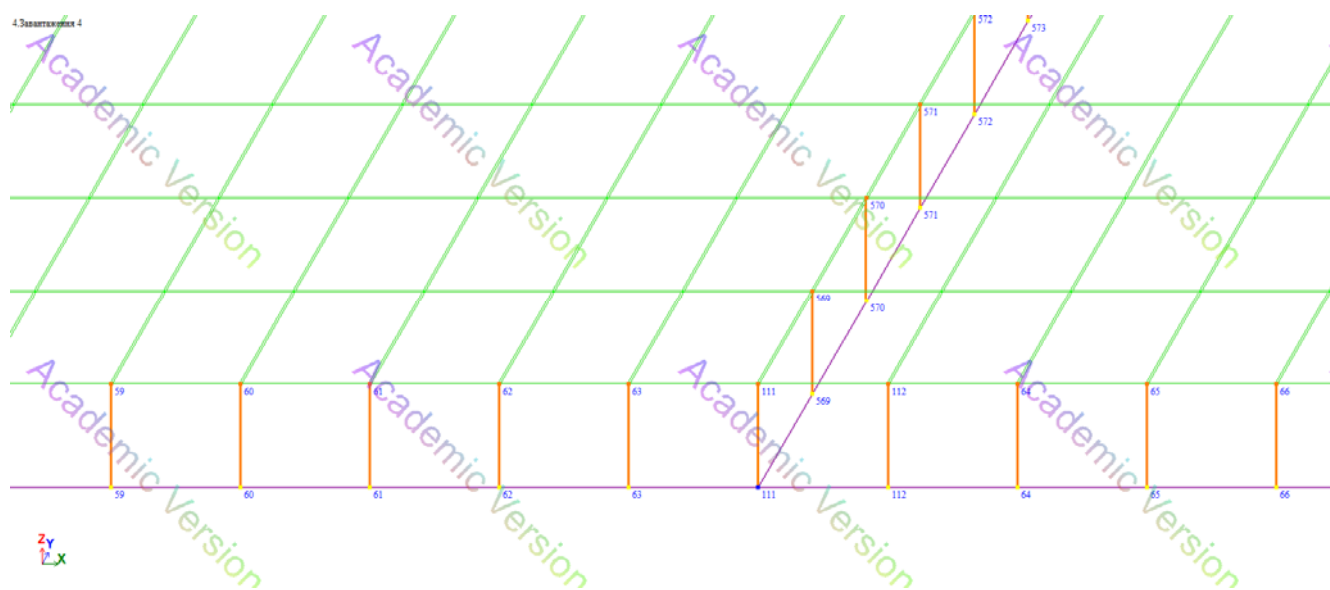


Рисунок 3.3 – Скінченноелементна модель монолітної плити покриття Пм15 з постійними навантаженнями

Для врахування сумісної роботи різних елементів монолітного залізобетонного покриття – плити і монолітних балок, на які вона спирається – в розрахунковій моделі використано підхід із застосуванням абсолютно жорстких тіл [17-19]. Для цього елементи стержнів, які моделюють балки та розміщені на схемі вздовж осей конструкції зі зміщенням відносно середньої площини плити, розбивали на таку ж кількість скінченних елементів, що й основну плиту. Далі відповідні вузли попарно об'єднували у абсолютно жорсткі тіла, що показані оранжевим кольором на рис. 3.4.

Розрахунок схеми монолітного залізобетонного покриття виконано на статичні навантаження, зібрані в розділі 2.1, за розрахунковими сполученнями навантажень (РСН) згідно [9]. Це дозволяє легко аналізувати найбільш небезпечні поєднання зовнішніх навантажень. При розрахунку враховано, що в проєкті дана покрівля передбачена як експлуатована з підвищеним навантаженням на неї. Коефіцієнти РСН для розрахунку наведено в табл. 3.1.



Умовні позначення скінченних елементів: фіолетовий колір – балки, зелений – плита покриття, оранжевий – абсолютно жорсткі вставки та їх номери

Рисунок 3.4 – Фрагмент розрахункової схеми з встановленими абсолютно жорсткими тілами

Таблиця 3.1 – Коефіцієнти РСН розрахункової схеми

№ завантаж.	Назва	Вид завантаж.	РСН			
			1	2	3	4
1	Постійне	Постійне(П)	1	1	1	1
2	Експлуатаційне	Тривале(Т)	0	1	0	0,95
3	Снігове	Короткочасне(К)	0	0	1	0,9

3.3. Результати дослідження напружено-деформівного стану монолітної плити покриття громадської частини житлового будинку змінної поверховості

Для аналізу отриманих результатів використаємо РСН4, для якого одночасно враховується сумісна дія всіх завантажень.

Ізополя вертикальних деформацій монолітної плити Пм15 показано на рисунку 3.5. Максимальні прогини становлять 8,94 мм та локалізовані всередині прольотів плити в осях 10–11.

При цьому вигин плити відбувається в двох напрямках. Варто звернути увагу, що вертикальні деформації плити нерівномірні. Інші прольоти тих же розмірів 6,0×7,5 м в осях 8–9 та 9–10 при такому ж навантаженні характеризується меншими прогинами, які становлять 8,11 мм і 7,38 мм відповідно, тобто менші на 8,3% та 17,4%. Причиною цього є збільшена жорсткість перекриття в осях 6–8, оскільки тут значно менший крок колон, та викликаний цим перерозподіл напружень.

Для всіх випадків значення прогину не перевищують максимально допустиму величину.

Максимальні кутові деформації плити є незначними та складають $UX = 3,67 \cdot 10^{-3}$ радіан вздовж краю плити по осях А, В на ділянці між осями 9–10 та $UX = 2,68 \cdot 10^{-3}$ радіан вздовж краю плити по осі 11.

Проаналізуємо силові фактори в матеріалі монолітної залізобетонної плити покриття Пм15.

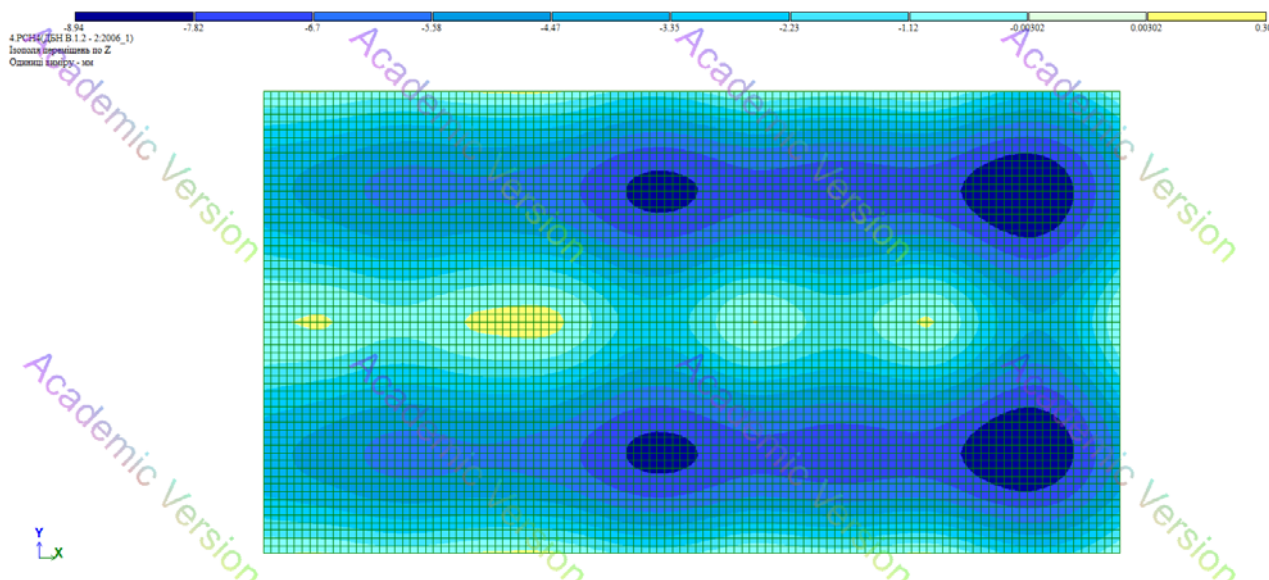


Рисунок 3.5 – Вертикальні переміщення плити Пм15 вздовж осі Z

Ізополя згинаючих моментів відносно осі X наведено на рисунку 3.6. Як бачимо, максимальні значення $-57,5$ кНм спостерігаються в надпорній ділянці над колоною, розміщеною на перетині осей Б-10, та викликані сумісною роботою з системою балок.

Прольотні моменти поступово зростають з кожним прольотом плити в горизонтальному напрямку, що пояснюється збільшенням величини прольоту. Максимальні значення моменту M_x в прольоті плити становлять $24,4$ кНм та спостерігаються в тих же прольотах між осями 10–11, що і максимальні деформації.

Максимальні значення згинаючих моментів відносно осі Y (рис. 3.7) складають $-72,7$ кНм та досягаються також в надпорній ділянці в зоні перетину балок над колоною на перетині осей Б-10.

Максимальний момент в прольоті плити становить $32,5$ кНм та спостерігається прольотах між осями 8–11. Варто відзначити, що значення M_y практично не змінюється в зоні стикування з монолітними балками Бм1.

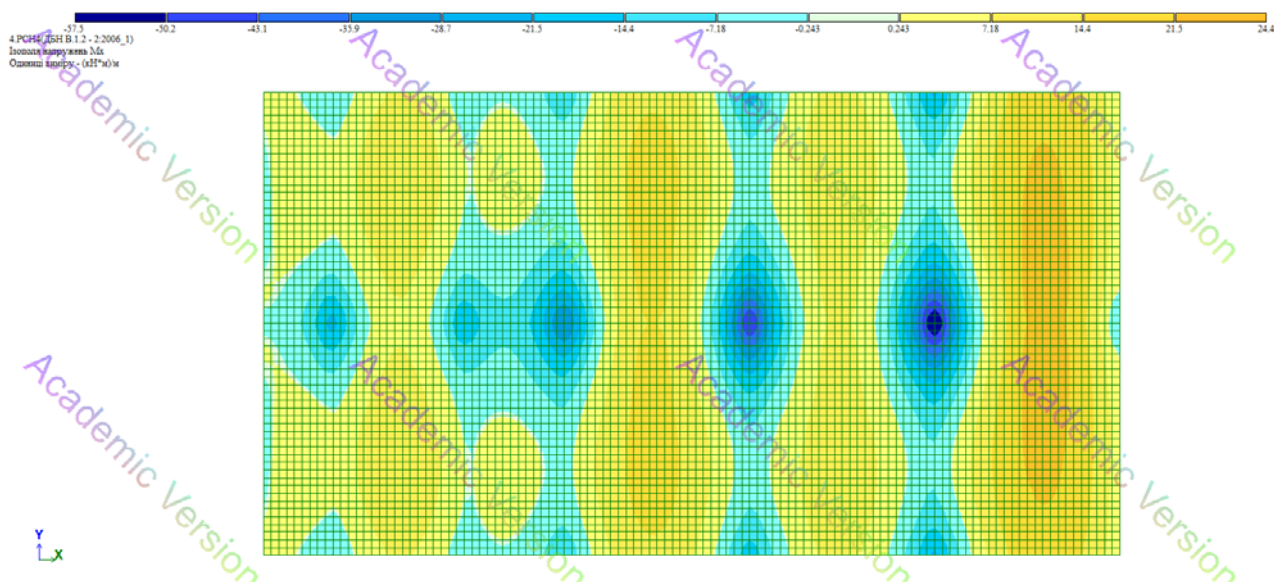


Рисунок 3.6 – Згинаючі моменти M_x в матеріалі плити Пм15

Перерізуючі сили Q_x (рис. 3.8) також досягають екстремальних значень в надпорних ділянках. Найбільше значення спостерігаються над колоною в осях Б-10, їх величина становить 62,2 кН. Дані значення вказують на те, що при конструюванні плити Пм15 необхідно звернути увагу на розміщення поперечної арматури для сприйняття цих зусиль в надпорних ділянках, особливо вздовж осі Б.

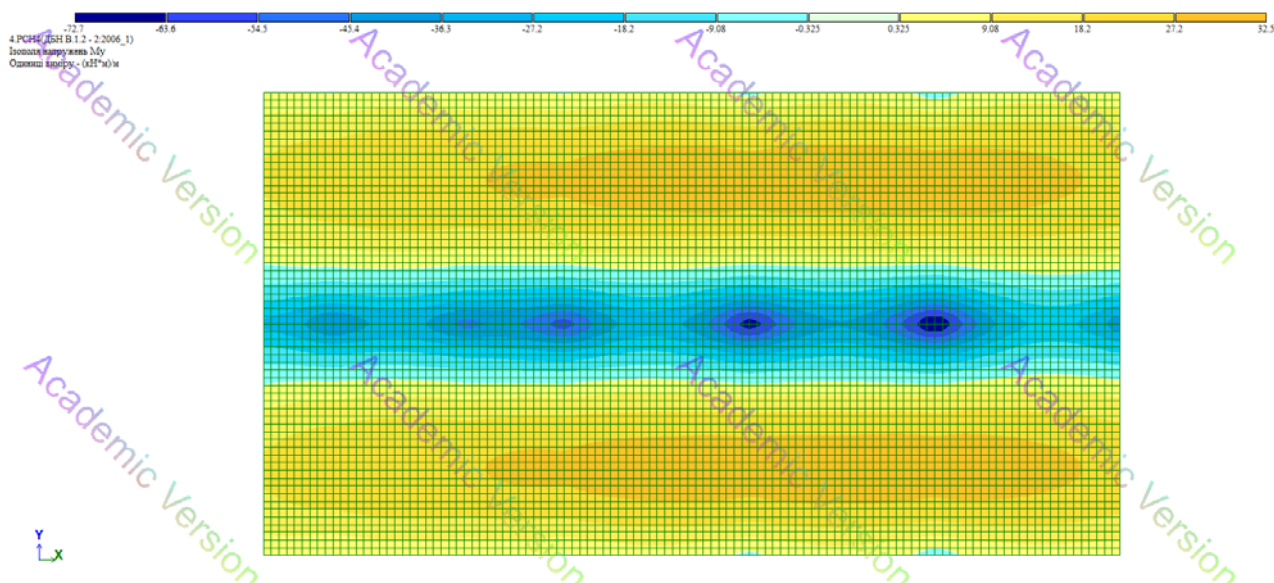


Рисунок 3.7 – Згинаючі моменти M_y в матеріалі плити Пм15

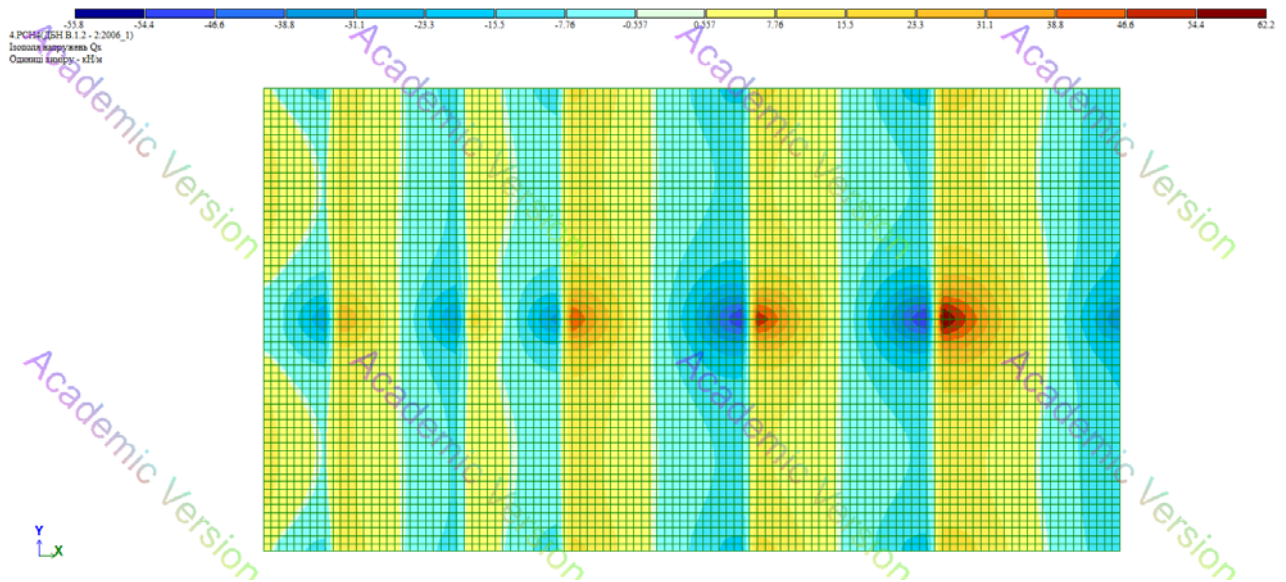


Рисунок 3.8 – Ізополя сил Q_x в матеріалі плити Пм15

Величина перерізуючої сили Q_x в прольотах плити є значно меншою та не перевищує 15 кН.

На відміну від Q_x , величина перерізуючих сил Q_y (рис. 3.9) змінюється абсолютно симетрично відносно центральної осі плити.

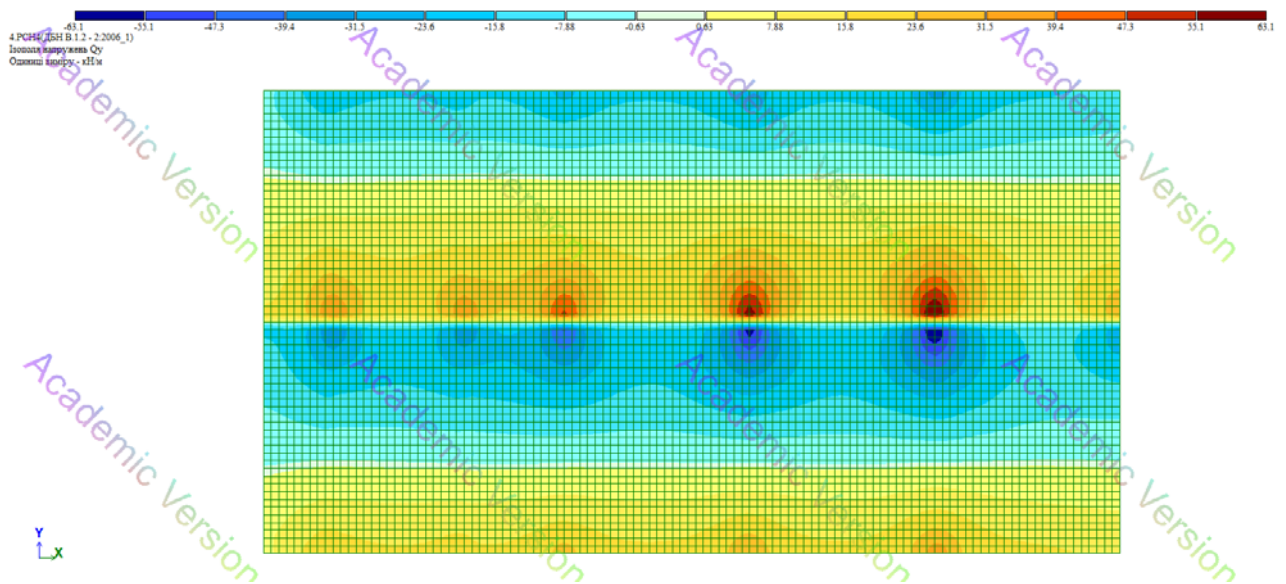


Рисунок 3.9 – Ізополя сил Q_y в матеріалі плити Пм15

Подібним чином, її максимальне значення досягається над ділянками стикування з колонами та складає 63,1 кН на перетині осей Б-10. Величина перерізуючих сил в прольотній частині плити не перевищує 18,8 кН.

РОЗДІЛ 4

ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА У НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

4.1 Безпечна організація будівельного майданчика

Облаштування і утримання будівельних майданчиків, виробничих ділянок і робочих місць виконуються відповідно до вимог [20].

Будівельно-монтажні роботи повинні виконуватися під керівництвом інженерно-технічних працівників, призначених наказом. На них покладається відповідальність за виконання заходів з техніки безпеки, охорони праці, екологічної та пожежної безпеки.

Перед початком виконання робіт має бути оформлений акт-допуск на виконання будівельно-монтажних робіт. Виконання робіт, за наявності небезпечних чинників, проводити за наряд-допуском. Особа, яка видала наряд-допуск, зобов'язана здійснювати контроль за виконанням передбачених у ньому заходів з безпеки виконання робіт.

Особа, відповідальна за безпечне виконання робіт, на робочому місці повинна провести інструктаж з машиністами крана, стропальниками, бригадирами і робітниками.

Будівельні майданчики, робочі ділянки, робочі місця повинні бути забезпечені необхідними засобами колективного та індивідуального захисту, первинними засобами пожежогашіння, а також засобами зв'язку та сигналізації.

Усі монтажні роботи виконувати в присутності відповідального виконавця робіт, який має посвідчення на право безпечного виконання робіт кранами і пройшов атестацію та призначений наказом.

Машиністи кранів повинні мати посвідчення кранівників. Робітники, які здійснюють роботи з вантажопідйомними механізмами, повинні мати посвідчення стропальника.

Робочі місця і проходи до них, розташовані на висоті більше ніж 1,3 м і на відстані менше ніж 2,0 м від межі перепаду по висоті, повинні бути огорожені захисними огорожами. Огорожі слід доставити на об'єкт будівництва до початку

виконання робіт та негайно установити після утворення зазначеного перепаду по висоті, а демонтувати безпосередньо перед улаштуванням проектних огорожувальних конструкцій.

Якщо неможливо установити огорожу та для виконання певних видів робіт (наприклад, верхолазні, монтаж конструкцій, обладнання, опалубки; мурування стін тощо), необхідно виконувати із застосуванням запобіжних поясів, страхувальних канатів.

Проходи на робочих місцях і до робочих місць повинні мати ширину одиночних не менше ніж 0,6 м, висоту у просвіті – не менше ніж 1,8 м.

Колодязі, шурфи та інші виїмки необхідно закрити кришками, щитами або огородити. Зазначені огорожі повинні бути обладнані сигнальним електричним освітленням напругою не вище ніж 25 В.

Опалубка перекриттів повинна бути огорожена вздовж всього периметра. Всі отвори в робочій підлозі опалубки повинні бути закриті щитами.

Робітники повинні працювати в належних за нормами засобах індивідуального захисту (спец, одязі, спец, взутті та ін. ЗІЗ), справним інструментом і пристосуваннями.

Для працюючих на відкритому повітрі повинні бути облаштовані інвентарні приміщення для захисту від атмосферних опадів та для обігрівання, максимальна відстань до яких не повинна перевищувати 50 м.

Транспортні засоби, що очікують на навантаження-вивантаження, мають перебувати за межами радіуса дії стріли крана плюс 7 м.

Навантаження в автотранспорт проводять після виходу шофера з кабіни; з боку заднього або бокового борту автотранспорту; підйом у кузов автотранспорту виконувати по приставних сходах.

Під час переміщення арматурного каркаса, бункера з бетоном, елементів опалубки та інших будівельних матеріалів, робітники повинні перебувати за межами робочої зони крана.

Швидкість руху автомашин у зоні будівництва не повинна перевищувати 5 км/год. Під час руху крана, автомобіля, навантажувача заднім ходом,

автоматично має вмикатися переривчастий звуковий сигнал, а також подаватися світловий сигнал ліхтарями.

Під час встановлення і роботи крана, відстань між задньою частиною поворотної платформи і виступаючими частинами (будівлі, споруди або інших предметів), має бути не менше 1 м, щоб уникнути нещасних випадків.

Забезпечити в темний час доби освітлення місць виконання робіт, освітленість робочого місця має бути не нижче 30 люкс, будмайданчика не менше 10 люкс. Потужність окремих джерел світла не повинна перевищувати 1 кВт. Прожектори мають бути встановлені таким чином, щоб їхнє світло не чинило сліпучої дії на машиністів і робітників, які перебувають на будмайданчику.

Позначити небезпечні зони відповідними попереджувальними знаками та сигнальною огорожею, добре видимими в темну пору доби.

Установити на місцевості межі ділянок виконання будівельно-монтажних робіт і безпечні проходи до них, а також до місць відпочинку та харчування робітників.

Підключення електрозварювальних апаратів та електроінструментів до джерела живлення мають здійснювати тільки кваліфіковані електрики. Ремонт електрозварювального обладнання без зняття напруги в мережі забороняється.

Зварювальники і монтажники, які працюють з ними, повинні захищати обличчя та очі від опіків і світлового випромінювання щитками, масками та окулярами зі світлофільтрами, зварювальники і допоміжні робітники повинні працювати в брезентових костюмах, шоломах і рукавицях.

Усі особи, які перебувають на будівельному майданчику, зобов'язані носити захисні каски. Працівники без захисних касок та інших необхідних засобів індивідуального захисту до виконання робіт не допускаються.

Відповідальний за виконання робіт на об'єкті та охорону праці працюючих – змінний майстер (виконроб).

4.2 Заходи запобігання виникненню надзвичайних ситуацій і захист людей

4.2.1 Інженерні заходи

Інженерно-технічні заходи — це комплекс робіт, що забезпечують підвищення стійкості будинків і споруд, обладнання, комунально-енергетичних систем.

Під стійкістю роботи об'єктів, які безпосередньо не виробляють матеріальні цінності, розуміють їх спроможність виконувати свої функції в умовах надзвичайного стану (НС).

На стійкість роботи в умовах НС впливають наступні фактори [21]:

- надійність захисту мешканців;
- спроможність інженерно-технічного комплексу об'єкта протистояти у визначеному ступеню вражаючих факторів стихійного лиха, аварій, катастроф та сучасних видів зброї;
- захищеність об'єкта від вторинних вражаючих факторів (пожеж, вибухів, зараження ОР та СДОР);
- надійність системи забезпечення об'єкта всім необхідним (електроенергією, водою, газом та іншим);
- створення надійних систем електро-, водо- та теплозабезпечення об'єктів:
 - а) підвищення стійкості електрозабезпечення: розподіл схеми електромереж на незалежно працюючі частини; закільцювання електромереж та підключення їх до декількох джерел енергозабезпечення; створення резерву дизельних електростанцій;
 - б) підвищення стійкості систем водопостачання: водопостачання від двох незалежних джерел; захист вододжерел та резервуарів чистої води;
 - в) підвищення стійкості систем газу, тепло- та паливо- забезпечення: розподільні газопроводи робити підземними та передбачати їх кільцювання; газорозподільні станції та опорні пункти обвідних газопроводів передбачати в

підземному варіанті; встановлювати в основних вузлових точках систем газо-забезпечення автоматичні вимикаючі пристрої, які спрацьовують при аваріях.

Заходи підвищення протипожежної стійкості:

1) Внутрішні засоби попередження – влаштовані газоаналізатори в коридорах поверхів.

2) Зовнішнє пожежогасіння передбачається від пожежних гідрантів на водопровідній мережі.

Всі конструктивні вимоги до будівлі, що споруджується у районах сейсмічності 6 балів були виконані, а саме: будівля передбачена простої форми у плані; центральна зона жорстких вузлів армована замкненими хомутами, які установлені з кроком не більше 200 мм; між гранями перегородок, стінами, які не беруть участь у роботі каркаса, та конструкціями каркаса передбачені антисейсмічні шви завширшки не менше 20 мм.

Ядром жорсткості служитиме просторова рама з жорсткими дисками перекриттів та сходовою кліткою з ліфтовою шахтою, що виконані із монолітного залізобетону.

У разі виникнення НС підвальний поверх можна використовувати як захисне укриття.

Для захисту людей від ураження електричним струмом в будинку передбачені наступні заходи:

- Заземлення електроустановок, яке здійснене шляхом приєднання металевих корпусів до захисного провідника трипровідної лінії живлення.
- Вирівнювання потенціалів, яке здійснюється шляхом об'єднання всіх побутових стаціонарних металевих виробів (ванни, труби, корпуси газових колонок) сталевую штабою вирівнювання потенціалів.
- Захисне відключення – з застосуванням на окремих лініях пристроїв захисного відключення (ПЗВ).
- Понижена напруга. Застосування при необхідності понижуючих трансформаторів 220/36 В.

4.2.2 Організаційні заходи

Оповіщення при надзвичайних ситуаціях

При настанні надзвичайної ситуації (НС) відбувається своєчасне повідомлення жителів про небезпеку внутрішньою звуковою сигналізацією – сиреною, що свідчить про команду евакуації з будинку. В кухнях квартир передбачається встановлення сигналізаторів наявності метану.

Евакуація

Для евакуації передбачається влаштування сходової клітки типу СК1. Відкривання дверей на сходовій клітці передбачено в сторону евакуації. З підвального поверху передбачено окремий вихід безпосередньо назовні. На кожному поверсі на видному місці розташовані схеми евакуації з будинку. Евакуація з верхніх поверхів також може проводитись через вихід на балкони, обладнані захисним простінком відповідно до вимог [3].

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

В цій кваліфікаційній роботі виконано проєктування основних архітектурно-планувальних рішень для житлового будинку змінної поверховості з вбудовано-прибудованими приміщеннями громадського призначення в м. Тернопіль.

Даний будинок має 6 поверхів, включає один під'їзд з одна- та двокімнатними квартирами та двохповерхову вбудовано-прибудовану частину з приміщеннями громадського призначення, в якій передбачено влаштування амбулаторії поліклініки.

В науково-дослідному розділі роботи виконано дослідження напружено-деформівного стану монолітного покриття громадської частини житлового будинку змінної поверховості.

На основі результатів розрахунку схеми будинку з використанням методу скінченних елементів виконано підбір армування та конструювання елементів монолітного залізобетонного каркасу і пальових фундаментів.

БІБЛІОГРАФІЯ

1. Будівельна кліматологія : ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 [Текст]. — [Чинний від 2011-11-01]. — К.: Мінрегіонбуд України, 2011. — 127 с. — (Національний стандарт України).
2. Будівництво в сейсмічних районах України : ДБН В.1.1-12:2014 [Текст]. — [Чинний від 2014-10-01]. — К.: Мінрегіонбуд України, 2014. — 110 с. — (Національний стандарт України).
3. Будинки і споруди. Житлові будинки. Основні положення : ДБН В.2.2-15:2019 [Текст]. — [Чинний від 2019-12-01]. — К.: Міністерство розвитку громад та територій України, 2022. — 47 с. — (Національний стандарт України).
4. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд : ДБН В.1.2-14:2018 [Текст]. — [Чинний від 2019-01-01]. — К.: Міністерство розвитку громад та територій України, 2022. — 34 с. — (Національний стандарт України).
5. Інклюзивність будівель і споруд. Основні положення : ДБН В.2.2-40:2018 [Текст]. — [Чинний від 2019-04-01]. — К.: Мінрегіон України, 2018. — 64 с. — (Національний стандарт України).
6. Конструкції будинків і споруд. Палі залізобетонні. Технічні умови : ДСТУ Б В.2.6-65:2008 [Текст]. — [Чинний від 2010-01-01]. — К. : Мінрегіонбуд України, 2009. — 70 с. — (Національний стандарт України).
7. Теплова ізоляція та енергоефективність будівель : ДБН В.2.6-31:2021 [Текст]. — [Чинний від 2021-09-01]. — К.: Міністерство розвитку громад та територій України, 2022. — 23 с. — (Національний стандарт України).
8. Теплоізоляція будівель. Метод вибору теплоізоляційного матеріалу для утеплення будівель : ДСТУ 9191-2022 [Текст]. — [Чинний від 2023-03-01]. — К. : ДП «УкрНДНЦ», 2023. — 60 с. — (Національний стандарт України).
9. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування : ДБН В.1.2-2:2006 [Текст]. —

- [Чинний від 2007-11-01]. – К. : Мінбуд України, 2006. – 75 с. — (Національний стандарт України).
10. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6-98:2009 [Текст]. — [Чинний від 2011-06-01]. — К. : Мінрегіонбуд України, 2011. — 71 с. — (Національний стандарт України).
 11. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування : ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [Текст]. — [Чинний від 2011-06-01]. — К. : Мінрегіонбуд України, 2011. — 118 с. — (Національний стандарт України).
 12. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення: ДБН В.2.1-10:2018 [Текст]. — [Чинний від 2019-01-01]. – К.: Мінрегіон України, 2018. – 35 с. — (Національний стандарт України).
 13. Ковальчук Я.О. Технологія та організація будівництва [Текст] : Навчальний посібник для студентів, які навчаються за спеціальністю “Будівництво та цивільна інженерія”. – Тернопіль: ТНТУ, 2017. – 188 с.
 14. Дослідження напружено-деформованого стану монолітного залізобетонного каркасу будівлі МСЕ [Текст] / О. П. Конончук, Б. В. Гаврилюк, М. Л. Дячук, О. Я. Прокопенко // Збірник тез доповідей X Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів «Актуальні задачі сучасних технологій», 24-25 листопада 2021 року. — Т. : ФОП Паляниця В. А., 2021. — Том I. — С. 14–15.
 15. Скінченноелементне моделювання підсилення згинальних залізобетонних конструкцій вуглепластиковою стрічкою [Текст] / Ю.І. Пиндус, О.П. Конончук // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Вип. 29. – 2014. – С. 621-629.
 16. Prediction of reinforced concrete structures behavior using finite element method [Text] / O Kononchuk, V Iasnii, N Lutsyk // Procedia Structural Integrity. – 2022. – Issue 36. – P. 177-181.
 17. Семчук А.-А. Моделювання роботи залізобетонного каркасу громадської будівлі при багатофакторному розрахунку [Текст] / А.-А. Семчук, Г. Крамар,

- М. Гудь // Матеріали Міжнародної науково-технічної конференції „Міцність і довговічність сучасних матеріалів та конструкцій“, 10-11 листопада 2022 року. — Т. : ФОП Паляниця В. А., 2022. — С. 51–53. — (Міцність сучасних матеріалів і конструкцій).
18. Фактори впливу на міцність та ефективність бетону [Текст] / М.І. Гудь, Г.М. Крамар, І.М. Гудь // Матеріали Міжнародної науково-технічної конференції „Фундаментальні та прикладні проблеми сучасних технологій “до 100 річчя з дня заснування НАН України та на вшанування пам’яті Івана Пулюя (100 річчя з дня смерті). – Т.: ТНТУ, 2018. – С. 44-45.
19. Дослідження міцності бетону неруйнівними методами контролю [Текст] / П.В. Ясній, О.П. Конончук, О.М. Якубишин // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – 2016. – Вип. 32. – С. 296-303.
20. Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення : ДБН А.3.2-2-2009 [Текст]. — [Чинний від 2012-04-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2012. – 116 с. — (Національний стандарт України).
21. Стручок В.С. Безпека в надзвичайних ситуаціях. Методичний посібник для здобувачів освітнього ступеня «магістр» всіх спеціальностей денної та заочної (дистанційної) форм навчання [Текст] / В. С. Стручок. — Тернопіль: ФОП Паляниця В. А., 2022. — 156 с.