

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

Факультет інженерії машин, споруд і технологій
(повна назва факультету)
Кафедра будівельної механіки
(повна назва кафедри)

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

Бакалавр

(назва освітнього ступеня)

на тему: Проект офісно-торгового комплексу

Виконав: студент IV курсу, групи МБ-42
спеціальності _____

192 “Будівництво та цивільна інженерія”

(шифр і назва спеціальності)

Студент _____
(підпис) Копняк Ю. Б.
(прізвище та ініціали)

Керівник _____
(підпис) Ігнатєва В. Б.
(прізвище та ініціали)

Нормоконтроль _____
(підпис) Мещерякова О. М.
(прізвище та ініціали)

Завідувач кафедри _____
(підпис) Ясній В.П.
(прізвище та ініціали)

Рецензент _____
(підпис) _____
(прізвище та ініціали)

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

Факультет Факультет інженерії машин, споруд і технологій
(повна назва факультету)

Кафедра Будівельної механіки
(повна назва кафедри)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

Ясній В.П.

(підпис) (прізвище та ініціали)
« » 20__ р.

**ЗАВДАННЯ
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ**

на здобуття освітнього ступеня Бакалавр
(назва освітнього ступеня)

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

студенту Копняку Юрію Богдановичу
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проект офісно-торгового комплексу

Керівник роботи Ігнат'єва Вікторія Борисівна, кандидат технічних наук, доцент кафедри БМ
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом ректора від «22» січня 2026 року № 4/9-53.

2. Термін подання студентом завершеної роботи _____

3. Вихідні дані до роботи _____

Об'єкт проєктування - 4-поверховий офісно-торговий комплекс у монолітно-каркасному виконанні з торговими та офісними приміщеннями; загальна площа будівлі - 5673,63 м².

Вихідні умови - нове будівництво в межах сформованої міської забудови; монолітний залізобетонний каркас, ребристі перекриття, пальові фундаменти, плоска покрівля з внутрішнім водостоком.

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

Розробити архітектурно-будівельні, об'ємно-планувальні та функціональні рішення офісно-торгового комплексу.

Обґрунтувати монолітно-каркасну конструктивну схему з колонами, балками, ребристими перекриттями, сходовими клітками та ліфтовими шахтами.

Виконати теплотехнічні розрахунки огорожувальних конструкцій, покриття і заповнення прорізів; визначити рішення з оздоблення приміщень.

Розрахувати і законструювати монолітне ребристе перекриття з балковими плитами, другорядною та головною балками.

Запроєктувати пальові фундаменти із забивних і буронабивних паль, порівняти варіанти та розробити технологічні й безпекові рішення.

Підготувати графічну частину і оформити пояснювальну записку відповідно до чинних методичних вимог.

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

Креслення графічної частини - не менше 6 аркушів формату А1 (594 x 841 мм).

6. Консультанти розділів роботи

[illegible]

7. Дата видачі завдання 22.01.2026

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

[illegible]

Студент

(підпис)

Керівник роботи

(підпис)

Копняк Ю.Б.

(прізвище та ініціали)

Ігнат'єва В.Б.

(прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП.....	6
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ	10
1.1 Вихідні дані для проєктування	10
1.1.1 Характеристика об'єкта будівництва	10
1.2 Вихідні дані та умови для підготовки проєктної документації на об'єкт капітального будівництва.....	10
1.3 Відомості про функціональне призначення об'єкта капітального будівництва, склад і характеристика виробництва, номенклатура продукції (робіт, послуг), що випускається	10
1.4 Техніко-економічні показники об'єктів капітального будівництва, що проєктуються	11
1.5 Схема планування земельної ділянки	11
1.5.1 Характеристика земельної ділянки, наданої для розміщення об'єкта капітального будівництва.....	11
1.6 Архітектурні рішення	12
1.6.1 Опис та обґрунтування зовнішнього та внутрішнього вигляду об'єкта капітального будівництва, його просторової, планувальної та функціональної організації.....	12
1.7 Обґрунтування прийнятих об'ємно-просторових та архітектурно-художніх рішень. Зокрема, щодо дотримання граничних параметрів дозволеного об'єкта капітального будівництва.....	15
1.8 Опис та обґрунтування використаних композиційних прийомів при оформленні фасадів та інтер'єрів об'єкта капітального будівництва.....	15
1.9 Обґрунтування прийнятих архітектурних рішень щодо забезпечення відповідності будівель, споруд та об'єктів встановленим вимогам енергетичної ефективності (за винятком будівель, споруд та об'єктів, на які вимоги енергетичної ефективності не поширюються)	16

1.10	Опис архітектурно-будівельних заходів, що забезпечують захист приміщень від шуму, вібрації та інших впливів	16
1.11	Опис архітектурних рішень, що забезпечують природне освітлення приміщень з постійним перебуванням людей.....	17
1.12	Опис рішень щодо оздоблення приміщень основного, допоміжного, обслуговуючого та технічного призначення	17
1.15	Конструктивні рішення	20
1.15.1	Опис та обґрунтування конструктивних рішень будівель і споруд, включаючи їх просторові схеми, прийняті при виконанні розрахунків будівельних конструкцій	20
1.15.2	Відомості про топографічні, інженерно-геологічні, гідрогеологічні, метеорологічні та кліматичні умови земельної ділянки, наданої для розміщення об'єкта капітального будівництва.....	21
1.15.3	Опис та обґрунтування технічних рішень	22
1.15.4	Опис конструктивних і технічних рішень підземної частини об'єкта капітального будівництва.....	24
1.15.3	Обґрунтування проєктних рішень та заходів, що забезпечують: дотримання необхідних теплозахисних характеристик огорожувальних конструкцій	24
1.16	Обґрунтування проєктних рішень та заходів, що забезпечують дотримання необхідних характеристик конструкцій.....	24
1.16.1	Забезпечення необхідних теплозахисних характеристик огорожувальних конструкцій	24
1.16.2	Забезпечення зниження шуму та вібрацій.....	25
1.16.3	Забезпечення гідроізоляції та пароізоляції приміщень.....	26
1.16.4	Забезпечення зниження загазованості приміщень.....	26
1.16.5	Забезпечення дотримання безпечного рівня електромагнітного та іншого випромінювання, дотримання санітарно-гігієнічних умов.....	26
1.16.6	Забезпечення пожежної безпеки.....	27
	РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ.....	28
2.1	Вихідні дані.....	28

2.2 Розрахунок монолітного ребристого перекриття з балковими плитами	28
2.2.1 Компонування перекриття	28
2.2.2 Розрахунок і конструювання плити	33
2.2.3 Розрахунок і конструювання другорядної балки.....	40
РОЗДІЛ 3 БЕЗПЕКА ЖИТТЄДІЯЛЬНОСТІ, ОСНОВИ ОХОРОНИ ПРАЦІ	61
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	65
БІБЛІОГРАФІЯ.....	68

ВСТУП

Офісно-торговий комплекс є громадською будівлею змішаного призначення, у якій поєднуються торговельна діяльність, обслуговування відвідувачів, зберігання товарів, робота персоналу та адміністративне управління. Ефективність такого об'єкта визначається не лише складом приміщень, а й продуманою організацією потоків людей, товарів і транспорту, безпекою переміщення, доступністю для маломобільних груп населення, надійністю конструкцій та відповідністю архітектурних рішень умовам щільної міської забудови.

Актуальність кваліфікаційної роботи полягає у розробленні проєкту офісно-торгового комплексу, що дозволяє розмістити торговельні площі та офісні приміщення в межах єдиної будівлі. Таке поєднання дає можливість раціонально використати земельну ділянку, забезпечити зручне обслуговування відвідувачів, створити належні умови для працівників і сформувати функціонально завершений об'єкт адміністративно-ділового призначення.

Об'єктом проєктування є чотириповерховий офісно-торговий комплекс у м. Коломия. Будівля розташовується в умовах сформованої міської забудови на ділянці з відносно рівним рельєфом. Планувальне рішення території передбачає під'їзди для транспортного обслуговування, організацію руху відвідувачів, можливість доступу пожежної техніки, а також улаштування необхідних елементів благоустрою.

Функціональна структура комплексу побудована за поверховим принципом. На першому рівні розміщено гіпермаркет, приміщення для зберігання товарів, охорони, персоналу та санітарно-побутові приміщення. Другий і третій поверхи відведено під торговельні зали, маркети, бутіки, підприємства швидкого харчування та необхідні допоміжні зони. Четвертий поверх призначений для офісів, адміністративних служб, конференц-залу, приміщень ІТ-відділу, бухгалтерії, відділів логістики, кадрів, закупівель, юридичного супроводу та керівництва підприємства.

Об'ємно-планувальне рішення забезпечує відокремлення торговельної, офісної, складської та технічної функцій. Вертикальний зв'язок між поверхами здійснюється через дві сходові клітки, пасажирські та вантажний ліфти. У складі кожного поверху передбачено санітарні вузли, приміщення для персоналу, зони безпеки для маломобільних груп населення та відповідні евакуаційні шляхи.

Конструктивна система будівлі прийнята монолітною залізобетонною каркасною. Основними несучими елементами є монолітні колони, балки, ребристі плити перекриттів, діафрагми жорсткості, стіни сходових кліток і ліфтових шахт. Просторова незмінність споруди забезпечується спільною роботою поздовжніх і поперечних рам, дисків перекриттів, діафрагм жорсткості та жорстким закріпленням колон у фундаментах. Зовнішні огорожувальні конструкції передбачено з цегляних стін, мінераловатного утеплювача та вентильованого фасаду з фіброцементних плит.

Для передавання навантажень на ґрунтову основу прийнято пальові фундаменти з монолітними залізобетонними ростверками. Вибір такого рішення пов'язаний з інженерно-геологічними умовами майданчика, наявністю водонасичених ґрунтів і необхідністю забезпечення надійної роботи багатоповерхового каркаса.

Метою кваліфікаційної роботи є розроблення архітектурно-будівельних і розрахунково-конструктивних рішень офісно-торгового комплексу з урахуванням його функціонального призначення, містобудівних умов, вимог доступності, енергоефективності, пожежної безпеки, надійності монолітного залізобетонного каркаса та безпечної експлуатації будівлі.

Для досягнення поставленої мети у роботі виконано такі завдання:

1. Проаналізовано функціональне призначення офісно-торгового комплексу та визначено склад торговельних, адміністративних, складських, технічних і санітарно-побутових приміщень.
2. Розроблено схему планування земельної ділянки з урахуванням умов щільної міської забудови, транспортного обслуговування, пожежних під'їздів та благоустрою території.

3. Обґрунтовано об'ємно-планувальну організацію чотириповерхової будівлі, функціональне призначення кожного поверху та систему вертикальних комунікацій.

4. Прийнято рішення щодо зовнішнього вигляду будівлі, вентиляваного фасаду, вітражного скління, оздоблення приміщень, підлог, світлопрозорих конструкцій і покриття.

5. Розглянуто заходи з енергозбереження, природного освітлення, захисту приміщень від шуму та вібрації, гідроізоляції, пароізоляції та забезпечення нормативних санітарно-гігієнічних умов.

6. Передбачено архітектурно-планувальні й інженерні рішення щодо пожежної безпеки, евакуації, доступу пожежних підрозділів, протидимного захисту та безперешкодного переміщення маломобільних груп населення.

7. Обґрунтовано монолітну залізобетонну каркасну систему будівлі з колонами, балками, ребристими перекриттями та діафрагмами жорсткості.

8. Виконано компонування монолітного ребристого перекриття з балковими плитами та порівняно два варіанти розміщення головних і другорядних балок.

9. Визначено раціональний варіант компонування перекриття, виконано розрахунок і конструювання плити та другорядної балки.

10. Розглянуто інженерно-геологічні умови майданчика та прийнято пальове фундаментне рішення з монолітними залізобетонними ростверками.

11. Опрацьовано заходи з безпеки життєдіяльності та охорони праці під час виконання будівельно-монтажних робіт.

Вихідними даними для проєктування є призначення об'єкта як офісно-торгового комплексу, розташування будівлі в м. Коломия, чотириповерхова структура, поєднання торговельних і офісних приміщень, монолітний залізобетонний каркас, ребристі перекриття, діафрагми жорсткості, вентиляований фасад, плоске покриття з внутрішнім водостоком та пальові фундаменти.

Методи виконання роботи включають аналіз функціональних і планувальних вимог, розроблення архітектурних та конструктивних рішень, порівняння схем монолітного перекриття, розрахунок плити й другорядної балки за граничними станами, обґрунтування конструктивної системи та розроблення заходів із безпеки праці.

Практичне значення роботи полягає у створенні проєктного рішення офісно-торгового комплексу, яке забезпечує раціональне використання міської території, поєднання торговельної та адміністративної діяльності, функціональну зручність для відвідувачів і персоналу, надійну роботу монолітного каркаса та можливість подальшого розроблення проєктної документації.

Ключові слова: ОФІСНО-ТОРГОВИЙ КОМПЛЕКС, МОНОЛІТНИЙ КАРКАС, РЕБРИСТЕ ПЕРЕКРИТТЯ, ВЕНТИЛЬОВАНИЙ ФАСАД, ПАЛЬОВИЙ ФУНДАМЕНТ.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ

1.1 Вихідні дані для проєктування

1.1.1 Характеристика об'єкта будівництва

Проєкт офісно-торгового комплексу з торговою площею 3036,86 м² та загальною площею офісних приміщень 550,91 м² розроблено відповідно до вимог нормативних документів.

Функціональне призначення об'єкта — об'єкт адміністративно-ділового призначення.

1.2 Вихідні дані та умови для підготовки проєктної документації на об'єкт капітального будівництва

Проєкт розроблено відповідно до [1] та затвердженого завдання на проєктування об'єкта капітального будівництва.

Проєкт розроблено з урахуванням містобудівного плану земельної ділянки , а також інженерних вишукувань.

1.3 Відомості про функціональне призначення об'єкта капітального будівництва, склад і характеристика виробництва, номенклатура продукції (робіт, послуг), що випускається

4-поверховий офісно-торговий комплекс у монолітно-каркасному виконанні є об'єктом адміністративно-ділового призначення з торговою площею 3036,86 м² та загальною площею офісних приміщень 550,91 м².

Будівля офісно-торгового комплексу є багатофункціональною. Функціональне наповнення відповідає завданню вирішення відвідувачем комплексу побутових та дозвілєвих проблем, як під час індивідуального, так і під час сімейного відвідування.

Будівля складається з чотирьох функціонально-планувальних компонентів, розбитих по поверхах:

- на першому поверсі розташований гіпермаркет, в якому здійснюється торгівля промисловими супутніми товарами та харчовими продуктами;
- на другому поверсі розташовані маркети (умовна назва торгової площі понад 300 м²) та бутіки (умовна назва торгової площі до 300 м²), в яких здійснюється торгівля промисловими товарами;
- на третьому поверсі розташовані бутіки та підприємства фаст-фуду;
- на четвертому поверсі розташовані офісні приміщення.

1.4 Техніко-економічні показники об'єктів капітального будівництва, що проєктуються

Таблиця 1.1 - Основні техніко-економічні показники офісно-торгового комплексу

Показник	Одиниця виміру	Кількість
Торгова площа	м ²	3036,86
Загальна площа офісних приміщень	м ²	550,91
Кількість поверхів	повер.	4
Площа забудови	м ²	1618,67
Загальна площа будівлі	м ²	5673,63
Обсяг будівництва, у тому числі:	м ³	37848,6
вище відм. 0,000	м ³	37848,6
нижче відм. 0,000	м ³	0

1.5 Схема планування земельної ділянки

1.5.1 Характеристика земельної ділянки, наданої для розміщення об'єкта капітального будівництва

В адміністративному відношенні майданчик проєктованої території офісно-торгового комплексу розташований у м. Коломия.

По периметру майданчик обмежений об'єктами соціально-культурного та житлового призначення. Майданчик проєктування знаходиться в межах щільної міської забудови.

Ділянка під будівництво офісно-торгового комплексу сформована на земельній ділянці площею 4568 м².

Межами ділянки проєктованої території є:

- з півночі — вул. Торгова;
- з півдня - житлова забудова;
- зі заходу — магазини;
- зі сходу — житлова забудова.

Природний рельєф розглянутої території змінений внаслідок будівельного освоєння. Поверхня майданчика практично рівна, з незначним ухилом у південному напрямку. Абсолютні відмітки поверхні становлять 248,00-248,90 м.

1.6 Архітектурні рішення

1.6.1 Опис та обґрунтування зовнішнього та внутрішнього вигляду об'єкта капітального будівництва, його просторової, планувальної та функціональної організації

Проєктований 4-поверховий офісно-торговий комплекс є окремо розташованим, односекційним. Будівля в плані має форму прямокутника з габаритними розмірами в осях 60,000×24,000 м.

Каркас всієї будівлі складається з монолітних залізобетонних елементів.

Зовнішнє оздоблення стін будівлі вирішено:

- зовнішні стіни від відмітки рівня землі до відмітки - +24,750 за допомогою вентильованого фасаду з фіброцементними плитами 600×600×8 мм;
- низ козирків над входами обшитий металевим сайдингом світло-сірого кольору.

Заповнення віконних прорізів виконано з двокамерних склопакетів, чим досягається необхідний рівень природного освітлення. Вітражі виконуються з

алюмінієвого профілю із заповненням двокамерним склопакетом. Розробку вітражів здійснюють спеціалізовані фірми-постачальники.

Для поліпшення вологісного режиму віконні блоки виконані з системами самовентиляції.

Покрівля - плоска з організованим внутрішнім водостоком.

Поверховість будівлі — 4 поверхи (з 1-го по 3-й поверх — приміщення торгового залу та складування товарів; 4-й поверх — вбудовані нежитлові приміщення (офіси).

Висота будівлі від відмітки нуль до верху парапету основної частини — 21,62 м, від відмітки нуль до верху виступаючої частини сходового блоку — 24,75 м.

За відносну позначку «0.000» прийнято позначку чистої підлоги першого поверху.

Перший поверх з відміткою основного рівня «0.000», другий поверх з відміткою основного рівня «+5.500» і третій поверх з відміткою основного рівня «+11.000» призначені для розміщення торгового залу, приміщень обслуговуючого персоналу та допоміжного призначення будівлі.

Висота поверхів—4,0 м.

Четвертий поверх з відміткою основного рівня «+16.500» призначений для розміщення офісів.

Висота поверху — 2,6м.

Вихід на дах здійснюється з технічної надбудови сходової клітки з відмітки «+20.600».

Вертикальні комунікації здійснюються за допомогою двох сходових клітин із шириною маршів у світлі 1,5 м.

Також будівля оснащена трьома ліфтами виробництва Silver Elevator Korea з розмірами кабіни 1000×1400×2300 та вантажним ліфтом виробництва Silver Elevator Korea з розмірами кабіни 1400×2350×2300 з режимом перевезення пожежних підрозділів.

Планувальне рішення будівлі виконано у вигляді чотирьох функціонально-планувальних компонентів, які розділені на функціональні блоки та скомпоновані в єдиний об'єм.

На першому поверсі розташований гіпермаркет, в якому здійснюється торгівля промисловими супутніми товарами та харчовими продуктами; на другому поверсі розташовані маркети та бутики, в яких здійснюється торгівля промисловими товарами; на третьому поверсі розташовані бутики та підприємства фаст-фуду; на четвертому поверсі розташовані офісні приміщення.

Структура офісно-торгового комплексу:

- на першому поверсі передбачені: торговий зал, приміщення для поста охорони, приміщення для зберігання товару, с/в жіночий, с/в чоловічий, приміщення для прибирального інвентарю, гардероб для персоналу, с/в персоналу, с/у для маломобільних груп населення, кімната матері та дитини, зона безпеки для маломобільних груп населення, ліфтовий хол (зона безпеки);

- на другому поверсі передбачені: торговий зал, приміщення для зберігання товару, жіночий туалет, чоловічий туалет, приміщення для прибирального інвентарю, гардероб для персоналу, туалет для персоналу, туалет для маломобільних груп населення, кімната матері та дитини, зона безпеки для маломобільних груп населення, ліфтовий хол (зона безпеки);

- на третьому поверсі передбачені: торговий зал, приміщення для зберігання товару, жіночий туалет, чоловічий туалет, приміщення для прибирального інвентарю, гардероб для персоналу, туалет для персоналу, туалет для маломобільних груп населення, кімната матері та дитини, зона безпеки для маломобільних груп населення, ліфтовий хол (зона безпеки);

- на четвертому поверсі передбачені: відділ реклами, приміщення для прибирального інвентарю, жіночий туалет, чоловічий туалет, туалет для персоналу, гардероб для персоналу, дообробна, мийня, їдальня, відділ ІТ, АТС, серверна, відділ закупівель, архів, конференц-зал, зал, кабінет заступника генерального директора, кімната відпочинку, бухгалтерія, кабінет головного бухгалтера, відділ оптових продажів, відділ логістики, юридичний відділ, відділ

кадрів, кабінет начальника служби безпеки, контрольно-ревізійний відділ, кабінет заступника генерального директора з будівництва, приймальня, кабінет генерального директора, зона безпеки для маломобільних груп населення, ліфтовий хол (зона безпеки).

1.7 Обґрунтування прийнятих об'ємно-просторових та архітектурно-художніх рішень. Зокрема, щодо дотримання граничних параметрів дозволеного об'єкта капітального будівництва

Конструктивні та об'ємно-планувальні рішення, передбачені проєктом, забезпечують пожежну безпеку будівлі та евакуацію людей у разі пожежі. У будівлі передбачено по 2 зони безпеки для маломобільних груп населення на кожному поверсі. Пожежні відсіки не перевищують допустимих площ.

Ширина коридорів відповідає нормативним вимогам.

Об'ємно-просторові рішення забезпечують необхідне природне освітлення та тривалість інсоляції, що досягається завдяки наявності в будівлі віконних блоків із ПВХ-профілів, а також вітражів з алюмінієвого профілю із заповненням двокамерним склопакетом. Забезпечуються екологічні та санітарно-епідеміологічні вимоги щодо охорони здоров'я людей та навколишнього природного середовища. Архітектурна виразність забезпечується в певному ритмі, загалом пов'язаних єдиним композиційним рішенням, що гармонійно поєднуються між собою вітражне скління та вентильований фасад з фіброцементних плит. Художня виразність внутрішнього оформлення будівлі досягається за рахунок поєднання навісної стелі, декоративної штукатурки.

1.8 Опис та обґрунтування використаних композиційних прийомів при оформленні фасадів та інтер'єрів об'єкта капітального будівництва

Зовнішні стіни виконані з цегли, утеплювача з мінераловатних плит товщиною 100 мм та вентильованого фасаду з фіброцементними плитами кольору

RAL Classic 4003. З боку головного фасаду вони поєднуються з вітражним склінням. Підібрана кольорова гама вдало гармонує з прилеглою забудовою, створюючи територіальну цілісність. У завданні на проєктування розробка інтер'єрів не передбачена.

1.9 Обґрунтування прийнятих архітектурних рішень щодо забезпечення відповідності будівель, споруд та об'єктів встановленим вимогам енергетичної ефективності (за винятком будівель, споруд та об'єктів, на які вимоги енергетичної ефективності не поширюються)

Дотримання вимог енергетичної ефективності будівлі за рахунок застосування в проєкті комплексу заходів:

- використання компактної форми будівлі, що забезпечує істотне зниження витрат теплової енергії на опалення будівлі;
- довговічність огорожувальних конструкцій забезпечується застосуванням матеріалів, що мають належну стійкість (морозостійкість, вологостійкість, біостійкість, стійкість до температурних впливів, у тому числі циклічних, до інших руйнівних впливів навколишнього середовища);
- застосування високоефективних теплоізоляційних матеріалів;
- застосування високоефективних світлозахисних конструкцій.

1.10 Опис архітектурно-будівельних заходів, що забезпечують захист приміщень від шуму, вібрації та інших впливів

При проєктуванні об'єкта зниження шуму та вібрації на шляху поширення досягається комплексом будівельно-акустичних заходів: архітектурно-планувальних та акустичних.

Архітектурно-планувальні – планування приміщень та конструкцій будівель, при яких джерела шуму максимально віддалені від приміщень з

найменшими допустимими рівнями шуму, і межують з такими, де менш жорсткі вимоги до допустимих рівнів шуму.

Акустичні заходи - це вібро- та звукоізоляція обладнання, застосування звукопоглинальних конструкцій у приміщеннях з джерелами шуму, встановлення глушників шуму у системах вентиляції, застосування малошумного обладнання та вибір правильного (розрахункового) режиму його роботи, та інші. Використані в проєкті звукоізоляційні матеріали мають відповідні пожежні та гігієнічні сертифікати.

1.11 Опис архітектурних рішень, що забезпечують природне освітлення приміщень з постійним перебуванням людей

Розміщення офісно-торгового комплексу на території забезпечує нормативну інсоляцію та КЕО, відповідно до вимог [17].

Об'ємно-планувальні рішення будівлі передбачають природне освітлення приміщень, у яких постійно перебувають люди, та сходових клітин через конструктивні світлові прорізи та вітражне скління. Рівні природного освітлення відповідають гігієнічним вимогам до природного освітлення громадських будівель.

Територія забезпечується інсоляцією відповідно до гігієнічних вимог до інсоляції та сонцезахисту приміщень громадських будівель.

Проектowana будівля не погіршує показники природного освітлення в нормованих приміщеннях існуючої забудови.

1.12 Опис рішень щодо оздоблення приміщень основного, допоміжного, обслуговуючого та технічного призначення

Внутрішнє оздоблення приміщень виконується із застосуванням матеріалів, що мають санітарно-епідеміологічний висновок про відповідність гігієнічним вимогам, сертифікати пожежної безпеки, з урахуванням виконання вимог

безпечного та безперешкодного переміщення маломобільних груп населення та інвалідів.

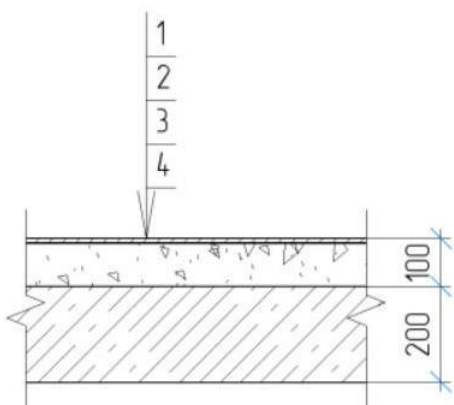
Тип оздоблення приміщень та тип покриття підлоги призначаються залежно від виду приміщення. Декоративно-оздоблювальні, облицювальні матеріали та покриття підлоги на шляхах евакуації прийняті відповідно до [14].

Оздоблення приміщень див. у таблиці 1.2. Експлікація підлог наведена в таблиці 1.3.

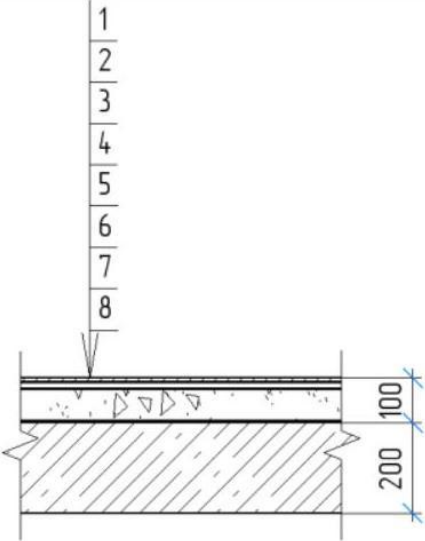
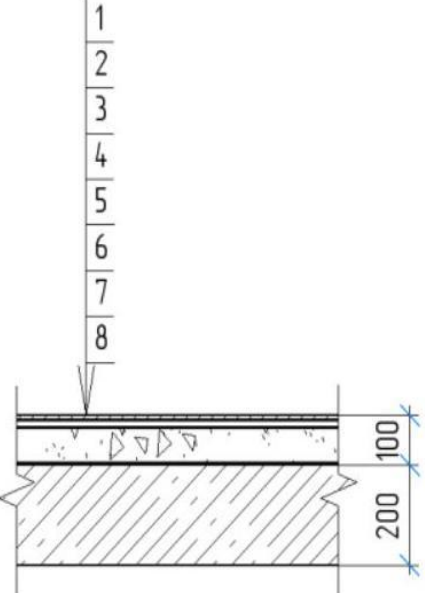
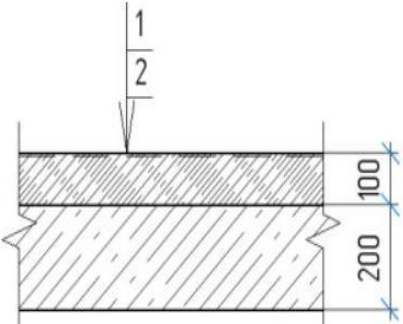
Таблиця 1.2 - Відомість оздоблення приміщень

Найменування приміщення	Вид оздоблення стелі	Площа, м ²	Вид оздоблення стін, перегородок або колон	Площа b, м ²
Тамбури, приміщення для інвентарю, приміщення для зберігання товару, приміщення для поста охорони	Затирка, підвісна акустична стеля на підвісній системі 600×600×15 мм.	164,4	Шпаклівка, ґрунтовка, склошпалери	54,8
Санвузли	затирка, підвісна акустична стеля на підвісній системі. Розмір 600×600×15 мм.	120,9	Керамічна плитка на клеї біла 25×40 глянцева Kerama Marazzi S=1.8×2=4.0 м ²	40,30
Торговий зал, Офісні приміщення	затирка, підвісна стеля	4346,6	Затирка, шпаклівка, ґрунтовка, фарбування за 2рази	1450,2

Таблиця 1.3 - Експлікація підлог

Назва приміщення	Ескіз підлоги	Елементи підлоги та їхня товщина	Площа, м ²
Ганок, сходи, пандус, сходи сходової клітки, сходові майданчики		1. Керамограніт матовий з неслизькою поверхнею - 8 мм; 2. Клей Ceresit CM 17 - 2 мм; 3. Стяжка з цементно-піщаного розчину М150-90 мм 4. Залізобетонна плита майданчика - 200 мм	26,38

Закінчення таблиці 1.3

Назва приміщення	Ескіз підлоги	Елементи підлоги та їхня товщина	Площа, м ²
Торговий зал, тамбури, зони безпеки МГН, офісні приміщення		1. Керамічна плитка матова з неслизькою поверхнею - 8 мм; 2. Клей Ceresit CM 17 - 2 мм; 3. Водно-дисперсна ґрунтовка; 4. Вирівнювальна стяжка з цементно-піщаного р-ра М150 – 13 мм; 5. Гідроізоляція - 1 шар з виведенням на стіни на 0,4 м – 2 мм; 6. Фібростяжка з цементно-піщаного розчину М 150-70 мм; 7. Звукоізоляція - Техноеласт - 5 мм; 8. Плита перекриття - 200 мм.	1152,36
Санвузли, приміщення для прибирального інвентарю		1. Керамограніт Grasaro Rust 400 × 400 матовий з неслизькою поверхнею - 8 мм; 2. Клей Ceresit CM 17 (- 2 мм; 3. Водно-дисперсна ґрунтовка 4. Вирівнювальна стяжка з цементно-піщаного М150 – 13 мм; 5. Гідроізоляція — 1 шар з виведенням на стіни на 0,4 м – 2 мм; 6. Фіробетонна стяжка з цементно-піщаного розчину М 150 — 70 мм; 7. Звукоізоляція — 5 мм; 8. Плита перекриття — 200 мм.	39,51
Приміщення для зберігання товару, сходові холи		1. Покриття з бетону класу В15, армоване сіткою 4С 5Вр1 150x150-100 мм 5Вр1 150x150 2. Залізобетонна плита див. КР - 200 мм	48,13

1.15 Конструктивні рішення

1.15.1 Опис та обґрунтування конструктивних рішень будівель і споруд, включаючи їх просторові схеми, прийняті при виконанні розрахунків будівельних конструкцій

Монолітний каркас будівлі складається з поздовжніх і поперечних рам, жорстко об'єднаних системою монолітних залізобетонних перекриттів.

Конструкції каркасу являють собою монолітні залізобетонні колони перерізом 500×500 мм, монолітні залізобетонні балки 500×600 мм і монолітні плити товщиною 200 мм.

Стіни сходових клітин і ліфтових шахт монолітні залізобетонні товщиною 200 мм.

Огороджувальні конструкції — самонесучі цегляні стіни з навісним вентиляльованим фасадом.

Відведення дощових і талих вод з покрівлі здійснюється за допомогою організованого внутрішнього водостоку.

Основні конструктивні рішення об'єкта капітального будівництва представлені в таблиці 1.4.

Таблиця 1.4 - Основні конструктивні рішення

Конструкція	Рішення
Фундаменти	Стовпчастий пальовий фундамент з ростверками стовпчастого типу під колони та стрічкового типу під стіни з монолітного залізобетону марки В20, F200, W4.
Колони	Перерізом 500×500 мм - з монолітного залізобетону марки В25, F50, W2, поздовжнє армування арматурними стрижнями Ø36 А500С, поперечне -Ø10 А500С
Зовнішні стіни	Самонесучі зі звичайної повнотілої цегли за КР-р-по 250×120×65/1 НФ100/2,0/50/ товщиною 380 мм, утеплювача з мінераловатних плит товщиною 100 мм, та вент. фасаду з фіброцементними плитами.
Внутрішні стіни	Звичайна повнотіла цегла за КР-р-по 250×120×65/1 НФ100/2,0/50/.
Балки	Перерізом 400 х 600 h з кроком 6 м з монолітного залізобетону класу В25, F50, W2 з поздовжнім армуванням арматурними стрижнями Ø36 А400, поперечним -Ø10 А400

Продовження таблиці 1.4

Конструкція	Рішення
Перекриття	З монолітного залізобетону марки В25, F50, W2 товщиною 200 мм. Нижнє (верхнє) армування суцільне арматурними стрижнями Ø10 A500C з кроком 200 мм, додаткове армування в прольоті - Ø18 і Ø14 A500C з кроком 200 мм.
Сходові марші	Монолітні залізобетонні
Стіни ліфтових шахт	Монолітні залізобетонні товщиною 200 мм
Покрівля	Комбіноване неексплуатоване покриття з внутрішнім водостоком
Вікна	Блоки з полівінілхлоридних профілів, колір — білий
Вітражі	З алюмінієвих сплавів
Двері	Зовнішні - сталеві, пофарбовані порошковою фарбою в заводських умовах у колір фасаду; у вхідній групі - скляні, розсувні, вітражні. Внутрішні - з ПВХ . Протипожежні .
Зовнішнє оздоблення	- зовнішні стіни від відмітки рівня землі до відмітки +24,750 за допомогою вентильованого фасаду з фіброцементними плитами; - низ козирків над входами обшити металевим сайдингом світло-сірого кольору.
Внутрішнє оздоблення	Залежно від виду приміщення
Підлоги	Залежно від типу приміщення

1.15.2 Відомості про топографічні, інженерно-геологічні, гідрогеологічні, метеорологічні та кліматичні умови земельної ділянки, наданої для розміщення об'єкта капітального будівництва

Ділянка будівництва 4-поверхового офісно-торгового центру в монолітно-каркасному виконанні знаходиться в м. Коломия, призначення — для експлуатації та обслуговування торгово-ділового центру.

Площа ділянки — 4568 кв. м.

Відповідно до [3] ділянка належить до III будівельно-кліматичної зони. Клімат різко континентальний. Зима тривала та помірно сувора. Літо тепле, з рідкісними періодами спекотної погоди.

Природно-кліматичні характеристики району будівництва:

- кліматичний район — II;
- середня температура зовнішнього повітря °С, для періоду із середньодобовою температурою зовнішнього повітря не більше 8°С - 7,9°С;

- тривалість у добах для періоду із середньодобовою температурою зовнішнього повітря не більше $8^{\circ}\text{C} \cdot 124 \text{ год.}$;
- сніговий район - II, нормативне снігове навантаження - 100 кг/м^2 ;
- вітровий район - III, нормативний вітровий тиск 38 кг/м^2 .

Природний рельєф розглянутої території змінений під час будівельного освоєння. Поверхня майданчика практично рівна, з незначним ухилом у південному напрямку.

В якості несучої основи пальового фундаменту розглядаються 3 інженерно-геологічні елементи (ІГЕ), що підстиляють шар техногенного ґрунту:

ІГЕ 1 – насипний ґрунт;

ІГЕ 2 - гравійний ґрунт із супіщаним заповнювачем, маловологий;

ІГЕ 3 - гравійний ґрунт з піщаним заповнювачем, маловологий і водонасичений;

ІГЕ 4 - гальковий ґрунт з піщаним заповнювачем, водонасичений.

1.15.3 Опис та обґрунтування технічних рішень

Несучою конструкцією 4-поверхового торгово-офісного комплексу є монолітний залізобетонний каркас, що складається з колон, монолітного ребристого перекриття та діафрагм жорсткості.

Просторова жорсткість забезпечена спільною роботою поздовжніх і поперечних діафрагм жорсткості, виконаних у вигляді монолітних залізобетонних стін товщиною 200 мм, монолітних залізобетонних колон і дисків перекриттів, а також жорстким закладенням колон у фундаменти.

Стіни — цегляні товщиною 380 мм з облицювальним шаром 120 мм на гнучких склопластикових зв'язках і внутрішнім шаром з ефективного утеплювача. Цегла для несучих зовнішніх і внутрішніх стін КР-р-по250 × 120 × 65/1 НФ/125/2,0/50/ на розчині марки М100. Цегла для облицювального шару КР-рпу 250x120x 65/1 НФ/125/2,0/50/ на розчині марки М100.

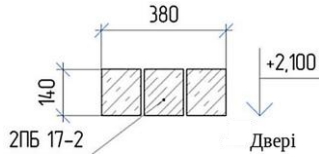
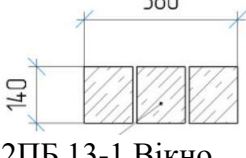
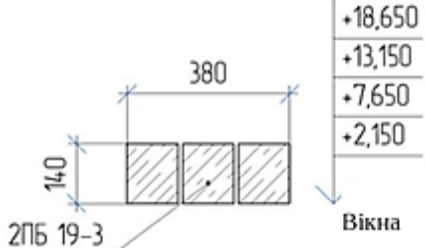
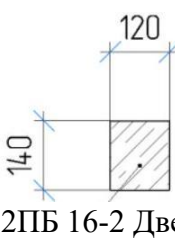
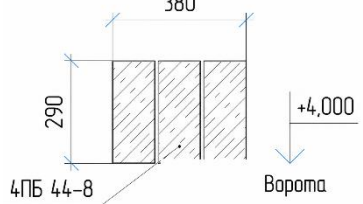
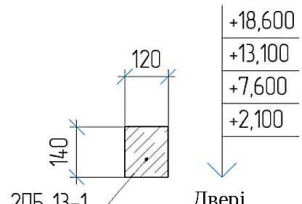
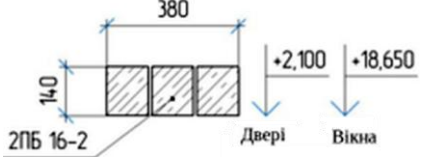
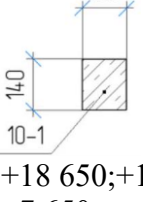
Перегородки з цегли КР-р-по 250×120×65/1 НФ/100/2,0/35/ на розчині марки М50.

Перемички - збірні залізобетонні див. табл. 1.5.

Плити перекриття та покриття - монолітні залізобетонні ребристі. Монолітний залізобетонний каркас із бетону В25, F100, W4: колони перерізом 500 х 500 мм, балки 500х600 мм, перекриття товщиною 200 мм.

Сходи — монолітні залізобетонні. Покрівля – плоска, безгорищна рулонна.

Таблиця 1.5 - Специфікація перемичок

Марка	Схема перерізу	Марка	Схема перерізу
ПР-1 (2 шт.)		ПР-6 (шт.)	
ПР-2 (60 шт.)		ПР-7 (24 шт.)	
ПР-3 (1 шт.)		ПР-8 (45 шт.)	
ПР-4 (3 шт.)		ПР-9 (9 шт.)	

1.15.4 Опис конструктивних і технічних рішень підземної частини об'єкта капітального будівництва

Відповідно до інженерно-геологічних та гідрологічних умов майданчика та розташування будівлі на генеральному плані прийнято пальові фундаменти в ґрунт.

Несуча здатність палі в умовах повного водонасичення ґрунту 56 т; розрахункове навантаження, що передається на палю, 40 т.

Пальові фундаменти – забивні, довжиною 12 м, розмірами перетину 300 × 300 мм . Бетон паль В25, F200, W6.

Матеріал ростверків — важкий конструкційний бетон класу В25, F200, W6 [2], робоча арматура класу А500С згідно з [2].

Передбачено укладання ПСБ-С-25 під ростверки, розташовані по периметру будівлі вище глибини промерзання, для захисту від пучення ґрунтів.

1.15.3 Обґрунтування проєктних рішень та заходів, що забезпечують: дотримання необхідних теплозахисних характеристик огорожувальних конструкцій

Зовнішні огорожувальні конструкції прийняті відповідно до вимог до теплового захисту будівель для забезпечення необхідного мікроклімату, надійності та довговічності конструкцій, мінімальних витрат теплової енергії на опалення та вентиляцію. Рішення прийняті відповідно до вимог [22] та [23].

1.16 Обґрунтування проєктних рішень та заходів, що забезпечують дотримання необхідних характеристик конструкцій

1.16.1 Забезпечення необхідних теплозахисних характеристик огорожувальних конструкцій

Тепловий захист розроблено відповідно до вимог [3].

Зовнішні стіни: тришарові (внутрішній шар — цегляна кладка з повнотілої глиняної цегли на цементно-піщаному розчині товщиною 380 мм, середній шар - утеплювач товщиною 100 мм і з повітряним зазором 60 мм, зовнішній шар - вентильований фасад з фіброцементних плит.

Покриття виконано з монолітної залізобетонної ребристої плити, на яку укладено вирівнювальну цементно-піщану стяжку М100 товщиною 20 мм, на яку укладено пароізоляційну плівку, по якій укладено утеплювач товщиною 100 мм, по якому укладено розділовий шар пергамін, по якому укладено розрівнювальний шар з крупнопористого керамзитобетону монолітного укладання (з подальшим влаштуванням блискавкозахисної сітки) товщиною 40-230 мм, по якому укладається вирівнювальна цементно-піщана стяжка М150 товщиною 40 мм, вона обробляється ґрунтовкою, потім укладається гідроізоляція товщиною 4 мм і гідроізоляція товщиною 4 мм.

Віконні блоки виготовлені з полівінілхлоридних профілів із заповненням із склопакетів за [22]. Зовнішні двері двох видів: скляні розсувні, металеві.

1.16.2 Забезпечення зниження шуму та вібрацій

Основними джерелами шуму від офісно-торгового комплексу є: відкриті автостоянки, проїзд спецавтотранспорту з доставки товарів та проїзд автомобілів до в'їзду на розвантажувальну площадку, системи припливно-витяжної вентиляції та технологічне обладнання будівлі.

Для захисту від шуму передбачена звукоізоляція в огорожувальних конструкціях. Вентиляційне обладнання передбачено з віброізоляцією та в шумоізоляційному виконанні. Додаткових заходів щодо захисту від шуму не потрібно. Для зниження рівня шуму від працюючого вентиляційного обладнання передбачаються такі заходи: установка шумоглушників; підключення повітропроводів до вентиляторів за допомогою гнучких вставок.

Вплив на навколишню територію від експлуатації офісно-торгового комплексу не перевищуватиме встановлених санітарними нормами [12] гігієнічних нормативів.

Проект санітарно-захисної зони офісно-торгового комплексу відповідає вимогам санітарно-епідеміологічних правил і нормативів.

1.16.3 Забезпечення гідроізоляції та пароізоляції приміщень

Бічні поверхні монолітних конструкцій, що стикаються з ґрунтом, обмазуються гарячим бітумом у 2 рази. У підлогах приміщень з вологим режимом передбачена гідроізоляція від стічних вод із заведенням на стіни не менше 400 мм. У підлозі підвалу передбачена бітумна гідроізоляція від капілярного підйому ґрунтових вод. У покритті під утеплювачем передбачено прокладення пароізоляційної плівки. Утеплювачі стін і покриття виконані з мінераловатних гідрофобізованих плит. Утеплювач цоколя будівлі оштукатурений по сітці цементно-піщаним розчином. У віконних отворах передбачені зливні фартухи.

1.16.4 Забезпечення зниження загазованості приміщень

Для забезпечення необхідних санітарно-гігієнічних норм, що висуваються до мікроклімату та повітряного середовища багатофункціональних комплексів, прийнято влаштування припливно-витяжної вентиляції з механічним та природним приводом.

1.16.5 Забезпечення дотримання безпечного рівня електромагнітного та іншого випромінювання, дотримання санітарно-гігієнічних умов

Для дотримання санітарно-гігієнічних умов усі матеріали, що застосовуються для проєктування будівлі, повинні мати гігієнічні сертифікати.

1.16.6 Забезпечення пожежної безпеки

Ступінь вогнестійкості будівлі — І. Під'їзд пожежних автомобілів забезпечений з усіх боків будівлі.

Для забезпечення локалізації та ліквідації ймовірних пожеж на стадії експлуатації об'єкта має бути розроблений «План гасіння пожеж».

Гасіння можливої пожежі та проведення рятувальних робіт забезпечуються конструктивними, просторово-планувальними, інженерно-технічними та організаційними заходами.

Діяльність пожежних підрозділів забезпечується шляхом облаштування:

- пожежних проїздів та під'їзних шляхів до будівель для пожежної техніки, поєднаних з функціональними проїздами та під'їздами;
- зовнішнього та внутрішнього протипожежного водопроводу;
- протидимного захисту шляхів проходження особового складу
- підрозділів пожежної охорони всередині будівлі (системи димовидалення, підтиск повітря під час пожежі);
- засобів підйому особового складу підрозділів пожежної охорони та пожежної техніки на поверхи та на покрівлю будівлі.

Забезпечено можливість проїзду пожежних автомобілів до будівлі з усіх боків. Проїзди не використовуються для стоянки інших видів транспорту.

Відстань від внутрішнього краю проїздів пожежної техніки до стін будівлі об'єкта передбачається в 5 – 8 -м.

Доступ пожежних підрозділів на покрівлю забезпечується через пожежну металеву драбину та через виходи зі сходових клітин.

Над кожним входом до будівлі встановлюється світильник, підключений до мережі аварійного освітлення.

Між маршами сходів і між поручнями огорож сходових маршів передбачено зазор шириною не менше 75 міліметрів.

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

2.1 Вихідні дані

Будівельна система — монолітна. Конструктивна система — каркасна.

Каркас будівлі вирішений багатопверховими рамами з жорсткими вузлами в поперечному та поздовжньому напрямках і діафрагмами жорсткості. Несучі конструкції виконані з монолітного залізобетону.

Просторова жорсткість і стійкість забезпечуються роботою жорстких вузлів рам, роботою діафрагм жорсткості, жорстким закріпленням колон у фундаментах і спільною роботою дисків перекриттів з елементами каркаса. Прийнятий проліт (6 м) визначений з урахуванням можливості розміщення необхідних приміщень.

Відповідно до [5] ділянка відноситься до III будівельно-кліматичної зони. Клімат помірний. Сніговий район - II (1 к Н/м^2). Вітровий район - III (0,38 кПа).

Сейсмічність прийнята за картою ОСР-2015-А рівною 7 балів за шкалою MSK-64.

Нормативне тимчасове (корисне) навантаження на перекриття — 4 кПа [8].

Для всіх елементів перекриття прийнято важкий бетон класу В25 з розрахунковими характеристиками, прийнятими за [26] з урахуванням коефіцієнта умов роботи, що враховує особливості роботи бетону в конструкції, $\gamma_{b1} = 0,9[2]$: $R_b = 0,9 \cdot 14,5 = 13,05 \text{ МПа}$; $R_{bt} = 0,9 \cdot 1,05 = 0,945 \text{ МПа}$; $R_{b, \text{ser}} = 0,9 \cdot 18,5 = 16,65 \text{ МПа}$; $R_{bt, \text{ser}} = 0,9 \cdot 1,55 = 1,395 \text{ МПа}$.

2.2 Розрахунок монолітного ребристого перекриття з балковими плитами

2.2.1 Компонування перекриття

Для порівняння розгляну два варіанти розташування головних і другорядних балок:

Перший варіант:

- головні балки розташовані в поперечному напрямку, проліт головних балок $l_{mb} = 6 \text{ м}$;
- другорядні балки розташовані в поздовжньому напрямку, проліт другорядних балок $l_{sb} = 6 \text{ м}$;
- проліт плити $l_s = 2 \text{ м}$.

Визначу повне розрахункове навантаження на плиту за [2]:

$$q_s = \gamma_n \cdot (1,1 \cdot g_n + \gamma_f \cdot v_n) \quad (2.1)$$

$$q_s = 1 \cdot (1,1 \cdot 2 + 1,2 \cdot 4) = 7 \text{ кПа},$$

де γ_n - коефіцієнт надійності за відповідальністю будівлі, що визначається за [2];

g_n - нормативне значення постійного навантаження на перекриття без урахування навантаження від його власної ваги, приймаю орієнтовно рівним 2 кПа;

γ_f - коефіцієнт надійності за навантаженням для тимчасового (корисного) навантаження, що визначається за [2];

v_n - нормативне значення тимчасового (корисного) навантаження на перекриття, визначене для торгового залу за [2].

Визначу повне розрахункове навантаження на другорядну балку за формулою:

$$q_{sb} = q_s \cdot l_s + 0,04 \cdot \gamma_n \cdot l_{sb}^2 \quad (2.2)$$

$$q_{sb} = 7 \cdot 2 + 0,04 \cdot 1 \cdot 6^2 = 15,44 \text{ кН/м},$$

де q_s — те саме, що й у формулі (2.1);

l_s - проліт плити;

γ_n - те саме, що й у формулі (2.1);

l_{sb} - проліт другорядних балок.

Визначу повне розрахункове навантаження на головну балку за [2]:

$$q_{mb} = q_{sb} \cdot l_{sb} + 0,07 \cdot \gamma_n \cdot l_s \cdot l_{mb}^2 \quad (2.3)$$

$$q_{mb} = 15,44 \cdot 6 + 0,07 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 6^2 = 97,68 \text{ кН/м}$$

де q_{sb} - те саме, що й у формулі (2.2);

l_{sb} - те саме, що й у формулі (2.2);

γ_n - те саме, що й у формулі (2.1);

l_s - те саме, що й у формулі (2.1);

l_{mb} - проліт головних балок.

Визначу наведену товщину плити:

$$h_{s, red} = 8,2 \cdot l_s \cdot \sqrt{q_{sx}} \quad (2.4)$$

$$h_{s, red} = 40 - 230 \text{ мм}$$

Де l_s - те саме, що й у формулі (2.1);

q_s - те саме, що й у формулі (2.1).

Визначу приведену товщину другорядних балок:

$$h_{sb, red} = 0,54 \cdot \frac{l_{sb}}{l_s} \cdot \sqrt[3]{q_{sb}^2 \cdot l_{sb}} \cdot \frac{n_s + 1}{n_s} \quad (2.5)$$

$$h_{sb, red} = 0,54 \cdot \frac{6}{2} \cdot \sqrt[3]{15,44^2 \cdot 6} \cdot \frac{12+1}{12} = 16,73 \text{ мм},$$

Де l_s - те саме, що й у формулі (2.1);

l_{sb} - те саме, що й у формулі (2.2);

q_{sb} - те саме, що й у формулі (2.2);

l_{sb} - те саме, що й у формулі (2.2);

n_s - кількість прольотів плити (2.2).

Визначу наведену товщину головних балок:

$$h_{mb, red} = \frac{1,25}{l_{sb}} \cdot \sqrt[3]{q_{mb}^2 \cdot l_{mb}^2} \cdot \frac{n_{sb} + 1}{n_{sb}} \quad (2.6)$$

$$h_{mb,red} = \frac{1,25}{6} \cdot \sqrt[3]{97,68^2 \cdot 6^2} \cdot \frac{10 + 1}{10} = 13,13 \text{ мм},$$

Де l_{sb} - те саме, що й у формулі (2.2);

q_{mb} - те саме, що й у формулі (2.3);

l_{mb} - те саме, що й у формулі (2.3);

n_{sb} - кількість прольотів другорядних балок.

Визначу приведену товщину колон:

$$h_{c,red} = \frac{(n_{fl1} \cdot N_{fl1} + n_{fl2} \cdot N_{fl2}) \cdot q_{mb}}{11,5 \cdot l_s \cdot l_{sb}} \cdot \frac{(n_{mb} + 1) \cdot (n_{sb} + 1)}{n_{mb} \cdot n_{sb}} \quad (2.7)$$

$$h_{c,red} = \frac{(3 \cdot 5,5 + 1 \cdot 4,1) \cdot 97,68}{11,5 \cdot 2 \cdot 6}$$

Визначу приведену товщину перекриття:

$$h_{red,I} = h_{s,red} + h_{sb,red} + h_{mb,red} + h_{c,red} \quad (2.8)$$

$$h_{red,I} = 43,39 + 16,73 + 13,13 + 9,84 = 83,10 \text{ мм}$$

де $h_{s,red}$ - те саме, що й у формулі (2.4);

$h_{sb,red}$ - те саме, що й у формулі (2.5);

$h_{mb,red}$ - те саме, що й у формулі (2.6);

$h_{c,red}$ - те саме, що й у формулі (2.7);

Другий варіант:

– головні балки розташовані в поздовжньому напрямку, проліт головних балок $l_{mb} = 6 \text{ м}$;

– другорядні балки розташовані в поперечному напрямку, проліт другорядних балок $l_{sb} = 6 \text{ м}$;

– проліт плити $l_s = 2 \text{ м}$.

Аналогічно отримую $h_{red,II} = 81,82 \text{ мм}$.

Беру до розрахунку II-й варіант компонування перекриття, оскільки він є більш економічним ($h_{\text{red,II}} = 81,82 \text{ мм} < h_{\text{red,I}} = 83,10 \text{ мм}$).

Визначу необхідні розміри поперечних перерізів елементів перекриття та колони.

Товщина плити:

$$h_s = 26 \cdot l_s \cdot \sqrt{\frac{q_s}{R_b}} \quad (2.9)$$

$$h_s = 26 \cdot 2 \cdot \sqrt{\frac{7}{13,05}} = 38,08 \text{ мм},$$

де l_s - проліт плити;

q_s - те саме, що й у формулі (2.1).

R_b - розрахунковий опір бетону стиску, що визначається за [17].

Висота другорядної балки:

$$h_{sb} = 80 \cdot \sqrt[3]{\frac{q_{sb} \cdot l_{sb}^2}{R_b}} \quad (2.10)$$

$$h_{sb} = 80 \cdot \sqrt[3]{\frac{15,44 \cdot 6^2}{13,05}} = 279,38 \text{ мм}$$

де q_{sb} - те саме, що й у формулі (2.2);

l_{sb} - проліт другорядних балок;

R_b - те саме, що й у формулі (2.9).

Висота головної балки:

$$h_{mb} = 125 \cdot \sqrt[3]{\frac{q_{mb} \cdot l_{mb}}{R_b}} \quad (2.11)$$

$$h_{mb} = 125 \cdot \sqrt[3]{\frac{97,68 \cdot 6}{13,05}} = 444,32 \text{ мм}$$

Де q_{mb} — те саме, що й у формулі (2.3);

l_{mb} - проліт головних балок;

R_b - те саме, що й у формулі (2.9).

Сторона квадратного перерізу колони:

$$h_c = h_b = 190 \cdot \sqrt{\frac{(n_{fl1} + n_{fl2}) \cdot q_{mb} \cdot l_{mb}}{l_s \cdot (30 \cdot (R_b + 4) - \gamma_n \cdot (n_{fl1} \cdot N_{fl1} + n_{fl2} \cdot N_{fl2}))}} \quad (2.12)$$

де q_{mb} - те саме, що й у формулі (2.3);

l_{mb} — те саме, що й у формулі (2.11).

R_b - те саме, що й у формулі (2.9);

n_{fl1} - те саме, що й у формулі (2.7);

n_{fl2} - те саме, що й у формулі (2.7);

N_{fl1} - те саме, що й у формулі (2.7);

N_{fl2} - те саме, що й у формулі (2.7);

l_s - те саме, що й у формулі (2.9);

γ_n - те саме, що й у формулі (2.1).

Призначаю уніфіковані розміри перерізів:

плита - $h_s=80$ мм;

другорядна балка - $h_{sb}=300$ мм; $b_{sb}=150$ мм; головна балка - $h_{mb}=450$ мм;

$b_{mb}=200$ мм; колона - $h_c=h_b=500$ мм .

2.2.2 Розрахунок і конструювання плити

При розрахунку балкової плити, навантаженої рівномірно розподіленим навантаженням, вирізають смугу шириною 1 м і розглядають її як багатопролітну балку (рисунок 2.1).

Навантаження на такої смуги і на чисельно рівні і відрізняються тільки розмірністю.

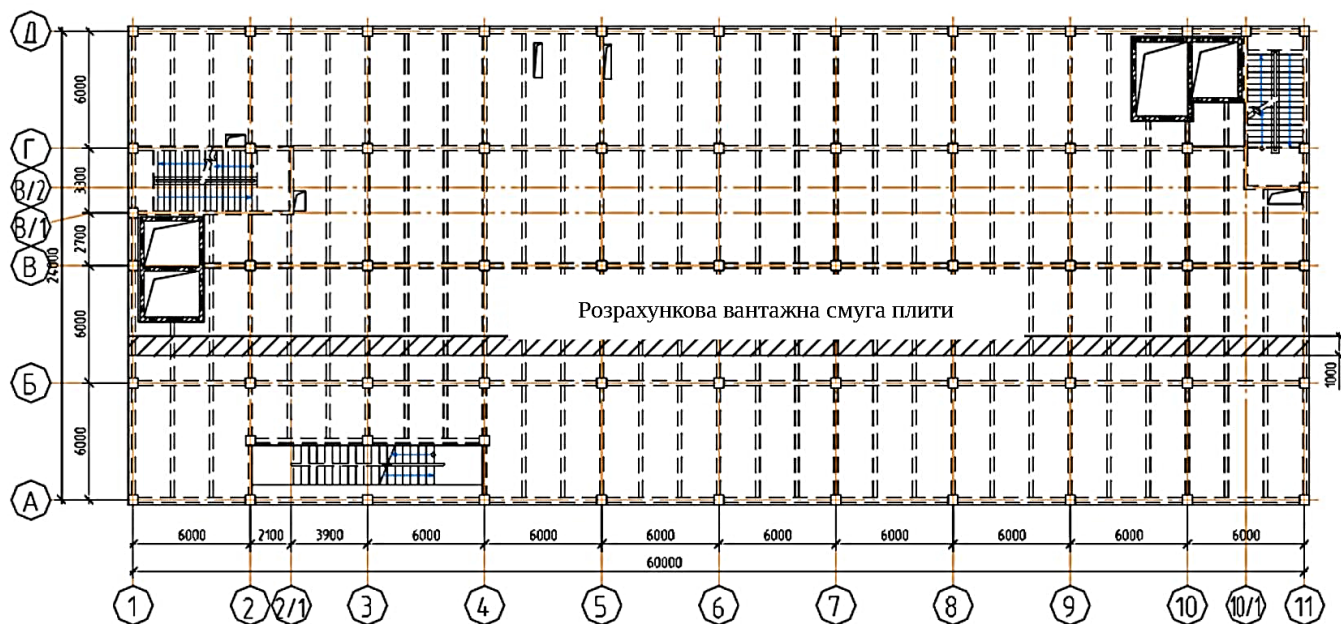


Рисунок 2.1 - Розрахункова вантажна смуга плити

Розрахункові прольоти для крайніх полів плити:

у короткому напрямку— $l_{s1} = l_s - b_{sb} = 2 - 0,15 = 1,85$ м,

де l_s - те саме, що й у формулі (2.9);

b_{sb} - ширина другорядної балки.

у довгому напрямку — $l_{s2} = l_{sb} - b_{mb} = 6 - 0,2 = 5,8$ м,

де l_{sb} - те саме, що й у формулі (2.10);

b_{mb} - ширина головної балки.

Розрахункові прольоти для середніх полів плити будуть аналогічні, оскільки немає опори стіни. Відношення $\frac{l_{s2}}{l_{s1}} = \frac{5,8}{1,85} = 3,14 > 2$.

Оскільки для будь-якого прольоту $\frac{l_{s2}}{l_{s1}} > 2$, плиту розраховую як балкову вздовж коротких сторін. Розрахункова схема плити наведена на рисунку 2.2, сукупність навантажень наведена в табл. 2.1.

Нормативне значення навантаження на плиту перекриття від ваги тимчасових перегородок прийнято за [16, п. 8.2.2] рівним 0,5 МПа.

Коефіцієнти надійності за навантаженням для постійних навантажень приймаються за [16], для тимчасових - [16].

Таблиця 2.1 - Сума навантажень на плити перекриття

Вид навантаження	Нормативне навантаження, кН/м^2	Коефіцієнт надійності за навантаженням γ_f	Розрахункове навантаження, кН/м^2
Постійне			
- Керамічна плитка 333×333 матова з неслизькою поверхнею, $\delta=8$ мм; $\rho=22 \text{ кН/м}^3$;	$0,008 \cdot 22=0,176$	1,2	0,211
2010), $\delta=2$ мм; $\rho=18 \text{ кН/м}^3$	$0,002 \cdot 18=0,036$	1,3	0,047
з цементно-піщаного розчину М 150, $\delta=13$ мм; $\rho=18 \text{ кН/м}^3$;	$0,013 \cdot 18=0,234$	1,2	0,304
- Гідроізоляція - 1 шар	$0,002 \cdot 15=0,030$	1,3	0,036
- Фібростяжка з цементно-піщаного р-ну М 150, $\delta=70$ мм; $\rho=17,5 \text{ кН/м}^3$;			
Звукоізоляція -	$0,005 \cdot 1,36= 0,007$	1,1	0,008
Плита перекриття, $\delta=80$ мм; $\rho=25 \text{ кН/м}^3$	$0,080 \cdot 25=2,000$		2,200
Разом:	3,708		4,399

Визначу навантаження на консольну частину плити, довжина якої становить 0,175 м. На неї спирається цегляна кладка з $\delta=5300$ мм і $\rho=18 \text{ кН/м}^3$.

Тоді нормативне навантаження становитиме $5,3 \cdot 18=95,4 \text{ кН/м}^2$, а розрахункове $95,4 \cdot 1,1=104,94 \text{ кН/м}^2$.

Визначу згинальні моменти балкових плит з урахуванням перерозподілу зусиль внаслідок пластичних деформацій бетону та арматури з урахуванням рекомендації щодо максимального рівня перерозподілу моментів (сил), що дорівнює 30 %, та навантаженням на консольні елементи в програмі SCAD Арбат:

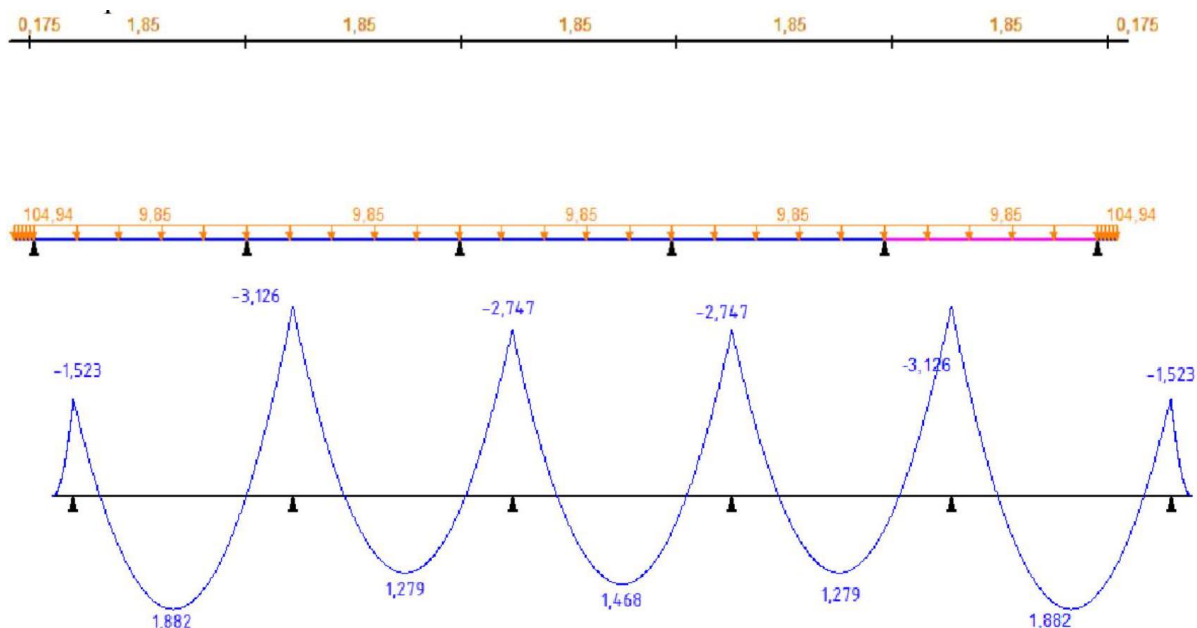


Рисунок 2.2 - Розрахункова схема балкової плити та епюра моментів

Тоді значення моментів дорівнюють:

у крайніх прольотах:

$$M_1 = 1,88 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

на перших проміжних опорах:

$$M_2 = 3,13 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

у середньому прольоті:

$$M_3 = 1,47 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

на середніх опорах:

$$M_4 = 2,75 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

У граничному стані плити (при її зламі) виникає розпир, який потрібно враховувати для плит, облямованих по всьому контуру монолітно пов'язаними з ними балками, зменшивши моменти в середніх прольотах і на середніх опорах на 20% :

$$M_1 = 0,8 \cdot 1,88 = 1,50 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

$$M_2 = 0,8 \cdot 3,13 = 2,50 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

$$M_3 = 0,8 \cdot 1,47 = 1,18 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

$$M_4 = 0,8 \cdot 2,75 = 2,20 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Поперечні сили при розрахунку плит, як правило, не визначаються, оскільки в плитах перекриттів умови ($Q \leq Q_b$) зазвичай виконуються.

Підбір арматури плити

Арматура підбирається на дію пролітних і опорних моментів як для згинального елемента прямокутного перерізу розміром 1000 x 80 мм. Мінімальна величина захисного шару згідно з [2] становить 20 мм. Тоді відстань від розтягнутої грані плити до центру ваги розтягнутої арматури при захисному шарі 20 мм і діаметрі робочої арматури до 10 мм:

$$a = 20 + 10/2 = 25 \text{ мм}$$

Тоді відстань від стиснутої грані до центру ваги розтягнутої арматури:

$$h_0 = h_s - a = 80 - 25 = 55 \text{ мм}$$

де - h_s - висота перерізу плити;

Приймаю граничну відносну висоту стиснутої зони, α .

Визначу необхідну площу перерізу арматури:

у крайніх прольотах:

$$\alpha_{m1} = \frac{M_1}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} \quad (2.13)$$

$$\alpha_{m1} = \frac{1,50 \cdot 10^6}{13,05 \cdot 1000 \cdot 55^2} = 0,038 < \alpha_R = 0,368$$

Де R_b - те саме, що й у формулі (2.9);

b - розрахункова ширина плити;

h_0 - те саме, що й у формулі (2.2).

Оскільки $\alpha_{m1} < \alpha_R$, стиснута арматура за розрахунком не потрібна.

Знайду площу перерізу розтягнутої арматури:

$$A_{s1} = \frac{R_b \cdot b \cdot h_0 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_{m1}})}{R_s} \quad (2.14)$$

$$A_{s1} = \frac{13,05 \cdot 1000 \cdot 55 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,038})}{435} = 65 \text{ мм}^2$$

де R_b - те саме, що й у формулі (2.9);

b - те саме, що й у формулі (2.21);

h_0 - те саме, що й у формулі (2.20);

α_{m1} - те саме, що й у формулі (2.21);

R_s - розрахунковий опір розтягуванню поздовжньої арматури А500С.
на перших проміжних опорах:

$$\alpha_{m2} = \frac{M_2}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{2,50 \cdot 10^6}{13,05 \cdot 1000 \cdot 55^2} = 0,063 < \alpha_R = 0,368,$$

де M_2 - те саме, що й у формулі (2.16);

R_b - те саме, що й у формулі (2.9);

b - те саме, що й у формулі (2.21);

h_0 - те саме, що й у формулі (2.20).

Оскільки $\alpha_{m2} < \alpha_R$, стиснута арматура за розрахунком не потрібна.

Знайду площу перерізу розтягнутої арматури:

$$A_{s2} = \frac{R_b \cdot b \cdot h_0 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_{m2}})}{R_s} = \frac{13,05 \cdot 1000 \cdot 55 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,063})}{435} = 109 \text{ мм}^2,$$

де R_b - те саме, що й у формулі (2.9);

b - те саме, що й у формулі (2.21);

h_0 - те саме, що й у формулі (2.20);

α_{m2} - те саме, що й у формулі (2.23);

R_s - те саме, що й у формулі (2.22);

у середньому прольоті:

$$\alpha_{m3} = \frac{M_3}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{1,18 \cdot 10^6}{13,05 \cdot 1000 \cdot 55^2} = 0,030 < \alpha_R = 0,368,$$

де M_3 - те саме, що й у формулі (2.16);

R_b - те саме, що й у формулі (2.9);

b - те саме, що й у формулі (2.21);

h_0 - те саме, що й у формулі (2.20).

Оскільки $\alpha_{m3} < \alpha_R$, стиснута арматура за розрахунком не потрібна.

Знайду площу перерізу розтягнутої арматури:

$$A_{s3} = \frac{R_b \cdot b \cdot h_0 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_{m3}})}{R_s} = \frac{13,05 \cdot 1000 \cdot 55 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,030})}{435} = 50 \text{ мм}^2,$$

Де R_b - те саме, що й у формулі (2.9);

b - те саме, що й у формулі (2.21);

h_0 - те саме, що й у формулі (2.20);

α_{m3} - те саме, що й у формулі (2.25);

R_s - те саме, що й у формулі (2.22);

на середніх опорах:

$$\alpha_{m4} = \frac{M_4}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{1,18 \cdot 10^6}{13,05 \cdot 1000 \cdot 55^2} = 0,056 < \alpha_R = 0,368,$$

де M_4 - те саме, що й у формулі (2.16);

R_b - те саме, що й у формулі (2.9);

b - те саме, що й у формулі (2.21);

h_0 - те саме, що й у формулі (2.20).

Оскільки $\alpha_{m4} < \alpha_R$, стиснута арматура за розрахунком не потрібна.

Знайду площу перерізу розтягнутої арматури:

$$A_{s4} = \frac{R_b \cdot b \cdot h_0 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_{m4}})}{R_s} = \frac{13,05 \cdot 1000 \cdot 55 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,056})}{435} = 95 \text{ мм}^2,$$

Де R_b — те саме, що й у формулі (2.9);

b - те саме, що й у формулі (2.21);

h_0 - те саме, що й у формулі (2.20);

α_{m4} - те саме, що й у формулі (2.27);

R_s - те саме, що й у формулі (2.22);

Армування балкової плити виконаю зварними рулонними сітками з поперечним розташуванням робочих і поздовжнім розташуванням розподільних стрижнів. Номінальна довжина сіток дорівнює кроку головних балок.

Зварні сітки конструюються згідно з [20].

Для армування плити приймаю зварні рулонні стрижні з поперечними робочими стрижнями $\emptyset 6$ А500С та розподільними поздовжніми стрижнями $\emptyset 5$ В500С.

У прольотах сітки розгортаються по низу плити, ширина сіток дорівнює відстані між гранями другорядних балок, довжина — відстані між гранями головних балок з урахуванням запуску вільних кінців розподільних стрижнів за межі балок на 10 – 20 мм [20].

Над опорами плити сітки розкочують по верху вздовж другорядних балок, ширина сіток приймається не менше половини прольоту плити, довжина як у нижніх сіток.

У крайніх і середніх прольотах плит приймаю сітку 1 С з робочими стрижнями $\varnothing 6$ А500С з кроком 200 мм (50 мм^2) та розподільними стрижнями $\varnothing 3\text{Вр} - \text{I}$ з кроком 300 мм. Маркування сітки 1С:

$$1\text{С} \frac{6 \text{ А500С} - 200}{3\text{Вр} - \text{I} - 300} 188 \times 584$$

На проміжних опорах використовую сітку 2 С з такими ж стрижнями з кроком 200 мм ($A_s = 141 \text{ мм}^2 > A_{s2} = 109 \text{ мм}^2 > A_{s4} = 95 \text{ мм}^2$) і шириною 0,9 м, що становить половину прольоту плити. Маркування сітки 2С:

$$2\text{С} \frac{6 \text{ А500С} - 200}{3\text{Вр} - \text{I} - 300} 100 \times 584$$

У проміжній опорі між крайніми плитами та консолями виникають негативні моменти, тому необхідно встановлювати верхні сітки 3С. Приймаю сітку з робочими стрижнями $\varnothing 6$ А500С з кроком 200 мм ($A^s=141 \text{ мм}^2$) та розподільними стрижнями $\varnothing 3\text{Вр} - \text{I}$ з кроком 300 мм. Маркування сітки 3С:

$$3\text{С} \frac{6 \text{ А500С} - 200}{3\text{Вр} - \text{I} - 300} 65 \times 584$$

2.2.3 Розрахунок і конструювання другорядної балки

Другорядна балка розраховується як багатопролітна нерозрізна, опорами якої є головні балки (рисунки 2.3). При кількості прольотів більше п'яти другорядна балка розраховується за п'ятипролітною схемою.

Розрахункові прольоти та навантаження.

Для прольотів за розрахунковий приймається відстань між гранями головних балок:

$$l = l_{sb} - b_{mb} \quad (2.15)$$

$$l = 6 - 0,2 = 5,8 \text{ м}$$

де l_{sb} - те саме, що й у формулі (2.10);

b_{mb} - те саме, що й у формулі (2.14).

Навантаження на другорядну балку збирають з вантажної смуги, що дорівнює кроку другорядних балок 2 м, а також враховують власну вагу ребра балки.

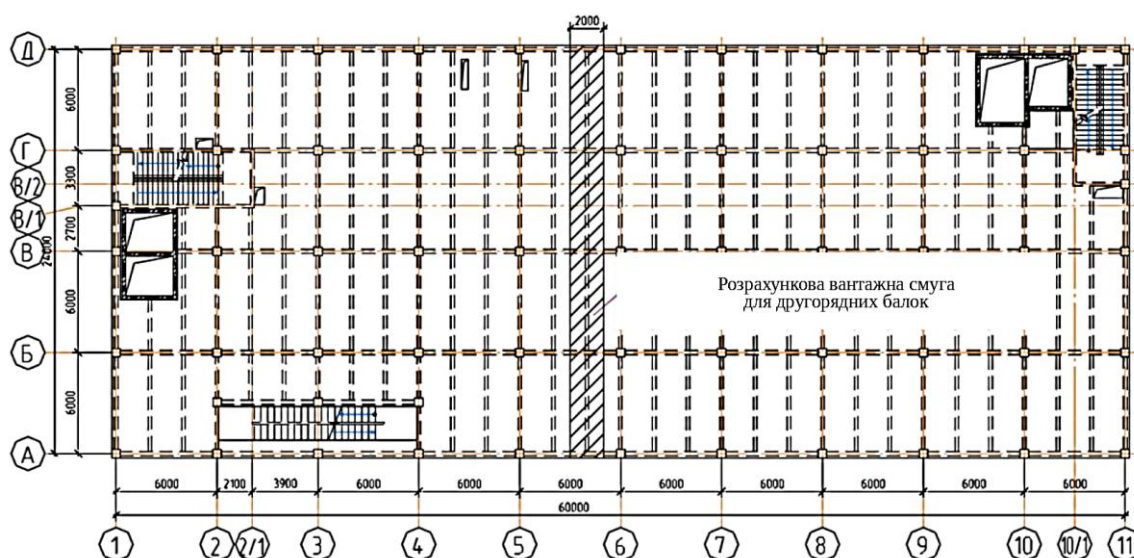


Рисунок 2.3 - Розрахункова вантажна смуга для другорядної балки

В одному прольоті балки знаходиться приміщення торгового складу з типом підлоги, що відрізняється від інших прольотів, тому для початку збору навантаження на 1 м² плити в тому прольоті аналогічно тому, як це робилося в розрахунку плити.

Корисне навантаження в торгових складах згідно з [16, табл. 8.1] дорівнює не менше 5,0 кПа. Також, згідно з [16, п. 8.1.3], необхідно враховувати вертикальне навантаження від обладнання. За проектом прийнято навантаження

від стаціонарного обладнання на відстані 2 м від першої другої опори, що дорівнює 6,0 кН.

Згідно з [16] коефіцієнт надійності за навантаженням γ_f для матеріалів, що складаються, дорівнює 1,2, а коефіцієнт надійності для стаціонарного обладнання дорівнює 1,05.

Сума навантажень на 1 м² плити наведена в табл. 2.2.

Таблиця 2.2 - Збір навантажень на плити перекриття

Вид навантаження	Нормативне навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт надійності за навантаженням γ_f	Розрахункове навантаження, кН/м ²
Постійне			
- Покриття з бетону класу В15, армоване сіткою $\delta=100$ мм; $\rho=14$ кН/м ³ ;	$0,1 \cdot 14 = 1,4$	1,3	1,820
- Плита перекриття, $\delta=80$ мм; $\rho=25$ кН/м ³	$0,080 \cdot 25 = 2,000$	1,1	2,200
Разом:	3 400		4 020
Тимчасове			
Вага перегородок:	0,5	1,3	0,650
Корисне навантаження:	5,0	1,2	6,000
Разом:	5,500		6,650
Повне навантаження:	10,67		

Розрахункове значення зосередженого навантаження:

$$P = P_c \cdot \gamma_f = 6 \cdot 1,05 = 6,3 \text{ кН}, \quad (2.16)$$

де P_c - зосереджена сила;

γ_f - коефіцієнт надійності за навантаженням для стаціонарного обладнання.

Розрахункові розподілені навантаження для першого прольоту:

постійна:

$$g_1 = b_{sb} \cdot (h_{sb} - h_s) \cdot 1 \cdot 25 \cdot \gamma_f + q_{p.пл. 1} \cdot l_s \quad (2.17)$$

$$g_1 = 0,15 \cdot (0,3 - 0,08) \cdot 1 \cdot 25 \cdot 1,1 + 4,02 \cdot 2 = 8,95 \text{ кН/м},$$

Де b_{sb} - ширина другорядної балки;

h_{sb} - висота другорядної балки;

h_s - те саме, що й у формулі (2.20);

γ_f - коефіцієнт умов експлуатації для залізобетонних конструкцій;

$q_{p.пл. 1}$ - розрахункове значення постійного навантаження від конструкції перекриття та від ваги плити для першого прольоту;

l_s - крок другорядних балок.

тимчасове:

$$v_1 = q_{\text{тимч.пл. 1}} \cdot l_s \quad (2.18)$$

$$v_1 = 6,65 \cdot 2 = 13,30 \text{ кН/м},$$

Де $q_{\text{тимч.пл.}}$ - розрахункове значення тимчасового навантаження;

l_s - те саме, що й у формулі (2.31).

повна:

$$q_1 = g_1 + v_1 \quad (2.19)$$

$$q_1 = 8,95 + 13,30 = 22,25 \text{ кН/м}$$

Де g_1 - те саме, що й у формулі (2.31);

v_1 - те саме, що й у формулі (2.32).

Розрахункові розподілені навантаження для решти прольотів:

постійна:

$$g_2 = b_{sb} \cdot (h_{sb} - h_s) \cdot 1 \cdot 25 \cdot \gamma_f + q_{p.пл. 2} \cdot l_s \quad (2.20)$$

$$g_2 = 0,15 \cdot (0,3 - 0,08) \cdot 1 \cdot 2$$

Де b_{sb} - ширина другорядної балки;

h_{sb} - висота другорядної балки;

h_s - те саме, що й у формулі (2.20);

γ_f - коефіцієнт умов експлуатації для залізобетонних конструкцій;

$q_{p,пл. 2}$ - розрахункове значення постійного навантаження від конструкції перекриття та від ваги плити для решти прольотів;

тимчасове:

$$v_2 = q_{\text{тимч.пл. 2}} \cdot l_s \quad (2.21)$$

Де $q_{\text{тимч.пл.}}$ - розрахункове значення тимчасового навантаження;

l_s - те саме, що й у формулі (2.31).

повне:

$$q_2 = g_2 + v_2 \quad (2.22)$$

$$q_2 = 9,71 + 10,90 = 20,61 \text{ кН/м,}$$

де g_2 - те саме, що й у формулі (2.34);

v_2 - те саме, що й у формулі (2.35).

Визначення розрахункових зусиль

Проведу розрахунок зусиль з урахуванням перерозподілу зусиль внаслідок пластичних деформацій бетону та арматури з урахуванням рекомендації щодо максимального рівня перерозподілу моментів (сил), що дорівнює 30% , у програмі SCAD Арбат для трьох комбінацій навантажень: коли тимчасове навантаження прикладено на всі прольоти; коли тимчасове навантаження прикладено тільки до непарних прольотів; коли тимчасове навантаження прикладено тільки до парних прольотів.

Коли тимчасове навантаження прикладено до всіх прольотів:

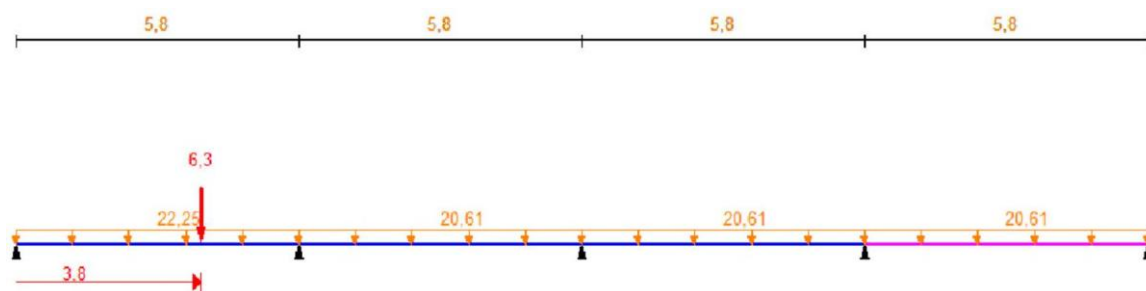


Рисунок 2.4 - Розрахункова схема прикладання навантаження

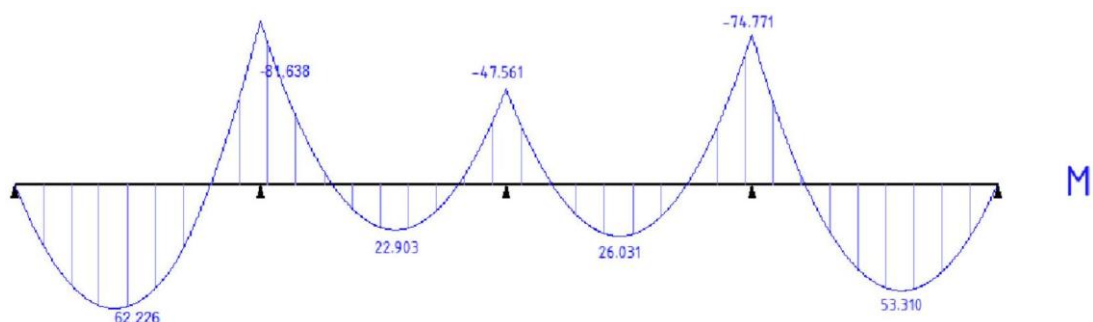


Рисунок 2.5 - Епюра моментів при тимчасовому навантаженні, прикладеному до всіх прольотів

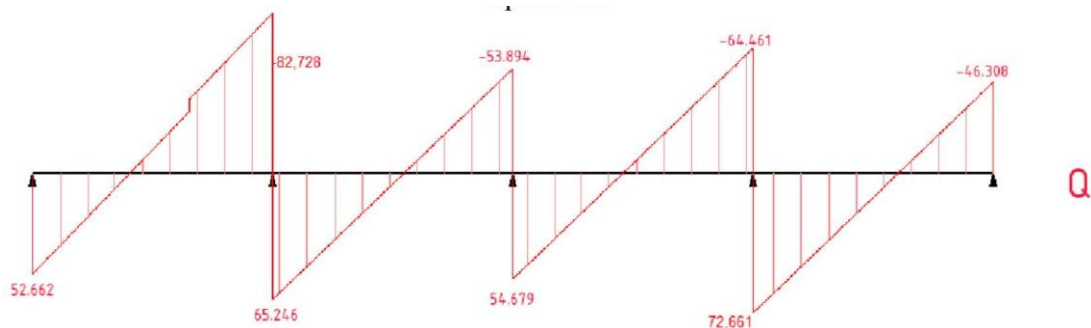


Рисунок 2.6 - Епюра поперечних сил при тимчасовому навантаженні, прикладеному до всіх прольотів

Коли тимчасове навантаження прикладено тільки до непарних прольотів:

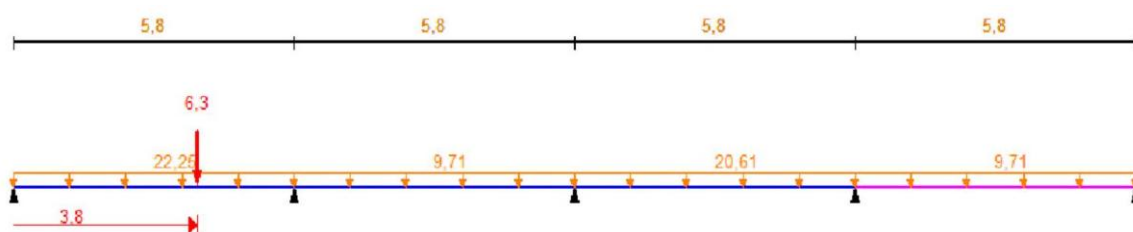


Рисунок 2.7 - Розрахункова схема прикладання навантаження

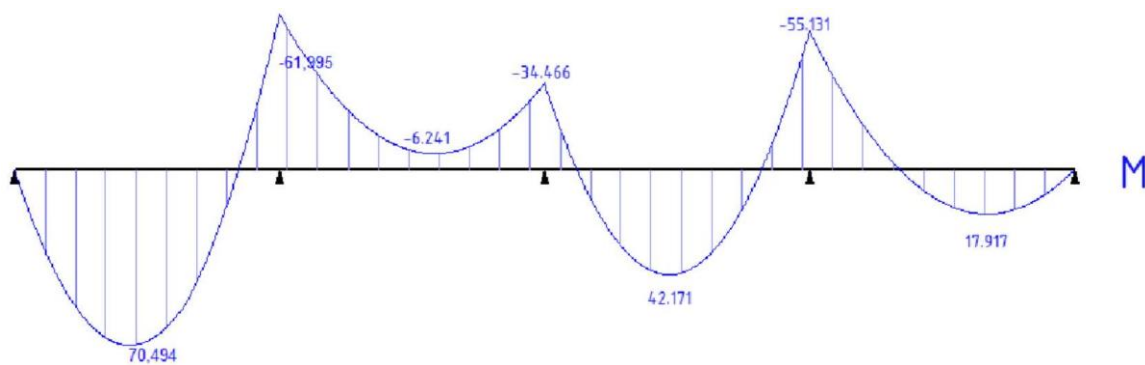


Рисунок 2.8 - Еюра моментів при тимчасовому навантаженні, прикладеному до непарних прольотів

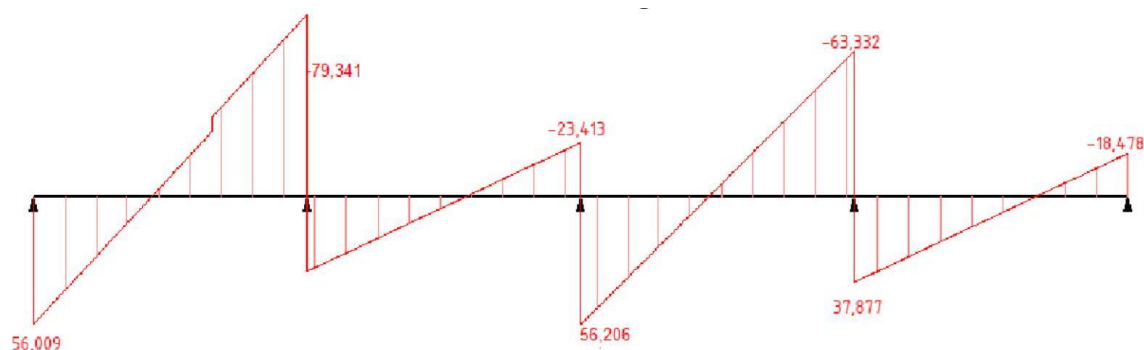


Рисунок 2.9 - Еюра поперечних сил при тимчасовому навантаженні, прикладеному до непарних прольотів

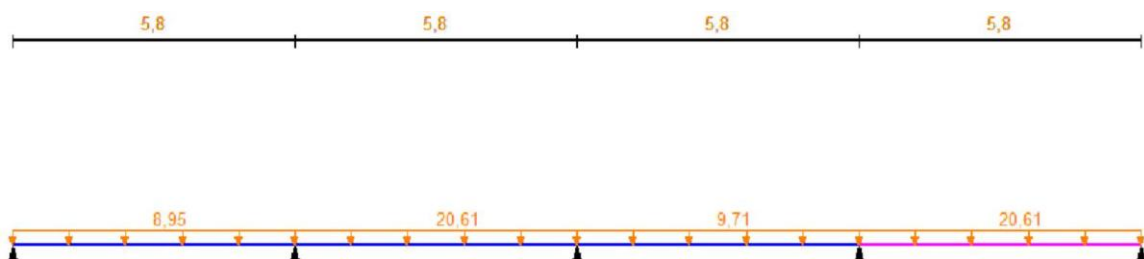


Рисунок 2.10 - Розрахункова схема прикладання навантаження

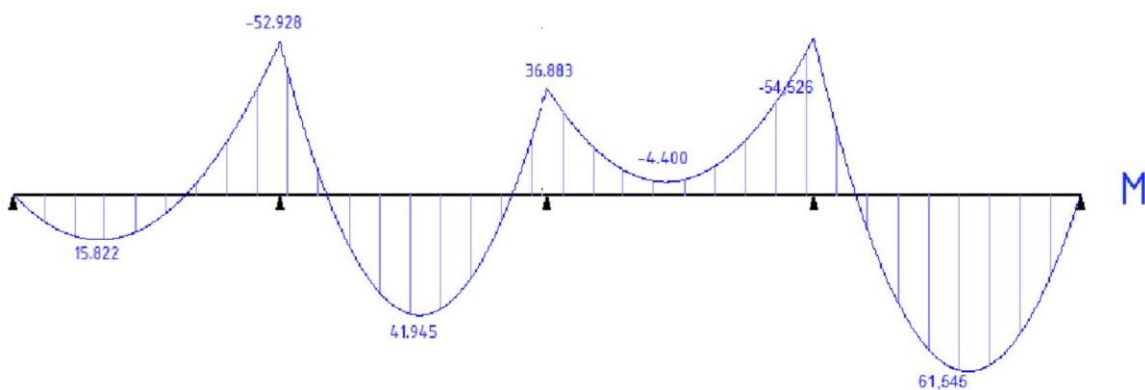


Рисунок 2.11 - Еюра моментів при тимчасовому навантаженні, прикладеному до парних прольотів

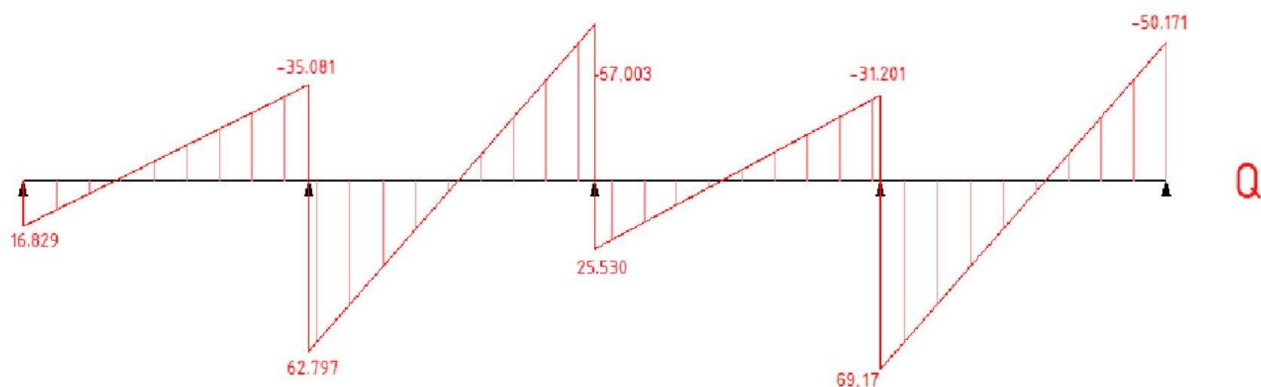


Рисунок 2.12 - Епюра поперечних сил при тимчасовому навантаженні, прикладеному до непарних прольотів

Використовуючи отримані епюри, побудую огинаючу епюру моментів.

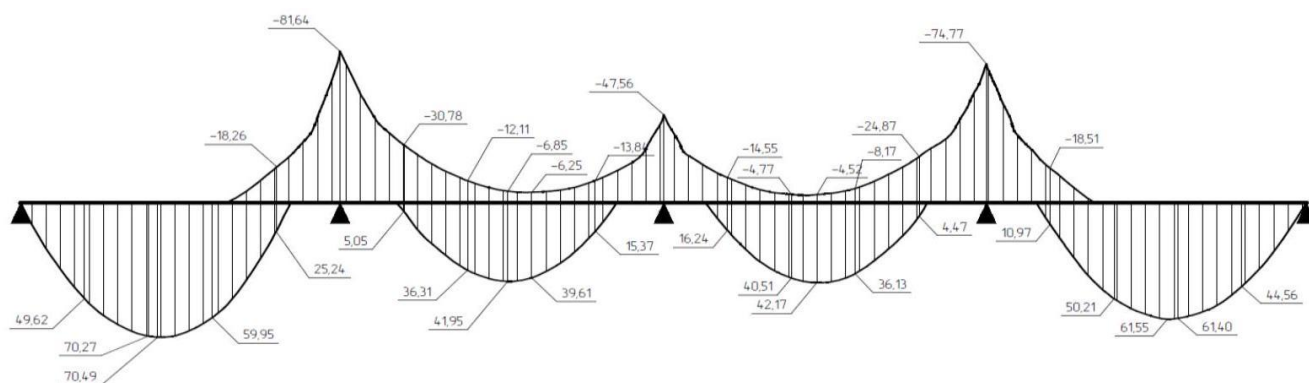


Рисунок 2.13 - Огинаюча епюра згинальних моментів другорядної балки

Як видно з огинаючої епюри моментів, у багатьох перерізах балки можуть діяти згинальні моменти обох знаків.

Тому при розрахунку другорядних балок недостатньо визначити згинальні моменти тільки для основних пролітних і опорних перерізів, а слід обчислити величини позитивних і негативних згинальних моментів для перерізів через 0,2l.

Визначені розрахункові згинальні моменти представлені на огинаючій епюрі та в таблиці 2.3.

Таблиця 2.3 - Згинальні моменти в перерізах другорядної балки

Номер прольоту	Відстань від лівої опори до перерізу в частках прольоту	Відстань від лівої опори до перерізу	Згинальні моменти, кН*м	
			М _{макс}	М _{мін}
I	0,2	1,16	49,62	-
	0,4	2,32	70,27	-
	0,436	2,529	70,49	-
	0,6	3,480	59,95	-
	0,8	4,640	25,24	-18,26
	1	5,800	-	-81,64
II	0,2	1,160	5,05	-30,78
	0,4	2,320	36,31	-12,11
	0,526	3,051	41,95	-6,85
	0,6	3,480	39,61	-6,25
	0,8	4,640	15,37	-13,84
	1	5,800	-	-47,56
III	0,2	1,160	16,24	-14,55
	0,4	2,320	40,51	-4,77
	0,474	2,749	42,17	-4,52
	0,6	3,480	36,13	-8,17
	0,8	4,640	4,47	-24,87
	1	5,800	-	-74,77
IV	0,2	1,160	10,97	-18,51
	0,4	2,320	50,21	-
	0,583	3,381	61,55	-
	0,6	3 480	61,4	-
	0,8	4 640	44,56	-
	1	5,800	-	-

При розрахунку другорядної балки необхідно врахувати ширину полиці таврового перерізу в прольоті балки на дію позитивних моментів $b_f' = 1800 \text{ мм} < \frac{1}{3} = \frac{5800}{3} = 1933,33 \text{ мм}$, що відповідає вимогам [17]. На дію негативних моментів переріз приймається прямокутним розмірами 150×300.

Попередньо визначивши діаметр нижньої арматури 20 мм із захисним шаром 20 мм, визначу робочу висоту перерізів балки: $h_0 = 300 - 20 - \frac{20}{2} = 270 \text{ мм}$.

Визначу граничний згинальний момент, який може бути сприйнятий перерізом балки:

$$M_f = R_b \cdot b_f' \cdot h_f' \cdot (h_0 - 0,5 \cdot h_f') \quad (2.23)$$

$$M_f = 13,05 \cdot 1,8 \cdot 0,08 \cdot (0,27 - 0,5)$$

де R_b - те саме, що й у формулі (2.9);

b_f' - ширина полиці таврового перерізу;

h_f' - висота полиці таврового перерізу;

h_0 - робоча висота перерізу балки;

Найбільша величина позитивного моменту знаходиться на першому прольоті, і для нього $M = 70,49 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_f = 357,05 \text{ кН} \cdot \text{м}$, отже, нейтральна вісь перетинає полицю, і пролітний переріз балки слід розглядати як прямокутний— $b_f' \times h$.

Розрахунок нижньої поздовжньої арматури:

Визначення площі перерізу нижньої робочої поздовжньої арматури в першому прольоті балки:

$$\alpha_{m1}^{\text{низ}} = \frac{M_1}{R_b \cdot b_f' \cdot h_0^2} \quad (2.24)$$

$$\alpha_{m1}^{\text{низ}} = \frac{70,49 \cdot 10^6}{13,05 \cdot 1800 \cdot 270^2} = 0,041 < \alpha_R = 0,368$$

де M_1 —максимальний позитивний момент у першому прольоті;

R_b - те саме, що й у формулі (2.9);

b_f' - те саме, що й у формулі (2.34);

h_0 - те саме, що й у формулі (2.34).

Оскільки $\alpha_{m1} < \alpha_R$, стиснута арматура за розрахунком не потрібна.

Знайду площу перерізу розтягнутої арматури:

$$A_{s1}^{\text{низ}} = \frac{R_b \cdot b_f' \cdot h_0 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_{m1}})}{R_s} \quad (2.25)$$

$$A_{s1}^{\text{низ}} = \frac{13,05 \cdot 1800 \cdot 270 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,041})}{435} = 613,06 \text{ мм}^2$$

де R_b - те саме, що й у формулі (2.9);

b_f' - те саме, що й у формулі (2.34);

h_0 - те саме, що й у формулі (2.34);

α_{m1} - те саме, що й у формулі (2.35);

R_s - те саме, що й у формулі (2.21).

Аналогічно отримаю для решти прольотів:

$$\alpha_{m2}^{\text{низ}}=0,024, A_{s2}^{\text{низ}}=361,66 \text{ мм}^2; \alpha_{m3}^{\text{низ}}=0,025, A_{s3}^{\text{низ}}=363,58 \text{ мм}^2; \alpha_{m4}^{\text{низ}}=0,036, A_{s4}^{\text{низ}}=533,83 \text{ мм}^2.$$

Розрахунок верхньої поздовжньої арматури:

У перерізах, в яких діють від'ємні згинальні моменти, плита знаходиться в зоні розтягу, отже переріз слід розглядати як прямокутний із шириною, що дорівнює ширині ребра $b=150$ мм.

Над першою проміжною опорою:

$$\alpha_{m1}^{\text{верх}} = \frac{M_1}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} \quad (2.26)$$

$$\alpha_{m1}^{\text{верх}} = \frac{81,64 \cdot 10^6}{13,05 \cdot 150 \cdot 270^2} = 0,572 > \alpha_R = 0,368.$$

де M_1 - момент над першою проміжною опорою;

R_b - те саме, що й у формулі (2.9);

b - те саме, що й у формулі (2.34);

h_0 - те саме, що й у формулі (2.34).

Оскільки $\alpha_{m1}^{\text{верх}} > \alpha_R$, потрібно збільшити переріз, підвищити клас бетону або встановити стиснуту арматуру. Приймаю новий переріз другорядної балки 200×350 мм. Тоді робоча висота перерізу $h_0 = 350 - 20 - \frac{20}{2} = 320$ мм. Різницею у величині зусиль за рахунок зміненої власної ваги балки можна знехтувати.

$$\alpha_{m1}^{\text{верх}} = \frac{M_1}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} \quad (2.27)$$

$$\alpha_{m1}^{\text{верх}} = \frac{81,64 \cdot 10^6}{13,05 \cdot 200 \cdot 320^2} = 0,305 < \alpha_R = 0,368.$$

де M_1 - момент над першою проміжною опорою;

R_b - те саме, що й у формулі (2.9);

b - те саме, що й у формулі (2.34);

h_0 - те саме, що й у формулі (2.34).

Знайду площу перерізу розтягнутої арматури:

$$A_{s1}^{\text{верх}} = \frac{R_b \cdot b \cdot h_0 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_{m1}})}{R_s} \quad (2.28)$$

$$A_{s1}^{\text{верх}} = \frac{13,05 \cdot 200 \cdot 320 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,305})}{435} = 722,39 \text{ мм}^2,$$

де R_b — те саме, що й у формулі (2.9);

b - нова ширина перерізу балки;

h_0 - нова робоча висота перерізу балки;

$\alpha_{m1}^{\text{верх}}$ - те саме, що й у формулі (2.39);

R_s - те саме, що й у формулі (2.21).

Аналогічно отримаю для решти прольотів: $\alpha_{m2}^{\text{верх}} = 0,024, A_{s2}^{\text{верх}} = 361,66 \text{ мм}^2; \alpha_{m3}^{\text{верх}} = 0,025, A_{s3}^{\text{верх}} = 363,58 \text{ мм}^2.$

Перерахую значення нижньої робочої поздовжньої арматури з урахуванням нового перерізу другорядної балки: $\alpha_{m1}^{\text{низ}} = 0,029, A_{s1}^{\text{низ}} = 514,04 \text{ мм}^2;$
 $\alpha_{m2}^{\text{низ}} = 0,017, A_{s2}^{\text{низ}} = 304,04 \text{ мм}^2; \alpha_{m3}^{\text{низ}} = 0,018, A_{s3}^{\text{низ}} = 305,65 \text{ мм}^2;$
 $\alpha_{m4}^{\text{низ}} = 0,026, A_{s4}^{\text{низ}} = 447,98 \text{ мм}^2.$

Діаметр і кількість стрижнів встановлюю при конструюванні.

Розрахунок поперечної арматури

Приймаю хомути з арматури класу А 500 С з розрахунковим значенням опору поперечної арматури на розтягнення. Міцність бетону В25 на осьове

розтягнення дорівнює $R_{bt} = 1,05 \text{ МПа}$. Максимальне значення поперечної сили $Q_{\max} = 82,73 \text{ кН}$.

Визначу M_b в :

$$M_b = \varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2 = 1,5 \cdot 1,05 \cdot 200 \cdot 320^2 = 32,26 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

Де φ_{b2} - коефіцієнт, що приймається рівним 1,5;

R_{bt} - міцність бетону на осьове розтягнення;

b - те саме, що й у формулі (2.39);

h_0 - те саме, що й у формулі (2.39).

Поперечна сила, що сприймається бетоном у похилому перерізі:

$$Q_{bl} = 2 \cdot \sqrt{M_b \cdot q_1} = 2 \cdot \sqrt{32,26 \cdot 22,25} = 54,59 \text{ кН},$$

де M_b - те саме, що й у формулі (2.40);

q_1 - те саме, що й у формулі (2.33).

Знайду значення виразу:

$$\frac{2 \cdot M_b}{h_0} - Q_{\max} = \frac{2 \cdot 32,26}{0,32} - 82,73 = 118,87 \text{ кН} > Q_{bl} = 54,59 \text{ кН},$$

де M_b - те саме, що й у формулі (2.40);

h_0 - те саме, що й у формулі (2.39);

$Q_{\max}$ - найбільше поперечне зусилля.

Оскільки $\frac{2 \cdot M_b}{h_0} - Q_{\max} > Q_{bl}$, і $Q_{bl} = 54,59 \text{ кН} < R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 1050 \cdot 0,2 \cdot$

$0,32 = 67,2 \text{ кН}$, визначу необхідну інтенсивність хомутів q_{sw} за формулою:

$$q_{sw} = \frac{Q_{\max} - 0,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 - 3 \cdot h_0 \cdot q_1}{1,5 \cdot h_0} \quad (2.29)$$

$$q_{sw} = \frac{82,73 - 0,5 \cdot 1050 \cdot 0,2 \cdot 0,32 - 3 \cdot 0,32 \cdot 22,25}{1,5 \cdot 0,32} = 56,15 \text{ кН/м}$$

де $Q_{\max}$ - те саме, що й у формулі (2.42);

h_0 - те саме, що й у формулі (2.39);

R_{bt} - те саме, що й у формулі (2.39);

b - те саме, що й у формулі (2.39);

q_1 - те саме, що й у формулі (2.33).

Умова $q_{sw} = 56,15 \text{ кН/м} > 0,25 \cdot R_{bt} \cdot b = 0,25 \cdot 1050 \cdot 0,2 = 52,5 \text{ кН/м}$ виконується.

Крок хомутів біля опори повинен бути не більше $\frac{h_0}{2} = \frac{320}{2} = 160 \text{ мм}$ і не більше 300 мм , а в прольоті $—0,75 \cdot h_0 = 240 \text{ мм}$ і не більше 500 мм . Максимально допустимий крок біля опори дорівнює:

$$S_{w,\max} = \frac{R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{Q_{\max}} \quad (2.30)$$

$$S_{w,\max} = \frac{1050 \cdot 0,2 \cdot 0,32^2}{82,73} = 0,260 \text{ м} = 260 \text{ мм},$$

де $Q_{\max}$ — те саме, що й у формулі (2.42);

h_0 - те саме, що й у формулі (2.39);

R_{bt} - те саме, що й у формулі (2.39);

b - те саме, що й у формулі (2.39);

Приймаю крок хомутів біля опори $s_{w1} = 150 \text{ мм}$, а в прольоті $s_{w2} = 200 \text{ мм}$. Звідси необхідна площа поперечного перерізу:

$$A_{sw} = \frac{q_{sw} \cdot s_{w1}}{R_{sw}} = \frac{56,15 \cdot 150}{300} = 28,08 \text{ мм}^2,$$

де q_{sw} - те саме, що й у формулі (2.43);

s_{w1} - крок хомутів біля опори;

R_{sw} - розрахункове значення опору поперечної арматури на розтягнення.

Приймаю в поперечному перерізі хомут $2\emptyset 6 \text{ A500C}$ ($A_{sw} = 57 \text{ мм}^2$).

Таким чином, прийнята інтенсивність хомутів біля опор і в прольотах відповідно дорівнюють:

$$q_{sw1} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s_{w1}} = \frac{300 \cdot 57}{150} = 114 \text{ кН/м},$$

де R_{sw} - те саме, що й у формулі (2.45);

A_{sw} - прийнята площа поперечного перерізу хомута;

s_{w1} - прийнятий крок хомутів біля опори;

$$q_{sw2} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s_{w2}} = \frac{300 \cdot 57}{200} = 85,5 \text{ кН/м},$$

де R_{sw} - те саме, що й у формулі (2.45);

A_{sw} - те саме, що й у формулі (2.46);

s_{w2} - прийнятий крок хомутів біля опори;

Умови $q_{sw1} = 114 \text{ кН/м} > 0,25 \cdot R_{bt} \cdot b = 0,25 \cdot 1050 \cdot 0,2 = 52,5 \text{ кН/м}$ і $q_{sw2} = 85,5 \text{ кН/м} > 0,25 \cdot R_{bt} \cdot b = 0,25 \cdot 1050 \cdot 0,2 = 52,5 \text{ кН/м}$ виконуються. Отже, значення q_{sw1} і q_{sw2} коригувати не потрібно.

Визначу довжину ділянки l_1 з інтенсивністю хомутів q_{sw1} .

$$\Delta q_{sw} = \varphi_{sw} \cdot (q_{sw1} - q_{sw2}) \quad (2.31)$$

$$\Delta q_{sw} = 0,75 \cdot (114 - 85,5) = 21,38 \frac{\text{кН}}{\text{м}} < q_1 = 22,25 \text{ кН/м}$$

де φ_{sw} - коефіцієнт, що приймається рівним 0,75;

q_{sw1} - те саме, що й у формулі (2.46);

q_{sw2} - те саме, що й у формулі (2.46);

Перевірю умову:

$$\sqrt{\frac{M_b}{q_1 - \Delta q_{sw}}} = \sqrt{\frac{32,26}{22,25 - 21,38}} = 4,32 > \frac{2 \cdot h_0}{1 - 0,5 \cdot \frac{q_{sw1}}{R_{bt} \cdot b}} = \frac{2 \cdot 0,32}{1 - 0,5 \cdot \frac{114}{1050 \cdot 0,2}} = 0,88,$$

де M_b - те саме, що й у формулі (2.40);

q_1 - те саме, що й у формулі (2.33);

Δq_{sw} - те саме, що й у формулі (2.48);

h_0 - те саме, що й у формулі (2.39);

q_{sw1} - те саме, що й у формулі (2.46);

R_{bt} - те саме, що й у формулі (2.39);

b - те саме, що й у формулі (2.39).

Умова виконується, а це означає, що:

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1 - \Delta q_{sw}}} \quad (2.32)$$

$$c = \sqrt{\frac{32,26}{22,25 - 21,38}} = 4,32,$$

де M_b - те саме, що й у формулі (2.40);

q_1 - те саме, що й у формулі (2.33);

Δq_{sw} - те саме, що й у формулі (2.48).

Тоді внаслідок нерівності (2.48) довжина ділянки з інтенсивністю хомутів q_{sw1} повинна бути не менше:

$$l_1 = c - \frac{\frac{M_b}{c} + \varphi_{sw} \cdot q_{sw1} \cdot c_0 - Q_{max} + q_1 \cdot c}{\Delta q_{sw}} \quad (2.33)$$

$$l_1 = 4,32 - \frac{\frac{32,26}{4,32} + 0,75 \cdot 114 \cdot 0,64 - 82,73 + 22,25 \cdot 4,32}{21,38} = 0,61 \text{ м},$$

де M_b — те саме, що й у формулі (2.40);

q_1 - те саме, що й у формулі (2.33);

c - те саме, що й у формулі (2.50);

φ_{sw} - те саме, що й у формулі (2.48);

q_{sw1} - те саме, що й у формулі (2.46);

Q_{max} - те саме, що й у формулі (2.42);

Δq_{sw} - те саме, що й у формулі (2.48);

c_0 - довжина проекції похилої тріщини, що приймається рівною s , але не менше $h_0 = 0,32$ м і не більше $2 \cdot h_0 = 0,64$ м;

Приймаю довжину ділянки з кроком хомутів $s_{w1} = 150$ мм конструктивно рівною $\frac{l}{4} = \frac{5,8}{4} \approx 1,5$ м.

Конструювання балки

Приймаю армування балки окремими стрижнями.

1-й проліт:

Приймаю два нижніх робочих стрижні $2\emptyset 12$ А500С ($A_{s12}=2,26 \text{ см}^2$) на всю розрахункову довжину прольоту із заведенням за внутрішні грані головних балок на величину $5d=5\cdot 12=60 \text{ мм}$ і два додаткових стрижні $2\emptyset 14$ А500С ($A_{s14}=3,08 \text{ см}^2$), що обриваються в прольоті. Площа армування в піковій точці достатня, адже:

$$A_{s12} + A_{s14} = 2,26 + 3,08 = 5,34 \text{ см}^2 > A_{s1}^{\text{низ}} = 5,14 \text{ см}^2$$

де A_{s12} - площа поперечного перерізу $2\emptyset 12$ А500С;

$A_{s14} 2\emptyset 14$ - площа поперечного перерізу арматур А500С;

$A_{s1}^{\text{низ}}$ - необхідна площа нижнього армування в першому прольоті.

Для того, щоб забезпечувалася міцність похилих перерізів на дію моменту в елементах з постійною висотою перерізу з хомутами, поздовжні розтягнуті стрижні, що обриваються в прольоті, повинні заводитися за точку теоретичного обриву. Оскільки $\frac{Q_1}{2 \cdot q_{sw2}} = \frac{46,22}{2 \cdot 85,5} = 0,27 \text{ м} < h_0 = 0,32 \text{ м}$, необхідну довжину, на яку стрижні необхідно заводити за точки теоретичного обриву, знайдемо за формулою:

$$\Omega_1 = \frac{Q_1}{2 \cdot q_{sw2}} + 5 \cdot d \quad (2.34)$$

$$\Omega_1 = \frac{46,22}{2 \cdot 85,5} + 5 \cdot 0,014 = 0,340 \text{ м}$$

де Q_1 - поперечна сила в нормальному перерізі, що проходить через точку теоретичного обриву, визначається за епюре поперечних сил;

q_{sw2} - те саме, що й у формулі (2.46);

d - діаметр стрижня, що обривається;

Таким чином, довжина додаткових стрижнів дорівнюватиме $3700+340+340=4380 \text{ мм}$.

Приймаю два верхні робочі стрижні $2\emptyset 16$ А500С ($A_{s16} = 4,02 \text{ см}^2$) на всю розрахункову довжину прольоту із заведенням за внутрішні грані головних балок

на величину $5d = 5 \cdot 16 = 80$ мм і два додаткові стрижні над першою опорою $2\emptyset 16$ A500C ($A_{s16} = 4,02 \text{ см}^2$), що обриваються в прольотах.

Оскільки $\frac{Q_2}{2 \cdot q_{sw2}} = \frac{74,13}{2 \cdot 85,5} = 0,434 \text{ м} > h_0 = 0,32 \text{ м}$, необхідну довжину, на яку стрижні необхідно заводити за точки теоретичного обриву, знайду за формулою:

$$\Omega_2 = 2 \cdot h_0 \cdot \left(1 - \frac{q_{sw2} \cdot h_0}{Q_2}\right) + 5 \cdot d \quad (2.35)$$

$$\Omega_2 = 2 \cdot 0,32 \cdot \left(1 - \frac{85,5 \cdot 0,32}{74,13}\right) + 5 \cdot 0,016 = 0,484 \text{ м},$$

де Q_2 - поперечна сила в нормальному перерізі, що проходить через точку теоретичного обриву, визначається за епюро поперечних сил;

q_{sw2} - те саме, що й у формулі (2.46);

d - діаметр стрижня, що обривається;

h_0 - те саме, що й у формулі (2.39);

Таким чином, довжина додаткових стрижнів дорівнюватиме $960 + 484 + 484 \approx 1930$ мм.

Площа армування в піковій точці достатня, адже:

$$A_{s16} + A_{s16} = 4,02 + 4,02 = 8,04 \text{ см}^2 > A_{s1}^{\text{верх}} = 7,22 \text{ см}^2,$$

Де A_{s16} — площа поперечного перерізу $2\emptyset 16$ A500C ;

$A_{s1}^{\text{верх}}$ - необхідна площа верхнього армування над першою опорою.

2-й проліт:

Приймаю два нижніх робочих стрижні $2\emptyset 12$ A500C ($A_{s12} = 2,26 \text{ см}^2$) на всю розрахункову довжину прольоту із заведенням за внутрішні грані головних балок на величину $5d = 5 \cdot 12 = 60$ мм та два додаткових стрижні $2\emptyset 8$ A500C ($A_{s8} = 1,01 \text{ см}^2$), що обриваються в прольоті. Площа армування в піковій точці достатня, адже:

$$A_{s12} + A_{s8} = 2,26 + 1,01 = 3,27 \text{ см}^2 > A_{s2}^{\text{низ}} = 3,04 \text{ см}^2,$$

де A_{s12} - те саме, що й у формулі (2.52);

A_{s8} - площа поперечного перерізу 2Ø8 A500C ;

$A_{s2}^{\text{низ}}$ - необхідна площа нижнього армування у другому прольоті.

Оскільки $\frac{Q_3}{2 \cdot q_{sw2}} = \frac{20,22}{2 \cdot 85,5} = 0,12 \text{ м} < h_0 = 0,32 \text{ м}$, необхідну довжину, на яку стрижні необхідно заводити за точки теоретичного обриву, знайдемо за формулою: $\omega_3 = \frac{Q_3}{2 \cdot q_{sw2}} + 5 \cdot d = \frac{20,22}{2 \cdot 85,5} + 5 \cdot 0,008 = 0,158 \text{ м}$, де Q_3 - поперечна сила в нормальному перерізі, що проходить через точку теоретичного обриву, визначається за епюре поперечних сил; q_{sw2} - те саме, що й у формулі (2.46); d - діаметр стрижня, що обривається;

Таким чином, довжина додаткових стрижнів дорівнюватиме $1960 + 158 + 158 \approx 2280 \text{ мм}$.

Приймаю два верхні робочі стрижні довжиною 2Ø16 A500C ($A_{s16} = 4,02 \text{ см}^2$) на всю розрахункову довжину прольоту із заведенням за внутрішні грані головних балок на величину $5d = 5 \cdot 16 = 80 \text{ мм}$.

Площа армування в піковій точці достатня, адже:

$$A_{s16} = 4,02 \text{ см}^2 > A_{s2}^{\text{верх}} = 3,79 \text{ см}^2,$$

Де A_{s16} - площа поперечного перерізу 2Ø16 A500C;

$A_{s2}^{\text{верх}}$ - необхідна площа верхнього армування над другою опорою.

3-й проліт:

Приймаю два нижніх робочих стрижні 2Ø12 A500C ($A_{s12} = 2,26 \text{ см}^2$) на всю розрахункову довжину прольоту із заведенням за внутрішні грані головних балок на величину $5d = 5 \cdot 12 = 60 \text{ мм}$ та два додаткових стрижні 2Ø8 A500C ($A_{s8} = 1,01 \text{ см}^2$) , що обриваються в прольоті. Площа армування в піковій точці достатня, адже:

$$A_{s12} + A_{s8} = 2,26 + 1,01 = 3,27 \text{ см}^2 > A_{s3}^{\text{низ}} = 3,06 \text{ см}^2,$$

де A_{s12} - те саме, що й у формулі (2.52);

A_{s8} - те саме, що й у формулі (2.56);

$A_{s3}^{\text{низ}}$ - необхідна площа нижнього армування в третьому прольоті.

Оскільки $\frac{Q_4}{2 \cdot q_{sw2}} = \frac{21,89}{2 \cdot 85,5} = 0,13 \text{ м} < h_0 = 0,32 \text{ м}$, необхідну довжину, на яку стрижні необхідно заводити за точки теоретичного обриву, знайду за формулою:

$$\omega_4 = \frac{Q_4}{2 \cdot q_{sw2}} + 5 \cdot d = \frac{21,89}{2 \cdot 85,5} + 5 \cdot 0,008 = 0,168 \text{ м};$$

де Q_4 - поперечна сила в нормальному перерізі, що проходить через точку теоретичного обриву, визначається за епюре поперечних сил; q_{sw2} - те саме, що й у формулі (2.46); d - діаметр стрижня, що обривається;

Таким чином, довжина додаткових стрижнів дорівнюватиме $2040 + 168 + 168 \approx 2380 \text{ мм}$.

Приймаю два верхніх робочих стрижні $2\emptyset 16 \text{ A500C}$ ($A_{s16} = 4,02 \text{ см}^2$) на всю розрахункову довжину прольоту із заведенням за внутрішні грані головних балок на величину $5d = 5 \cdot 16 = 80 \text{ мм}$, і два додаткових стрижнів над першою опорою $2\emptyset 14 \text{ A500C}$ ($A_{s14} = 3,08 \text{ см}^2$), що обриваються в прольотах.

Оскільки $\frac{Q_5}{2 \cdot q_{sw2}} = \frac{64,69}{2 \cdot 85,5} = 0,379 \text{ м} > h_0 = 0,32 \text{ м}$, необхідну довжину, на яку стрижні необхідно заводити за точки теоретичного обриву, знайду за формулою:

$$\omega_5 = 2 \cdot h_0 \cdot \left(1 - \frac{q_{sw2} \cdot h_0}{Q_5}\right) + 5 \cdot d = 2 \cdot 0,32 \cdot \left(1 - \frac{85,5 \cdot 0,32}{64,69}\right) + 5 \cdot 0,014 = 0,440 \text{ м};$$

де Q_5 — поперечна сила в нормальному перерізі, що проходить через точку теоретичного обриву, визначається за епюрою поперечних сил; q_{sw2} - те саме, що й у формулі (2.46); d - діаметр стрижня, що обривається; h_0 - те саме, що й у формулі (2.39).

Таким чином, довжина додаткових стрижнів дорівнюватиме $800 + 440 + 440 = 1680 \text{ мм}$.

Площа армування в піковій точці достатня, адже:

$$A_{s16} + A_{s14} = 4,02 + 3,08 = 7,10 \text{ см}^2 > A_{s3}^{\text{верх}} = 6,46 \text{ см}^2,$$

де A_{s16} - площа поперечного перерізу $2\emptyset 16 \text{ A500C}$;

A_{s14} - площа поперечного перерізу арматур $2\emptyset 14$ и A500C ;

$A_{s3}^{\text{верх}}$ - необхідна площа верхнього армування над третьою опорою.

4-й проліт:

Приймаю два нижніх робочих стрижні $2\emptyset 12 \text{ A500C}$ ($A_{s12} = 2,26 \text{ см}^2$) на всю розрахункову довжину прольоту із заведенням за внутрішні грані головних

балок на величину $5d = 5 \cdot 12 = 60$ мм та два додаткових стрижні $2\phi 12$ A500C ($A_{s12} = 2,26 \text{ см}^2$), що обриваються в прольоті. Площа армування в піковій точці достатня, адже:

$$A_{s12} + A_{s12} = 2,26 + 2,26 = 4,52 \text{ см}^2 > A_{s4}^{\text{низ}} = 4,48 \text{ см}^2,$$

де A_{s12} - те саме, що й у формулі (2.52);

$A_{s4}^{\text{низ}}$ - необхідна площа нижнього армування в третьому прольоті.

Оскільки $\frac{Q_6}{2 \cdot q_{sw2}} = \frac{35,63}{2 \cdot 85,5} = 0,21 \text{ м} < h_0 = 0,32 \text{ м}$, , необхідну довжину, на яку стрижні необхідно заводити за точки теоретичного обриву, знайдемо за формулою: $\omega_6 = \frac{Q_6}{2 \cdot q_{sw2}} + 5 \cdot d = \frac{35,63}{2 \cdot 85,5} + 5 \cdot 0,012 = 0,268 \text{ м}$; де Q_6 - поперечна сила в нормальному перерізі, що проходить через точку теоретичного обриву, визначається за епюре поперечних сил; q_{sw2} - те саме, що й у формулі (2.46); d - діаметр стрижня, що обривається.

Таким чином, довжина додаткових стрижнів дорівнюватиме $3430 + 268 + 268 \approx 3970 \text{ мм}$.

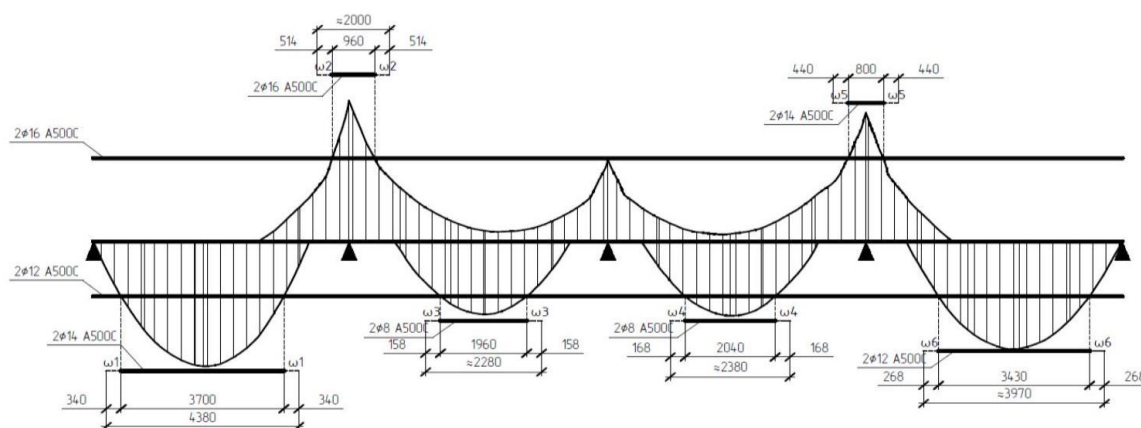


Рисунок 2.14 - Призначення армування відповідно до епюри огинальних моментів

РОЗДІЛ 3

БЕЗПЕКА ЖИТТЄДІЯЛЬНОСТІ, ОСНОВИ ОХОРОНИ ПРАЦІ

Під час виконання робіт на влаштування залізобетонних конструкцій необхідно дотримуватися вимог [32-33].

На межі території будівельного майданчика, щоб уникнути доступу сторонніх осіб, має бути виконана огорожа.

Особи, відповідальні за утримання будівельних машин у працездатному стані, зобов'язані забезпечувати технічне обслуговування і ремонт згідно з вимогами експлуатаційних документів заводу-виробника.

До машиністів вантажопідіймальних машин повинні пред'являтися додаткові вимоги з безпеки та охорони праці. До роботи з експлуатації автобетононасоса допускаються особи не молодше 21 року, які пройшли спеціальний медичний огляд. Машиніст автобетононасоса зобов'язаний мати водійське посвідчення з правом керування транспортними засобами категорії "С" і машиніста бетононасосних установок не нижче 4 розряду, повинен вивчити конструкцію автобетононасоса та пройти інструктаж з безпеки та охорони праці. Організації та фізичні особи, які застосовують машини, транспортні засоби, виробниче обладнання та інші механізми, повинні забезпечувати їх працездатний стан.

Перелік несправностей, за яких забороняється експлуатація засобів механізації, визначається згідно з документацією заводу-виготовлювача цих засобів.

У кабіні машиніста автобетононасоса повинен бути встановлений надійний радіо- і телефонний зв'язок з місцем бетонування.

Під час бетонування необхідно контролювати виносні опори автобетононасоса і за необхідності їх вирівнювати.

Забороняється ліквідація пробок шляхом збільшення тиску в системі понад максимальний.

З'єднувати сталеві труби бетоновода з гумовотканинними шлангами необхідно за допомогою інвентарних хомутів на болтах. Застосовувати в цих цілях дрiт забороняється.

Забороняється перегинати шланги з бетонною сумішшю, що рухається.

Над бетоноводами, укладеними в місцях постійного руху людей або транспортних засобів, встановлюються спеціальні містки і переходи.

Щоб уникнути перекидання автобетононасоса забороняється подовжувати кінцевий шланг стріли.

Забороняється проводити роботи під стрілою автобетононасоса, а також піднімати стрілою будь-які вантажі.

Під час роботи в нічний час має бути забезпечено достатнє освітлення стоянки автобетононасоса і місця укладання бетонної суміші відповідно освітленості будівельних майдачиків.

Технічне обслуговування і ремонт автобетононасоса, монтаж, демонтаж бетонопроводу проводяться тільки після зупинки двигуна і скидання тиску в системі до атмосферного.

Роз'єднання бетоноводів виконується робітниками в захисних окулярах.

Під час переміщення автобетононасоса своїм ходом мають дотримуватися вимоги правил дорожнього руху .

Під час переміщення автобетононасос має перебувати в транспортному положенні.

Пересування автобетононасоса з повністю або частково висунутою стрілою забороняється.

Під час ущільнення бетонної суміші електровібраторами переміщати вібратор за струмоведучі шланги не допускається, а під час перерв у роботі та при переході з одного місця на інше електровібратори необхідно відключати.

Зварювальні роботи повинні виконуватися відповідно до вимог [32-33]. Пересувні джерела зварювального струму на час їх пересування необхідно відключати від мережі.

Не допускається проводити ремонт зварювальних установок під напругою.

Довжина первинного ланцюга між пунктом живлення і пересувною зварювальною установкою не повинна перевищувати 10 м. Ізоляція проводів має бути захищена від механічних ушкоджень (ці вимоги не стосуються живлення установки по тролейній системі).

При виконанні електрозварювальних робіт на відкритому повітрі над установками і зварювальними постами повинні бути споруджені навіси з вогнетривких матеріалів. За відсутності навісів електрозварювальні роботи під час дощу або снігопаду повинні бути припинені.

До роботи з електрозварювання допускаються особи, які пройшли відповідне навчання, інструктаж і перевірку знань вимог безпеки з оформленням у спеціальному журналі та мають кваліфікаційне посвідчення.

Під час влаштування на роботу електрозварювальники повинні пройти попередній медичний огляд, а при подальшій роботі в установленому порядку проходити періодичні медичні огляди.

Електрозварникам необхідно мати кваліфікаційну групу з електробезпеки не нижче II.

Електрозварювальники повинні забезпечуватися засобами індивідуального захисту відповідно до типових галузевих норм видачі спецодягу, спецвзуття та запобіжними пристосуваннями.

Елементи каркасів арматури необхідно пакетувати з урахуванням умов їхнього підйому, складування і транспортування до місця монтажу. Під час обробки стрижнів арматури, що виступають за габарити верстата, необхідно огорожувати робоче місце, а у 2-х сторонніх верстатів, окрім цього, розділяти верстак посередині металевою сіткою заввишки не менше 1 м. Під час різання стрижнів арматури верстатами на відрізки завдовжки менше ніж 0,3 м застосовувати пристосування, що запобігають їхньому розльоту.

Необхідно закривати щитами торцеві частини стрижнів арматури в місцях загальних проходів, що мають ширину менше 1 м.

Щоб уникнути перевантаження риштувань, не допускається зберігання на них запасів арматури.

Забороняється перебувати на каркасі до його остаточного встановлення і розкріплення та залишати без закріплення встановлену арматуру.

При виконанні робіт на висоті робочий майданчик повинен бути огорожений інвентарною огорожею заввишки не менше 1,2 м з відбійною дошкою по низу огорожі заввишки 10 см.

Для проходу людей при бетонуванні конструкції по арматурних каркасах повинні бути укладені дерев'яні настили. Забороняється працювати з неперевіраних риштувань, риштувань, а також настилів, покладених на випадкові нестійкі опори.

Пожежну безпеку на будівельному майданчику слід забезпечувати відповідно до вимог [17]. Усі, хто працює, мають бути проінструктовані з правил пожежної безпеки. У кожній зміні має бути призначений відповідальний за протипожежну безпеку. Будівельний майданчик має бути забезпечений протипожежним обладнанням та інвентарем згідно з [18]. Характер протипожежного обладнання встановлюють за погодженням із місцевими органами державного пожежного нагляду залежно від ступеня пожежної небезпеки об'єкта та його державного значення.

Для дотримання екологічних норм на будівельному майданчику розміщують ємність для зливу забрудненої води після промивання бетононасоса та установку для миття коліс зі зворотним циклом водопостачання. Забороняється спалювання будівельного сміття на майданчику. Будівельне сміття має бути вивезено, для чого використовуються контейнери

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

У кваліфікаційній роботі розроблено проєкт офісно-торгового комплексу в м. Коломия. Проєктне рішення сформовано для багатофункціональної громадської будівлі, у якій об'єднано торговельні площі, приміщення для зберігання товарів, адміністративно-офісну частину, приміщення персоналу, технічні зони та санітарно-побутове обслуговування відвідувачів.

Поставленої мети досягнуто шляхом опрацювання архітектурно-планувальних, конструктивних, фундаментних і безпекових рішень. У роботі враховано умови сформованої міської забудови, потребу в раціональному розподілі функцій за поверхами, вимоги доступності, пожежної безпеки, енергоефективності та надійної роботи монолітного залізобетонного каркаса.

Будівлю запроєктовано чотириповерховою, окремо розташованою, з прямокутною конфігурацією в плані. Загальна площа комплексу становить 5673,63 м², площа забудови — 1618,67 м², а будівельний об'єм — 37848,6 м³. Торговельна площа об'єкта складає 3036,86 м², площа офісних приміщень — 550,91 м². Такі показники відповідають функціональному призначенню будівлі та забезпечують поєднання торговельної й адміністративної діяльності в межах єдиного комплексу.

Планування земельної ділянки передбачає транспортне обслуговування комплексу, можливість під'їзду пожежної техніки, організацію руху відвідувачів, благоустрій і врахування навколишньої житлової та громадської забудови. Відносно рівний рельєф ділянки дозволив прийняти раціональне розміщення будівлі, під'їздів і прилеглих майданчиків.

Функціональне вирішення комплексу побудовано за поверховим принципом. На першому поверсі розміщено гіпермаркет, складські та службові приміщення; на другому і третьому — торговельні зали, маркети, бутіки та заклади швидкого харчування; на четвертому — офіси, конференц-зал, приміщення ІТ-відділу, бухгалтерії, логістики, кадрів, юридичного супроводу та

керівництва. Таке розташування приміщень забезпечує логічний поділ потоків відвідувачів, працівників, товарів і технічного обслуговування.

Вертикальні комунікації організовано через дві сходові клітки, пасажирські та вантажний ліфти. На кожному поверсі передбачено санітарні вузли, приміщення для персоналу, ліфтові холи та зони безпеки для маломобільних груп населення. Запроєктовані рішення сприяють безперешкодному користуванню будівлею та забезпечують належні умови евакуації у разі пожежі.

Архітектурний образ комплексу сформовано поєднанням вентиляованого фасаду з фіброцементних плит, вітражного скління та світлопрозорих конструкцій. Зовнішні стіни запроєктовано з цегляної кладки, мінераловатного утеплювача та вентиляованого фасаду, що забезпечує належні теплозахисні властивості огорожувальних конструкцій. Плоске покриття з внутрішнім водостоком, енергоефективні склопакети, утеплення стін і покрівлі сприяють зменшенню експлуатаційних тепловтрат.

Для внутрішнього оздоблення приміщень прийнято матеріали відповідно до умов їх використання. У торговельних та офісних приміщеннях передбачено зносостійкі покриття, у санітарних вузлах — вологостійке облицювання та гідроізоляцію, у вхідних зонах, на сходах і пандусах — неслизькі керамогранітні покриття. Це забезпечує зручність експлуатації, можливість регулярного прибирання та безпечне переміщення відвідувачів.

Конструктивна система будівлі прийнята монолітною залізобетонною каркасною. До її складу входять монолітні колони, балки, ребристі плити перекриттів, діафрагми жорсткості, стіни сходових кліток і ліфтових шахт. Просторова жорсткість споруди забезпечується спільною роботою поздовжніх і поперечних рам, дисків перекриттів і монолітних діафрагм жорсткості.

У розрахунково-конструктивному розділі виконано компоновання монолітного ребристого перекриття з балковими плитами. Було розглянуто два варіанти розміщення головних і другорядних балок, що дало змогу обрати раціональну схему роботи перекриття. Для прийнятого варіанта виконано розрахунок і конструювання плити та другорядної балки за граничними станами.

Призначене армування забезпечує необхідну несучу здатність, жорсткість і тріщиностійкість елементів перекриття.

Фундаментне рішення прийнято пальовим із монолітними залізобетонними ростверками. Його вибір обґрунтовано інженерно-геологічними умовами ділянки, наявністю водонасичених ґрунтів і необхідністю надійного передавання навантажень від чотириповерхового каркаса на основу. Забивні палі та ростверки забезпечують стійку роботу будівлі в процесі експлуатації.

У роботі передбачено комплекс заходів із пожежної безпеки: нормативні евакуаційні шляхи, доступ пожежно-рятувальних підрозділів до будівлі, протидимний захист, зони безпеки для маломобільних груп населення та використання матеріалів із необхідними показниками пожежної небезпеки. Додатково розглянуто заходи щодо зниження шуму й вібрацій, гідро- та пароізоляції, природного освітлення й підтримання нормативних санітарно-гігієнічних умов.

Розділ безпеки життєдіяльності та охорони праці містить вимоги до організації будівельного майданчика, безпечного виконання будівельно-монтажних процесів, застосування засобів індивідуального захисту, роботи з механізмами та утримання робочих місць. Передбачені заходи спрямовані на запобігання виробничому травматизму та зменшення ризиків під час виконання робіт.

У роботі послідовно виконано основні завдання проектування: розроблено генеральний план, визначено функціональну структуру будівлі, прийнято архітектурні, конструктивні, фундаментні та інженерні рішення, обґрунтовано систему монолітного каркаса, виконано розрахунок ребристого перекриття, а також опрацьовано заходи з пожежної безпеки, доступності й охорони праці. Прийняті рішення є взаємопов'язаними та відповідають темі бакалаврської кваліфікаційної роботи.

БІБЛІОГРАФІЯ

1. Ясній В.П., Конончук О.П., Мещерякова О.М., Коваль І.В., Сорочак А.П. Методичні вказівки для виконання кваліфікаційної роботи бакалавра за спеціальністю 192 “Будівництво та цивільна інженерія”. Вид. ТНТУ, Тернопіль, 2025. – 59 с.
2. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи. Норми проектування. – К.: Мінрегіонбуд України, 2006 (зі змінами №1, чинними з 01.06.2020). – 68 с.
3. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Будівельна кліматологія. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010 (чинний з 01.11.2011)
4. ДБН В.2.6-198:2014 Сталеві конструкції. Норми проектування.
5. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції.
6. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 Конструкції будинків і споруд. Конструкції сталезалізобетонні. Загальні технічні умови. – К.: Мінрегіон України, 2010. – 83 с.
7. ДБН В.1.1-12:2006 Будівництво у сейсмічних районах України. – К.: Мінрегіонбуд України, 2006. – 96 с
8. Ігнат'єва, В. Б. (2019). Посилення несучих конструкцій фіброармованими системами та сталевими конструкціями. *Матеріали XXI наукової конференції Тернопільського національного технічного університету імені Івана Пулюя*, 102-104.
9. Підгурський, М. І., Підгурський, І. М., Сташків, М. Я., Ігнат'єва, В. Б., Данильченко, С., Биків, Д., & Підлужний, О. (2023). Особливості дослідження напружено-деформівного стану будівельних сталевих перфорованих балок методом скінчених елементів. *Вісник Тернопільського національного технічного університету*, 111(3), 126-138..
10. ДСТУ Б В.2.6-9:2008 Конструкції будинків і споруд. Профілі сталеві холодногнуті. Технічні умови. – К.: Мінрегіонбуд України, 2008. – 32 с.
11. Ігнат'єва, В. Б., & Скакун, Д. В. (2018, November). Залежність фізико-

механічних властивостей бетонних сумішей від виду модифікуючи добавок. In *Konferencja międzynarodowa "Naukowy i innowacyjny potencjał prezentacji"*.

12. Мещерякова, О. М., & Ясній, В. П. (2022). Vim: ефективний інструмент для реконструкції будівель та споруд. Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві, 18, 61-70.

13. Ігнат'єва, В. Б., & Шинкляр, Н. В. (2019, October). Аналіз способів посилення залізобетонних будівельних конструкцій. In *Scientific discoveries: projects, strategies and development*. European Scientific Platform.

14. Закон України "Про пожежну безпеку". – Київ: Верховна Рада України, 1993.

15. ДБН А.3.2-2-2009 Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення.

16. ДБН В.2.2-15:2019 Будинки і споруди. Житлові будинки. Основні положення.

17. ДБН В.1.1-7:2016 Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги. – К.: Мінрегіонбуд України, 2016. – 96 с.

18. ДБН В.1.2-7:2021 Основні вимоги до будівель і споруд. Пожежна безпека. – К.: Мінрегіон, 2021.

19. ДСТУ Б В.2.2-29:2011 Будинки і споруди. Будівлі підприємств. Параметри.

20. ДСТУ Б В.2.7-233:2010 Будівельні матеріали. Склопакети клеєні. Технічні умови. – К.: Мінрегіон України, 2010. – 38 с.

21. ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція та енергоефективність будівель. – К.: Мінрегіон України, 2021 (чинний з 01.09.2022). – 23 с.

22. ДСТУ Б EN ISO 10077-1:2016 Теплотехнічні характеристики вікон, дверей та віконниць. Розрахунок коефіцієнта теплопередачі. Частина 1. Загальна методика. – К.: Мінрегіон України, 2016. – 37 с.

23. ДСТУ Б EN 15251:2011 Розрахункові параметри мікроклімату приміщень для проектування та оцінки енергетичних характеристик будівель з урахуванням якості повітря, теплового комфорту, освітлення та акустики (EN

15251:2007, IDT). – К.: Мінрегіон України, 2011. – 72 с.

24. ДБН В.2.6-31:2016. Покриття підлог. — Київ: Мінрегіонбуд України, 2016.

25. ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд / Мінрегіонбуд України. — Київ: ДП «ДНДІБК», 2018. — Чинний з 01.01.2019.

26. ДСТУ 9208:2022 Бетони важкі. Технічні умови.

27. ДСТУ Б В.2.6-65:2008. Конструкції будинків і споруд. Палі залізобетонні забивні. Конструкція і розміри. — Київ: Мінрегіонбуд України, 2008.

28. ДБН А.3.1-5:2016. Організація будівельного виробництва. — Київ: Мінрегіонбуд України, 2016. – 64 с.

29. Ihnatieva, V. Mykola Pidgurskyi; Ivan Pidgurskyi; Mykola Stashkiv; Viktoriia Ihnatieva; Svitlana Danylchynko; Denys Bykiv; Oleh Pidluzhnyi.

30. Mykhailo, H., Ihnatieva, V., & Denys, B. (2024). Influence of mass distribution on natural vibrations of a reinforced concrete building frame..

31. ДСТУ Б В.2.8-10-98:1999. Стропи вантажні. Класифікація, параметри та розміри. Технічні вимоги. — Київ: Держбуд України, 1999.

32. ДБН А.3.2-2:2009. Охорона праці та промислова безпека в будівництві. — Київ: Мінрегіон України, 2009. – 38 с.

33. ДБН В.1.2-5:2007. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. — Київ: Мінрегіонбуд України, 2007. – 50 с.