

Міністерство освіти і науки України
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя
(повне найменування вищого навчального закладу)

Факультет інженерії машин, споруд і технологій
(назва факультету)

Кафедра будівельної механіки
(повна назва кафедри)

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

бакалавр
(назва освітнього ступеня)

на тему: **Проект гуртожитку з вбудованими приміщеннями
громадського призначення**

Виконав(ла): студент(ка) 4 курсу, групи МБз-41
спеціальності 192

Будівництво та цивільна інженерія
(шифр і назва спеціальності)

	<u>Бавдис М.В.</u> (підпис) (прізвище та ініціали)
Керівник	<u>Ковальчук Я.О.</u> (підпис) (прізвище та ініціали)
Нормоконтроль	<u>Мещерякова О.М.</u> (підпис) (прізвище та ініціали)
Завідувач кафедри	<u>Ясній В.П.</u> (підпис) (прізвище та ініціали)
Рецензент	<u>Качка О.І.</u> (підпис) (прізвище та ініціали)

Тернопіль
2026

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)

« » 2026 р.

З А В Д А Н Н Я НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ

на здобуття освітнього ступеня Бакалавр
(назва освітнього ступеня)

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

студенту Бавдису Мар'яну Володимировичу
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проект гуртожитку з вбудованими приміщеннями громадського призначення

Керівник роботи Ковальчук Ярослав Олексійович, к.т.н., доцент кафедри БМ
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом ректора від «08» квітня 2026 року № 4/9-175

2. Термін подання студентом завершеної роботи 8 червня 2026 року

3. Вихідні дані до роботи Об'єкт проектування -гуртожиток, конструктивна схема-змішана Район будівництва – місто Тернопіль

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

Теоретичний розділ (аналіз аналогів, вимоги до гуртожитків). Архітектурно- будівельний розділ. Розрахунково-конструктивний. розділ. Безпека життєдіяльності, основи охорони праці.

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

План першого поверху. План типового поверху. Фасад. Характерий розріз

Вузли. План фундаменту.

6. Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Безпека життєдіяльності, основи охорони праці	Окіпний І.Б., к.т.н., зав. кафедри МТ		

7. Дата видачі завдання 24.01.26**КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН**

№ з/п	Назва етапів роботи	Термін виконання етапів роботи	Примітка
1	Вступ	06.05.2026	
2	Розділ 1 Архітектурно-будівельний	12.05.2026	
3	Розділ 2 Розрахунково-конструкторський	20.05.2026	
4	Розділ 3 Основи та фундаменти	04.06.2026	
5	Розділ 4 Безпека життєдіяльності, основи охорони праці	08.06.2026	
6	Висновок	11.06.2026	
7			
8			
9			
10			
11			
12			
13			
14			
15			
16			
17			
18			

Студент

(підпис)

Бавдис М.В.

(прізвище та ініціали)

Керівник роботи

(підпис)

Ковальчук Я.О.

(прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП	6
РОЗДІЛ 1 ТЕОРЕТИЧНИЙ.....	8
1.1 Загальна характеристика та класифікація гуртожитків	8
1.2 Нормативно-правова база проєктування гуртожитків в Україні	9
1.3 Досвід проєктування студентських гуртожитків.....	11
1.4 Висновки за розділом 1	13
РОЗДІЛ 2 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ.....	14
2.1 Дані про район і ділянку будівництва.....	14
2.1.1 Кліматичні умови.....	14
2.1.2 Інженерно-геологічні та гідрологічні умови ділянки	15
2.2 Генеральний план.....	15
2.2.1 Обґрунтування прийнятого рішення.....	15
2.2.2 Розрахунок кількості майданчиків та автостоянок для постійного татимчасового зберігання автомобілів.....	17
2.2.3 Розпланування, забудова та організація рельєфу ділянки	17
2.2.4 Техніко-економічні показники по генплану	18
2.3 Архітектурно-планувальні рішення	18
2.3.1 Характеристика технологічного чи функціонального процесу	18
2.3.2 Опис прийнятого рішення та його обґрунтування	18
2.3.3 Техніко-економічні показники	21
2.4 Енергоефективність	21
2.4.1 Теплотехнічний розрахунок огорожуючих конструкцій.....	21
2.4.2 Заходи щодо підвищення енергоефективності	25
2.5 Конструктивні рішення	25
2.6 Інженерні мережі і обладнання.....	28
2.7 Доступність для маломобільних груп населення (МГН).....	28
2.8 Висновки за розділом 2	29
РОЗДІЛ 3 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ	31

3.1	Збір навантажень	31
3.2	Основи та фундаменти.....	31
3.2.1	Порівняння можливих типів фундаментів	31
3.2.2	Визначення глибини закладання фундаменту	33
3.2.3	Конструктивна глибина закладання (модульний підбір).....	34
3.2.4	Збір навантажень на фундамент	35
3.2.5	Визначення розмірів підшви стрічкового фундаменту.....	36
3.2.6	Перевірка тиску під підшвою фундаменту	37
3.2.7	Підбір фундаментних блоків та подушок.....	38
3.3	Розрахунок плити перекриття.....	40
3.3.1	Параметри плити	41
3.3.2	Визначення геометричних характеристик перерізу	42
3.3.3	Збір навантажень.....	43
3.3.4	Статичний розрахунок плити	45
3.3.5	Втрати попередньої напруги та зусиль обтиску	45
3.3.6	Розрахунок міцності нормального перерізу.....	47
3.3.7	Розрахунок міцності похилих перерізів	48
3.3.8	Розрахунок на утворення тріщин, нормальних до поздовжньої осі.....	50
3.3.9	Розрахунок за деформаціями (прогини)	51
3.4	Висновки за розділом 3	52
РОЗДІЛ 4 БЕЗПЕКА ЖИТТЄДІЯЛЬНОСТІ, ОСНОВИ ОХОРОНИ ПРАЦІ		54
4.1	Охорона праці.....	54
4.1.1	Заходи із забезпечення безпечних умов праці при виконанні будівельно-монтажних робіт.....	56
4.1.2	Безпека при покрівельних та фасадних роботах.....	58
4.2	Заходи з пожежної безпеки на будівельному майданчику	59
4.2.1	Заходи із зниження рівня шуму та вібрації	60
4.3	Безпека в надзвичайних ситуаціях	60
4.4	Висновки за розділом 4	61

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ.....	62
БІБЛІОГРАФІЯ.....	64

ВСТУП

Сучасна соціокультурна та геополітична ситуація в Україні також зумовила виникнення нових викликів. Студентські гуртожитки та інші подібні об'єкти часто стають прихистком для внутрішньо переміщених осіб (ВПО), які постраждали внаслідок бойових дій.

Актуальність теми кваліфікаційної роботи зумовлена потребою у створенні сучасного, безпечного, енергоефективного та комфортного житла для студентів. Гуртожиток є важливим елементом інфраструктури закладу освіти, оскільки забезпечує умови для тимчасового проживання, навчання, відпочинку та соціальної взаємодії мешканців. У сучасних умовах до таких будівель висувуються підвищені вимоги щодо функціональності планувальних рішень, надійності конструкцій, пожежної безпеки, енергоефективності, інклюзивності та безпечної експлуатації.

Особливої уваги потребує проєктування гуртожитків із вбудованими приміщеннями громадського призначення, оскільки такі об'єкти поєднують житлову, адміністративну, побутову, навчальну та громадську функції. Це вимагає раціонального зонування будівлі, зручної організації потоків мешканців і відвідувачів, забезпечення нормативних умов інсоляції, вентиляції, теплоізоляції, евакуації та доступності для маломобільних груп населення.

Метою кваліфікаційної роботи є розроблення проєкту гуртожитку з вбудованими приміщеннями громадського призначення у м. Тернополі з урахуванням архітектурно-планувальних, конструктивних, інженерних, енергоефективних та безпекових вимог.

Для досягнення поставленої мети необхідно вирішити такі завдання:

- проаналізувати особливості проєктування гуртожитків, їх типи, нормативні вимоги та сучасний досвід будівництва;
- прийняти архітектурно-планувальні рішення будівлі, визначити функціональне зонування поверхів, склад приміщень і основні техніко-економічні показники;

- обґрунтувати конструктивну схему будівлі, основні несучі та огорожувальні конструкції;
- виконати теплотехнічний розрахунок огорожувальних конструкцій та передбачити заходи з підвищення енергоефективності;
- виконати розрахунок основ і фундаментів;
- виконати розрахунок круглопустотної попередньо напруженої плити перекриття за міцністю, тріщиностійкістю та деформаціями;
- розробити заходи з охорони праці, пожежної безпеки та безпеки в надзвичайних ситуаціях.

Об'єктом проектування є будівля гуртожитку з вбудованими приміщеннями громадського призначення у м. Тернополі.

У процесі виконання кваліфікаційної роботи використано чинні державні будівельні норми, нормативні документи з проектування житлових і громадських будівель, основ і фундаментів, залізобетонних конструкцій, теплової ізоляції, пожежної безпеки, доступності для маломобільних груп населення та охорони праці.

Ключові слова: ГУРТОЖИТОК, НЕСУЧІ СТІНИ, ЗБІРНИЙ ФУНДАМЕНТ, КРУГЛОПУСТОТНА ПЛИТА ПЕРЕКРИТТЯ.

РОЗДІЛ 1

ТЕОРЕТИЧНИЙ

1.1 Загальна характеристика та класифікація гуртожитків

Гуртожиток як тип будівлі є спеціалізованим житлом для тимчасового чи постійного проживання певних категорій населення - студентів, робітників, військовослужбовців тощо. Проектування таких об'єктів вимагає комплексного підходу, що охоплює містобудівний, архітектурно-планувальний, конструктивний та технологічний аспекти.

Відповідно до чинного ДБН В.2.2-15:2019 «Житлові будинки. Основні положення» та ДБН В.2.2-9:2018 «Громадські будинки та споруди», гуртожитки відносяться до спеціалізованих житлових будинків і класифікуються за кількома ознаками. За контингентом мешканців гуртожитки поділяються на: студентські — для здобувачів вищої та фахової передвищої освіти; робітничі — для працівників підприємств та установ; сімейні — для сімей із дітьми (в тому числі молодих сімей); змішані — для різних категорій мешканців. У межах даної кваліфікаційної роботи розглядається студентський гуртожиток. За поверховістю гуртожитки класифікують на малоповерхові (до 4 поверхів), середньоповерхові (5–9 поверхів) та багатоповерхові (10 поверхів і вище).

Відповідно до ДБН В.1.1-7:2016 «Пожежна безпека об'єктів будівництва» поверховість суттєво впливає на вимоги до шляхів евакуації, протипожежних відстаней та облаштування систем пожежогасіння.

За конструктивною схемою гуртожитки переважно проєктуються із поперечними несучими стінами, з поздовжніми несучими стінами, а також у каркасному виконанні. Вибір конструктивної схеми визначається архітектурно-планувальними рішеннями, геологічними умовами майданчика та техніко-економічними показниками.

За об'ємно-планувальним рішенням гуртожитки бувають коридорного, секційного та галерейного типів. Найбільш поширеним в українській практиці є коридорний тип із центральним коридором, що забезпечує раціональне

використання площі та зручні зв'язки між кімнатами і допоміжними приміщеннями.

1.2 Нормативно-правова база проєктування гуртожитків в Україні

Основним нормативним документом є ДБН В.2.2-15:2019 «Житлові будинки. Основні положення», який встановлює вимоги до планування жилих приміщень, інсоляції, освітленості, звукоізоляції та загальних технічних характеристик. Зокрема, площа однієї кімнати в гуртожитку має становити не менше 8,0 м² при довжині не менше 2,5 м. Для кімнат на одного студента рекомендована мінімальна площа — 9,0 м², для кімнат на двох студентів — 12,0 м² з розрахунком 6,0 м² на одну особу, а висота жилих приміщень — не менше 2,5 м від підлоги до стелі. Кожна одиниця житла повинна мати вбиральню з унітазом та ванну або душ. Рекомендується передбачувати спільні приміщення: кухні, їдальні, бібліотеки, навчальні зали, спортивні й культурні центри для організації колективної діяльності студентів.

До складу гуртожитку доцільно включати:

- хол (вестибюль) — приміщення для зустрічей відвідувачів;
- зал очікування та реєстрація;
- приміщення управління;
- прального обладнання та ремонтні майстерні;
- парковки та складські приміщення.

Санітарно-гігієнічні вимоги до гуртожитків визначаються ДСП 173-96 «Державні санітарні правила планування та забудови населених пунктів». Ці документи встановлюють норми природного та штучного освітлення, вентиляції, водопостачання та каналізації, а також вимоги до збирання та видалення відходів.

Питання забезпечення пожежної безпеки регулюються ДБН В.1.1-7:2016 «Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги» та ДСТУ EN 1990:2012, які встановлюють вимоги до ступеня вогнестійкості конструкцій, розміщення сходових кліток, ширини евакуаційних шляхів і виходів. Для гуртожитків висотою

понад 9 поверхів обов'язковим є встановлення систем автоматичного пожежогасіння.

Вимоги до енергоефективності будівель визначаються ДБН В.2.6-31:2021 «Теплова ізоляція і енергозбереження будівель» та ДСТУ EN ISO 13790. Мінімальний опір теплопередачі зовнішніх стін для кліматичних умов центральної України становить $R \geq 4,0 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт}$, що є обов'язковим при розробці теплотехнічного розрахунку огорожуючих конструкцій.

Вимоги щодо доступності будівель для маломобільних груп населення (МГН) встановлюються ДБН В.2.2-40:2018 «Інклюзивність будівель і споруд». Відповідно до цих норм у гуртожитках передбачається облаштування пандусів, ліфтів та адаптованих санітарних вузлів. Частка кімнат, пристосованих для осіб з інвалідністю, визначається завданням на проєктування, але як правило становить не менше 5% від загальної кількості.

Вибір конструктивної системи є ключовим інженерним рішенням при проєктуванні гуртожитку, оскільки саме вона визначає просторову жорсткість будівлі, характер розподілу навантажень, технологію зведення та техніко-економічні показники проєкту. Вибір конструктивної системи залежить від низки факторів: кількості поверхів, наявної матеріально-технічної бази, місцевих кліматичних умов, архітектурної композиції та економічних показників.

Каркасна конструктивна система характеризується тим, що вертикальні навантаження сприймаються системою колон, а горизонтальні — рамами або ядрами жорсткості. Переваги каркасної системи: свобода планування, можливість влаштування великих прольотів (до 9–12 м), висока технологічність зведення. Для гуртожитків каркасна система застосовується при необхідності забезпечити гнучкість планувальних рішень або при великих прольотах у зоні громадських приміщень першого поверху.

Стінова (безкаркасна) конструктивна система заснована на спільній роботі поздовжніх і поперечних несучих стін з жорстко з'єднаними з ними перекриттями. Ця система забезпечує високу жорсткість будівлі в цілому і є найбільш поширеною для середньоповерхових (до 9 поверхів) цивільних будівель, у тому числі

гуртожитків, оскільки відповідає їх регулярному поперечно-секційному плануванню із кроком несучих стін 3,0–4,2 м.

1.3 Досвід проєктування студентських гуртожитків

Переважає більшість існуючого фонду студентського житла в Україні була зведена у 1960–1980-х роках за типовими проєктами серії 1-464, 1-335 та їх модифікацій. Вони являють собою великопанельні або цегляні будівлі з поперечними несучими стінами і збірними залізобетонними плитами перекриттів серії ПК (порожнисті плити). Такі конструктивні рішення відрізнялися технологічністю заводського виготовлення, але мають значні недоліки: жорстке планування, низьку звукоізоляцію стиків між панелями та незадовільну теплоізоляцію зовнішніх стін ($R \approx 0,8\text{--}1,2 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт}$ при сучасній нормі $4,0 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт}$). Ці будівлі є морально та фізично застарілими об'ємно-планувальними рішеннями. З початку 2000-х років в Україні з'явилися нові підходи до проєктування студентського житла, орієнтовані на підвищення комфорту та відповідність сучасним стандартам. Показовими прикладами є гуртожитки Національного технічного університету України «Київський політехнічний інститут імені Ігоря Сікорського», де в окремих корпусах реалізовано блокове планування з самостійними санвузлами на кожен блок із 2–3 кімнат. Тенденцією останніх років є перехід від суто коридорного до змішаного планування, що поєднує переваги секційного та коридорного типів. Подібні рішення передбачають групування жилих кімнат навколо спільних кухонь-їдалень та зон відпочинку, що сприяє формуванню студентської спільноти та підвищує соціальну якість житла. Такий підхід реалізовано в гуртожитках Львівської політехніки та Харківського національного університету міського господарства.



Рисунок 1.1 - Будівництво нового університетського гуртожитку НУЛП

У зарубіжній практиці проєктування студентського житла спостерігаються кілька визначальних конструктивних тенденцій. Широкого застосування набула технологія Cross-Laminated Timber (CLT) — масивних дерев'яних панелей з перехресним розташуванням шарів деревини. Дослідження, опубліковані у *Journal of Building Engineering* (Smith, R. et al., 2022), підтверджують, що CLT-конструкції для 5–8-поверхових гуртожитків дозволяють скоротити терміни зведення на 20–30% порівняно з монолітним залізобетоном при зменшенні вуглецевого сліду будівлі на 40–60%. Показовим прикладом є студентський гуртожиток Brock Commons Tallwood House в Університеті Британської Колумбії (Канада, 2017) — 18-поверхова CLT-будівля, що є одним із найвищих дерев'яних студентських гуртожитків у світі.

У США та Австралії значного поширення набуло застосування попередньо напруженого монолітного перекриття (post-tensioned flat slab) у студентських гуртожитках висотою 10–20 поверхів. Попереднє напруження дозволяє зменшити товщину плити перекриття на 20–25% і збільшити прольоти між опорами до 9–12 м без балок, що забезпечує максимальну свободу планування. Значного поширення набуло застосування попередньо напруженого монолітного перекриття (post-tensioned flat slab) у студентських гуртожитках висотою 10–20 поверхів. Попереднє напруження дозволяє зменшити товщину плити перекриття на 20–25% і збільшити прольоти між опорами до 9–12 м без балок, що забезпечує максимальну свободу планування.

За об'ємно-планувальними рішеннями у світовій практиці спостерігаються наступні тенденції у розвитку гуртожитків:

- Підвищення комфортності проживання — сучасні гуртожитки все більше наближуються до апартаментів з індивідуальними кухнями, ванними кімнатами та сучасним обладнанням;
- Створення спільних просторів — розширення площ колективного користування для навчання, спілкування та дозвілля;
- Екологічність та енергоефективність — впровадження пасивного проектування, сонячних панелей, зеленої даху та озеленення повітря;
- Інклюзивність — забезпечення доступності для маломобільного населення;
- Цифровізація — впровадження «розумних» будинків з автоматизацією систем управління.

При проектуванні та будівництві активно застосовується метод Integrated Building Design (IBD), при якому архітектурне та конструктивне проектування ведуться паралельно з перших стадій на основі BIM-моделі (Building Information Modeling). За даними RIBA (Royal Institute of British Architects).

1.4 Висновки за розділом 1

становлено, що проектування гуртожитків потребує комплексного підходу з урахуванням архітектурно-планувальних, конструктивних, санітарно-гігієнічних, протипожежних, енергоефективних та інклюзивних вимог. Аналіз нормативної бази та сучасного досвіду будівництва студентського житла показав, що актуальними є рішення, які забезпечують комфортне проживання, раціональне використання площ, наявність спільних навчальних і побутових просторів, доступність для маломобільних груп населення та відповідність сучасним вимогам енергоефективності й безпеки. Отримані теоретичні положення використано як основу для подальшого розроблення архітектурно-будівельних і конструктивних рішень проєктованого гуртожитк

РОЗДІЛ 2

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

2.1 Дані про район і ділянку будівництва

Об'єкт проектування – студентський гуртожиток, пропонується до будівництва у місті Тернополі. Земельна ділянка площею 0,6888 га (6888 м²) має прямокутну форму, рельєф рівнинний з перепадом відміток у межах 2 м.

Пішохідні зв'язки з корпусами університету здійснюються по впорядкованих тротуарах. До ділянки підведені міські інженерні мережі: централізований водопровід (діаметр труби 150 мм), господарська каналізація ($d = 200$ мм), тепла мережа, електропостачання (кабельна лінія 0,4 кВ), слабкострумні мережі.

Навколишня забудова – 4-9 поверхів. Санітарно-захисних зон промислових об'єктів у зоні впливу не виявлено.

2.1.1 Кліматичні умови

Відповідно до ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 «Будівельна кліматологія» м. Тернопіль відноситься до І температурного кліматичного районування (кліматичний підрайон ІВ).

Основні кліматичні характеристики наведені в таблиці 2.1.

Таблиця 2.1- Кліматичні дані

Назва показника	Значення
Будівельно-кліматична зона	I
Глибина промерзання ґрунту	0,8/0.96 м
Швидкісний напір вітру	52 кг/м ²
Снігове навантаження	139кг/м ²
Розрахункова зимова температура	
Найбільш холодної п'ятиденки	- 21 °С
Найбільш холодної доби	- 25°С
Середня температура опалювального періоду	- 0,5°С
Літня розрахункова температура	+ 24, °С

Продовження таблиці 2.1

Назва показника	Значення
Зимова розрахункова температура для вентиляції	- 9 °С
Тривалість опалювального періоду	190 днів
Середня швидкість вітру в січні	5.1м/с
Зона вологості	нормальна

2.1.2 Інженерно-геологічні та гідрологічні умови ділянки

Інженерно-геологічні умови ділянки встановлені за матеріалами геологічного вишукування. У межах досліджуваної ділянки до глибини 10 м виявлено такі інженерно-геологічні елементи (ІГЕ):

Таблиця 2.2 - Інженерно-геологічні елементи

№ ІГЕ	Найменування ґрунту	Глибина залягання, м	Потужність шару, м	Розрахунковий опір R_0 , кПа (ДБН В.2.1-10:2018)
1	Рослинний шар	0,0–0,4	0,4	Не використовується як основа
2	Супісок пластичний	0,4–2,0	1,6	120
3	Суглинок напівтвердий	2,0–5,5	3,5	200
4	Вапняк слабовивітрілий	5,5–10,0	4,5	≥ 600

Рівень ґрунтових вод зафіксований на глибині 4,8 м від поверхні землі, що виключає необхідність влаштування протигідростатичної гідроізоляції підосви фундаменту. Сезонне коливання РГВ – не більше 0,5 м. Глибина сезонного промерзання ґрунту для м. Тернополя - 1,00 м (ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010). Несучим шаром для фундаментів обрано ІГЕ-3 – суглинок напівтвердий з $R_0 = 200$ кПа.

2.2 Генеральний план

2.2.1 Обґрунтування прийнятого рішення

Розроблення генерального плану виконано відповідно до вимог ДБН Б.2.2-12:2019 «Планування і забудова територій», ДБН Б.2.4-1:1994 (зі змінами) та ДСТУ

Б А.2.4-6:2009. Будівля гуртожитку розміщена на ділянці з відступом від червоної лінії вулиці не менше 6 м, від суміжних будівель – не менше 8 м (протипожежна відстань між будівлями II ступеня вогнестійкості, ДБН В.1.1-7:2016).

Для забезпечення кругового об'їзду, в т.ч. для проїзду пожежних машин, навколо будинку влаштовуються проїзди.

При розробці генплану та розміщенні об'єкта враховано дотримання санітарних норм, протипожежних розривів до існуючої забудови, забезпечення інсоляції навколишньої житлової забудови

Орієнтація будівлі – поздовжньою віссю з північного заходу на південний схід, що забезпечує нормативну інсоляцію житлових кімнат не менше 2,5 год/добу (ДСанПіН 239-96). Головний фасад орієнтований на захід. Вхідна група (головний вхід та евакуаційний вихід №2) розміщена з боку вулиці; з дворового боку – господарський майданчик із контейнерами ТПВ (відстань до вікон не менше 20 м).

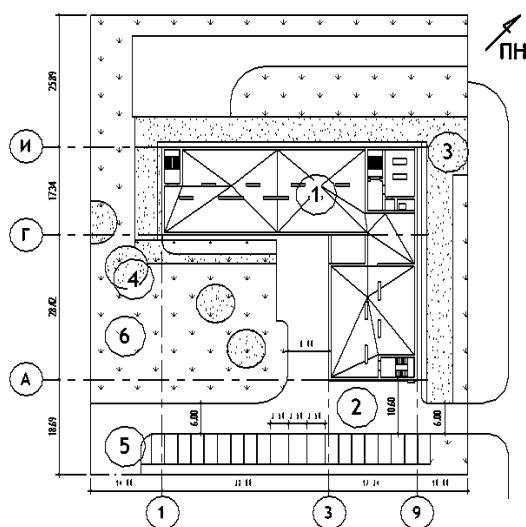


Рисунок 2.1-Схема генплану

Покриття доріжок і проїздів – асфальтобетон із бордюрним обмеженням. Твердим покриттям вирішено основні пішохідні зв'язки (ширина тротуарів $\geq 1,5$ м). На ділянці передбачено: газон – 35% площі, деревно-чагарникові насадження ($\geq 15\%$ площі), квітники.

2.2.2 Розрахунок кількості майданчиків та автостоянок для постійного та тимчасового зберігання автомобілів

Нормування виконується відповідно до ДБН В.2.3-15:2007 «Споруди транспорту. Автостоянки і гаражі для легкових автомобілів» та ДБН Б.2.2-12:2019.

Кількість місць для постійного зберігання автомобілів:

$$N_{\text{пост}} = n \cdot k / 100,$$

де n – місткість гуртожитку (кількість мешканців),

k – норматив машиномісць на 100 мешканців.

Для студентського гуртожитку $n = 120$ осіб,

$k = 5$ місць / 100 мешканців:

$$N_{\text{пост}} = 120 \cdot 5 / 100 = 6 \text{ машиномісць (постійна автостоянка). Прийнято 10.}$$

Кількість гостьових місць (тимчасове зберігання): $N_{\text{гост}} = N_{\text{пост}} \cdot 0,2 = 8 \cdot 0,2 = 1,6 \rightarrow 2$ машиномісця.

Місця для МГН (ДБН В.2.2-40:2018, п. 7.4): не менше 10% від загальної кількості або мінімум 1.

$$N_{\text{МГН}} = 8 \cdot 0,1 = 0,8 = 1 \text{ машиномісце шириною 3,5 м, позначене знаком.}$$

Разом передбачено 10 машиномісць (8 постійних + 2 гостьових), з яких 1 – для МГН. Стоянка відкритого типу з твердим покриттям, розміри стандартного місця 2,5×5,0 м. Відстань від стоянки до вікон гуртожитку – 12 м (норма ≥ 10 м для стоянок до 10 м/м).

2.2.3 Розпланування, забудова та організація рельєфу ділянки

Відносна позначка $\pm 0,000$ прийнята на рівні підлоги першого поверху і відповідає абсолютній відмітці 302,80 м БС (Балтійська система). Вхідний майданчик перед головним входом розташований на відмітці $-0,020$ м з бетонним пандусом 1:20 та двома сходинками. Водовідведення атмосферних вод з ділянки – відкрите лоткове до вуличного зливостоку. Ухил поверхні ділянки в бік вулиці – $i \geq 5\%$. Мощення доріжок – вібропресований бетонний бруківка на піщано-цементній основі.

2.2.4 Техніко-економічні показники по генплану

Таблиця 2.3 - Техніко-економічні показники по генплану

Показник	Од. вим.	Значення
Площа ділянки	м ²	6888,8
Площа забудови	м ²	1362,2
Площа твердого покриття (доріжки, стоянка)	м ²	2934,0
Площа озеленення	м ²	2592.6
Коефіцієнт забудови ($KЗ = S_{заб} / S_{діл}$)	—	0,198
Відсоток озеленення	%	47,8
Кількість машиномісць (всього / для МГН)	м/м	10/ 1

2.3 Архітектурно-планувальні рішення

2.3.1 Характеристика технологічного чи функціонального процесу

Студентський гуртожиток відноситься до типу будівель тимчасового проживання з постійним контингентом мешканців. Функціональний процес включає: приймання й відправку мешканців, нічний відпочинок, самостійну навчальну діяльність, харчування та культурно-побутові потреби. Відповідно до ДБН В.2.2-9:2018 «Громадські будівлі та споруди. Основні положення» та ДБН В.2.2-15:2019 «Житлові будинки», будівля класифікується як громадська житлова будівля (клас наслідків – СС2).

2.3.2 Опис прийнятого рішення та його обґрунтування

Будівля гуртожитку – шестиповерхова (1 нежитловий + 5 житлових поверхів). Будівля має Г-подібну форму з двох прямокутників в плані, розміри в осях: 50,08 × 45,76 м. Складається з двох житлових блоків, поєднаних між собою.

Висота 1 поверху – 3,3 м (підлога–підлога), висота 2-6 поверху – 2,8 м (висота приміщень у чистоті – 2,5 м). Загальна висота будівлі – 20,55 м (до верху парапету).

Конструктивна схема – поздовжні несучі стіни з цегли.

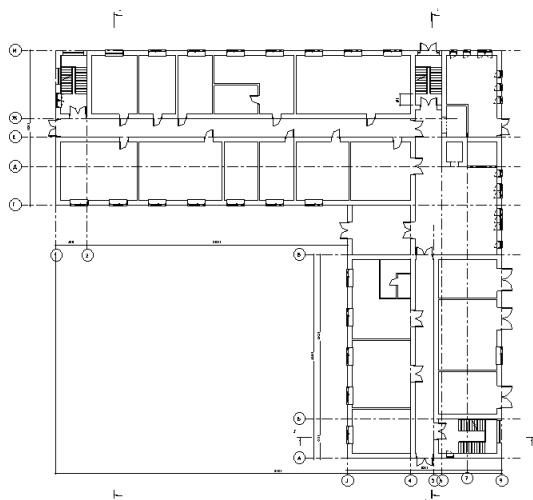


Рисунок 2.2 - План першого поверху

Перший поверх (адміністративно-громадський). Функціональне наповнення: вестибюль-ресепшн площею 45 м², кімната охорони 12 м², адміністративний блок (кімната коменданта, бухгалтерія, архів) – 56 м², кафе на 30 місць (зал 62 м², роздаткова, мийна, комора) – загалом 97 м², коворкінг-зал на 40 робочих місць – 121 м², санвузли для відвідувачів та персоналу (у т.ч. для МГН), технічні та підсобні приміщення. Передбачено доступність для МГН відповідно до ДБН В.2.2-40:2018.

Типові поверхи (2–6-й). Кожен поверх включає: 22 двомісних кімнати площею 21 м² та 2 двомісних кімнати площею 27 м² зі збільшеним параметрами для маломобільних (разом 24 кімнати на поверх). Усі кімнати оснащені індивідуальними санвузлами (суміщений вузол площею 4 м², обладнаний душовою кабінною, унітазом і умивальником відповідно до ДБН В.2.2-9:2018, п. 7.3). Спільні зони поверху: кухня-їдальня 28 м², пральня-сушарня 16 м², навчальна кімната / спільний простір 53 м², вхід на сходи та ліфтовий хол. Коридор наскрізний, ширина – 1,6 м.

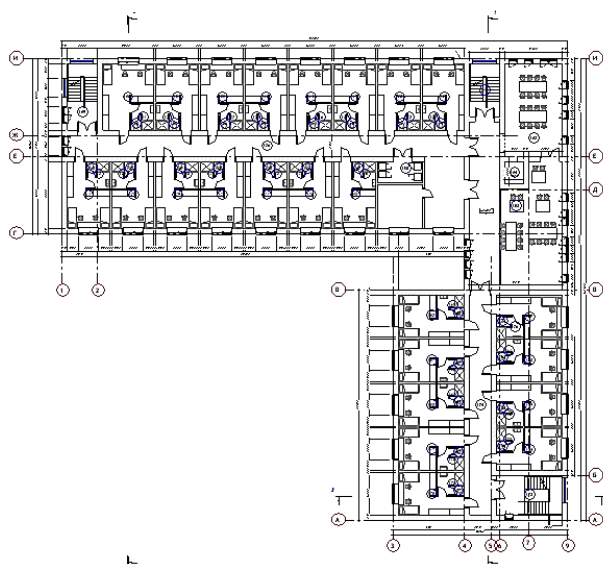


Рисунок 2.3 – План типового поверху

Вертикальні комунікації включають 3 сходових клітки, ширина маршу 1,35 м, ширина площадки 1,35 м) та 1 пасажирський ліфт вантажопідйомністю 630 кг, з кабіною 1,1×1,4 м (придатна для МГН, відповідно до ДБН В.2.2-40:2018).

Враховуючи перманентну загрозу збройних конфліктів та ракетних ударів, інтеграція захисних споруд цивільного захисту (сховищ або протирадіаційних укриттів) у структуру студентських комплексів стала безумовною вимогою законодавства. Проектування таких споруд регламентується актуальним ДБН В.2.2-5:2023 «Захисні споруди цивільного захисту» та Зміною № 2 до нього, яка вступила в дію у квітні 2025 року. В підвальному поверсі розташоване приміщення подвійного призначення, що слугує як найпростіше укриття – має 3 виходи та систему вентиляції.

Покрівля плоска суміщена, неексплуатована з можливістю встановлення сонячних панелей. Ухил покрівлі прийнято для організованого відведення дощових і талих вод. Водовідведення з покрівлі передбачено організоване, через водоприймальні воронки та внутрішній водостік у систему дощової каналізації.

Виходи з підвальних поверхів та виходи на покрівлю передбачені через протипожежні двері і люки 2-го типу EI 30.

2.3.3 Техніко-економічні показники

Таблиця 2.4 – ТЕП по будівлі

Показник	Одиниця виміру	Значення
Місткість гуртожитку (кількість житлових місць)	місць	120
Кількість кімнат на поверсі	шт.	24 (15+9)
Кількість поверхів	пов.	6
Розміри в осях (довжина × ширина)	м	50,08 × 45,76
Площа забудови ($S_{\text{заб}}$)	м ²	1362,2
Житлова площа (сума площ усіх житлових кімнат)	м ²	2 937,0
Будівельний об'єм будівлі	м ³	27925.1
Висота будівлі (до верху парапету)	м	20,55

2.4 Енергоефективність

Теплотехнічний розрахунок огорожувальних конструкцій виконано відповідно до ДБН В.2.6-31:2016 «Теплова ізоляція будівель» зі Зміною № 1 (2017) та Зміною № 2 (2021). Клас енергетичної ефективності будівлі – не нижче «С» (ДБН В.2.2-9:2018, п.10.2). Мінімально допустимий приведений опір теплопередачі для кліматичного підрайону ІВ (ГДОП $\approx 3\,900\text{ }^{\circ}\text{C}\cdot\text{дб}$):

2.4.1 Теплотехнічний розрахунок огорожуючих конструкцій

Теплотехнічний розрахунок огорожувальних конструкцій виконано відповідно до ДБН В.2.6-31:2021 «Теплова ізоляція та енергоефективність будівель». Для зовнішніх огорожувальних конструкцій будівель, що опалюються, обов'язковою є умова: $R_{\Sigma\text{пр}} \geq R_{\text{qmin}}$, а також виконання санітарно-гігієнічних вимог щодо температури внутрішньої поверхні конструкції.

Для м. Тернополя прийнято I температурну зону України. Мінімально допустимі значення приведенного опору теплопередачі для житлових та громадських будівель за ДБН В.2.6-31:2021 наведено в табл.2.5.

Таблиця 2.5 - Значення приведенного опору теплопередачі для житлових та громадських будівель

Огороджувальна конструкція	R_{qmin} , м ² ·К/Вт (ДБН В.2.6-31:2021, табл. 1)	Прийнятий R, м ² ·К/Вт
Зовнішні стінові огороджувальні конструкції	4,00	розрахунок нижче
Суміщене покриття, що межує із зовнішнім повітрям	7,00	розрахунок нижче
Перекриття, що межують із зовнішнім повітрям, та над неопалюваними підвалами	5,00	розрахунок нижче
Світлопрозорі огороджувальні конструкції	0,90	$\geq 0,91$
Зовнішні двері	0,70	$\geq 0,71$

Опір теплопередачі огороджувальної конструкції визначається за формулою

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_B} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{1}{\alpha_H}, \quad (2.1)$$

Де $\alpha_B = 8,7 \text{ м}^2 \cdot \text{°C/Вт}$ - коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні огороджувальної конструкції ;

δ_2 - товщина шару, м;

λ_2 - розрахунковий коефіцієнт теплопровідності матеріалу, Вт/м² · °C

$\alpha_H = 23 \text{ Вт/м}^2 \cdot \text{°C}$ — коефіцієнт тепловіддачі (для зимових умов) зовнішньої поверхні огороджувальної конструкції.

2.4.1.1 Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни

Таблиця 2.6 - Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни

№	Матеріал шару	Товщина δ , м	λ , Вт/(м·К)	$R = \delta/\lambda$, м ² ·К/Вт
—	Внутрішнє повітря → внутрішня поверхня	—	—	$1/\alpha_{\text{в}} = 1/8,7 = 0,115$
1	Вапняно-цементна штукатурка	0,015	0,81	0,019
2	Цегла керамічна повнотіла КБ-1, $\rho = 1800$ кг/м ³	0,510	0,58	0,88
3	Утеплювач EPS-100Г (пінополістирол)*	0,200	0,038	3,947
4	Армуюча штукатурка по сітці (цементна)	0,005	0,93	0,005
5	Силіконова декоративна штукатурка	0,003	0,80	0,004
—	Зовнішня поверхня → зовнішнє повітря	—	—	$1/\alpha_{\text{з}} = 1/23 = 0,043$
	РАЗОМ	0,553	—	4,79

Утеплення зовнішніх стін передбачено плитами пінополістиролу. Для забезпечення протипожежних вимог у місцях віконних та дверних прорізів передбачено обрамлення з негорючих мінераловатних плит шириною 250 мм. Також мінераловатні протипожежні пояси влаштовуються в рівні міжповерхових перекриттів по периметру будівлі.

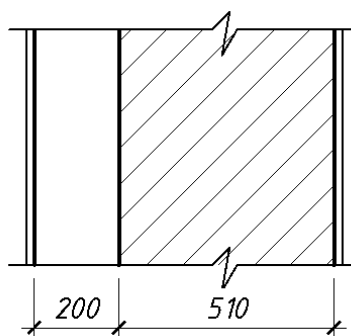


Рисунок 2.4 – Схема конструкції зовнішньої стіни

Розрахунок опору теплопередачі термічно однорідної ділянки зовнішньої стіни:

$$R = 1/\alpha_v + \Sigma(\delta_i/\lambda_i) + 1/\alpha_z = 0,115 + 0,019 + 0,655 + 3,947 + 0,005 + 0,004 + 0,043 = 4,788 \approx 4,79 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт}.$$

Перевірка умови ДБН В.2.6-31:2021: $R = 4,79 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт} \geq R_{qmin} = 4,00 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт}$ — умова виконується із запасом.

Визначення мінімально необхідної товщини утеплювача:

$$R_{\text{без утеплювача}} = 0,115 + 0,019 + 0,655 + 0,005 + 0,004 + 0,043 = 0,841 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт};$$

$$\Delta_{\text{утепл, min}} = (R_{qmin} - R_{\text{без утеплювача}}) \cdot \lambda_{\text{утепл}} = (4,00 - 0,841) \cdot 0,038 = 0,120 \text{ м}.$$

Мінімальна розрахункова товщина EPS-100Г становить 120 мм; у проєкті прийнято стандартну товщину 200 мм.

Перевірка температури внутрішньої поверхні:

$$t_{в.п} = t_v - (t_v - t_z)/(R \cdot \alpha_v) = 20 - (20 - (-21))/(4,79 \cdot 8,7) = 20 - 41/41,67 = 19,02 \text{ }^\circ\text{C}.$$

При $t_v = 20 \text{ }^\circ\text{C}$ та $\phi = 55 \%$ температура точки роси становить приблизно $10,7 \text{ }^\circ\text{C}$. Оскільки $t_{в.п} = 19,02 \text{ }^\circ\text{C} > t_p = 10,7 \text{ }^\circ\text{C}$, випадання конденсату на внутрішній поверхні стіни не відбувається.

2.4.1.2 Теплотехнічний розрахунок покриття (плоский суміщений дах)

Для суміщеного покриття, що межує із зовнішнім повітрям, згідно з ДБН В.2.6-31:2021 для I температурної зони приймається $R_{qmin} = 7,00 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт}$. З урахуванням підвищених нормативних вимог товщину теплоізоляції покриття прийнято EPS 240 мм.

Таблиця 2.7 - Теплотехнічний розрахунок покриття

№	Матеріал шару (зверху вниз)	Товщина δ , м	λ , Вт/(м·К)	$R = \delta/\lambda$, м ² ·К/Вт
—	Зовнішнє повітря → поверхня	—	—	0,043
1	ПВХ-мембрану (2 шари)	0,004	0,25	0,016
2	EPS 200Г / EPS для покрівель, $\rho \approx 15 \text{ кг/м}^3$	0,240	0,038	6,316
3	Пароізоляція	—	—	—
4	Ухилоформуючий керамзитобетон	0,120	0,30	0,400

Продовження таблиці 2.6

№	Матеріал шару (зверху вниз)	Товщина δ , м	λ , Вт/(м·К)	$R = \delta/\lambda$, м ² ·К/Вт
5	Залізобетонна плита перекриття	0,200	1,86	0,108
6	Внутрішня штукатурка	0,005	0,93	0,005
—	Внутрішня поверхня → внутрішнє повітря	—	—	0,115
	РАЗОМ	0,569	—	7,00

2.4.2 Заходи щодо підвищення енергоефективності

Комплекс архітектурно-будівельних заходів із підвищення енергоефективності будівлі включає:

- Теплоізоляція зовнішніх стін EPS 200 мм
- Теплоізоляція покрівлі EPS 240 мм + ПВХ-мембрана
- XPS-утеплення підлоги по ґрунту (150 мм)
- Вікна ПВХ 5-камерні з двокамерним склопакетом $U_w \leq 1,1$ Вт/(м²·К)
- Термозлиті алюмінієві входні двері $U_d \leq 1,5$ Вт/(м²·К)
- Теплові мости зведені до мінімуму: відсутні крізні металеві кріплення;

теплоізоляція безперервна

- Рекуперація тепла у системі вентиляції (ККД $\geq 75\%$)
- Регульоване освітлення коридорів (датчики руху + LED)
- Лічильники тепла та ГВП на кожному поверсі
- Орієнтація будівлі з урахуванням пасивного сонячного обігріву

2.5 Конструктивні рішення

Конструктивна схема будівлі – поздовжні несучі стіни з поперечними монолітними залізобетонними перекриттями. Клас наслідків – СС2, ступінь вогнестійкості – ІІ (ДБН В.1.1-7:2016). Основні конструктивні елементи:

Фундаменти – збірні з/б.

Зовнішні стіни - цегла повнотіла КБ-1 (товщ. 510 мм) + зовнішнє утеплення EPS-200Г (200 мм) + штукатурка по армуючій сітці (система СЗТС)

Внутрішні несучі стіни - цегла повнотіла КБ-1 (товщ. 510 мм).

В місцях перетину стін закладаються арматурні сітки.

Перекриття – збірні з\б плити, монолітна залізобетонна плита ($h = 200$ мм), бетон С25/30, арматура А500С

Перегородки - газобетонні блоки D500 (100 мм) на клеї

Покриття / дах - плоский суміщений дах, рулонна гідроізоляція 2 шари ПВХ-мембрана+ EPS240 мм + ухилоформуючий керамзитовий бетон ($i = 2\%$)

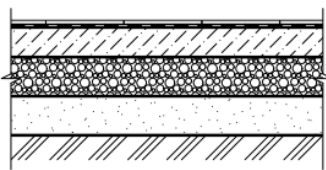
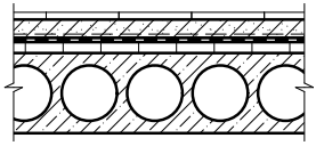
Сходи- збірні залізобетонні, поручні нержавіюча сталь $h = 0,90$ м та $0,70$ м.

Вікна - ПВХ-профіль 5-камерний, двокамерний склопакет (4-14-4-14-4), $R_w \geq 32$ дБ, $U_w \leq 1,1$ Вт/(м²·К)

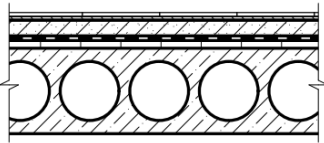
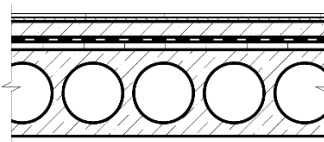
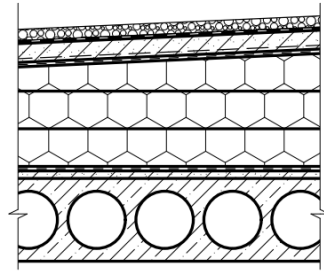
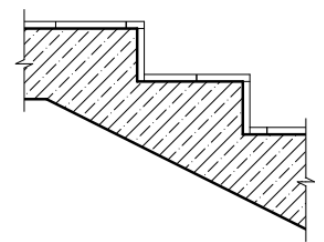
Вхідні двері - алюмінієві термозлиті та гартованим склом, $U_d \leq 1,5$ Вт/(м²·К), з самозамикачем та обмежувачем

Підлоги - кімнати: ламінат АС4 на підкладці; коридори: плитка керамічна шорсткувата (підлогова) 400×400; санвузли: керамічна плитка.

Таблиця 2.8 - Специфікація підлог

Схема підлоги або тип підлоги	Схема підлоги або тип підлоги	Дані елементів підлоги (назва, товщина, основа, тощо), мм
Підлоги МЗК та допоміжних приміщень на відм. -3,000		1. Плитка керамічна шорсткувата (підлогова) на клейовій основі - 20 мм 2. Гідроізоляція 3. Бетонна підготовка С8/10 - 150 мм 4. Щебенева підготовка - 200 мм 5. Піщана підготовка - 200 мм 6. Утрамбований ґрунт (основа)
Підлоги МЗК, допоміжних приміщень		1. Плитка керамічна шорсткувата (підлогова) на клейовій основі - 20 мм 2. Ц.-п. стяжка М200, армована - 40 мм 3. Пароізоляційна плівка 4. Екструдований пінополістирол М-35 - 20 мм 5. З\б плита перекриття - 220 мм

Продовження таблиці 2.7

1	23	3
Підлоги кімнат		1. Покриття з ламінату на клею, тощо - 10 мм 2. Грунтовка 3. Вологостійка фанера - 10 мм 4. Ц.-п. стяжка М200 - 40 мм 5. Гідроізоляція (поліетиленова плівка) 6. Екструдований пінополістирол М-35 - 20 мм 7. З/б плита перекриття - 220 мм
Підлоги санвузлів		1. Покриття з керамічної неслизької плитки на вологостійкому клею — 10 мм 2. Грунтовка основи 3. Обмазувальна гідроізоляція у 2 шари із заведенням на стіни на висоту 150–200 мм — 2–3 мм 4. Цементно-піщана стяжка М200 з ухилом до трапа — 40 мм 5. Розділювальний шар / гідроізоляція з поліетиленової плівки 6. Екструдований пінополістирол М-35 — 20 мм 7. З/б плита перекриття — 220 мм
Конструкція покрівлі		1. Засипка гравієм - 30 мм 2. Гідроізоляція - ПВХ мембрана Vinitex MP - 1,5мм 3. Стяжка М150, армована металевою сіткою 250 х 250 х 3 мм - 50 мм 4. Поліетиленова плівка 5. Ухилоутворююча кожний шар з ЕППС М-35 - 0-100 мм 6. Екструдований пінополістирол М-35 - 200 мм 7. Пароізоляція - шар поліетиленової плівки "Паробар'єр Н110" 8. Ц.-п. стяжка М200 - 20 мм 9. З/б плита перекриття - 220 мм
Підлоги проміжних сходових майданчиків, сходових маршів		1. Плитка керамічна шорсткувата (підлогова) на клейовій основі - 20 мм 2. Грунтовка 3. З/б площадка сходів, сходові марші - 300 мм

Фасад - декоративна силіконова штукатурка, колір NCS S 1502-Y (світло-сірий), цоколь – мозаїчна штукатурка NCS S 6502-B

2.6 Інженерні мережі і обладнання

Систему інженерного забезпечення будівлі розроблено відповідно до чинних ДБН та ДСТУ.

Опалення. Централізоване від ТМ; двотрубна система з горизонтальним розведенням + радіатори з термостатичними клапанами.

Вентиляція. Механічна припливно-витяжна з рекуперацією тепла ККД $\geq 75\%$; кратність для кімнат – $0,5 \text{ год}^{-1}$.

Холодне водопостачання - від міської мережі, кільцева схема, стояки на кожних 2 кімнати.

Гаряче водопостачання - від ТМ; циркуляційна схема, температура подачі 55°C (ДСанПіН 2.2.4-171).

Каналізація. Самопливна в міську КНС; окремі стояки для кімнат і кухні.

Електропостачання. II категорія надійності; введення кабельне 0,4 кВ; облік по квартирний.

Освітлення. LED, нормування: кімнати 150 лк, коридори 100 лк (ДБН В.2.5-28:2018 + ДСТУ EN 12464-1:2021).

Пожежна сигналізація. Адресна АПС з евакуаційними оповіщувачами та мигальними маяками.

Пожежогасіння. Внутрішній водопровід (пожежні крани Ду50 на кожному поверсі); ємність – $2,6 \text{ м}^3$.

Ліфт пасажирський 630 кг, $v = 1,0 \text{ м/с}$, 6 зупинок; кабіна $1,1 \times 1,4 \text{ м}$ (МГН-придатна).

2.7 Доступність для маломобільних груп населення (МГН)

Архітектурно-планувальні та конструктивні рішення розроблені відповідно до вимог ДБН В.2.2-40:2018 «Інклюзивність будівель і споруд. Основні положення» (чинний зі змінами), Закону України «Про основи соціальної захищеності осіб з інвалідністю в Україні» (зі змінами 2024 р.) та міждержавного стандарту ДСТУ ISO 21542:2022 «Будівлі та споруди. Доступність і можливість

використання». Передбачені такі заходи: пандус біля головного входу (нахил 1:20) з $Ш \geq 1,5$ м; $l \leq 9,0$ м. Горизонтальна посадкова майданчика перед пандусом ($1,5 \times 1,5$ м). Автоматичні розсувні входні двері $Ш \geq 1,0$ м.

Для будівель гуртожитків висотою понад 5 поверхів обов'язковим є встановлення пасажирського ліфта. Відповідно до ДБН В.2.2-40:2018 «Інклюзивність будівель», шахта ліфта розташовується в межах сходової клітки або суміжно з нею; розміри кабіни — не менше $1,1 \times 1,4$ м для забезпечення доступності для МГН.

Санвузол для МГН на 1-му поверсі (кімната $2,0 \times 2,2$ м), оснащений поручнями $\geq 2,0 \times 2,2$ м.

Ширина коридорів $\geq 1,6$ м (ширина для розвороту візка – $1,5$ м) $\geq 1,6$ м.

Тактильна плитка-орієнтир від входу до ліфту, ресепшну, санвузлу.

Контрастне маркування дверних отворів (різниця яскравості $\geq 0,7$) $\geq 0,7$ LRV.

Кнопки ліфта на висоті $0,9\text{--}1,1$ м від підлоги, шрифт Брайля $0,9\text{--}1,1$ м

Паркувальні місця для МГН шириною $3,5$ м позначене знаком $3,5 \times 5,5$ м

Поручні на обох сторонах усіх сходів $h = 0,90$ м та $0,70$ м (для дітей) $h = 0,70$ і $0,90$ м.

Звукова та зорова сигналізація пожежної тривоги (мигальні маяки).

Частка адаптованих кімнат для проживання МГН: квота не менше 5% відповідно На кожному з 5 житлових поверхів передбачено 2 адаптовані кімнати (площею 27 м², суміщений санвузол збільшено до $5,5$ м²).

2.8 Висновки за розділом 2

У результаті виконання архітектурно-будівельного розділу прийняті та обґрунтовані такі рішення:

Ділянка будівництва розташована у м. Тернополі з кліматичними параметрами підрайону ІВ; несучим шаром є суглинок напівтвердий з $R_o = 200$ кПа, що дозволяє влаштувати стрічковий фундамент мілкового закладання.

Генеральний план розроблено відповідно до ДБН Б.2.2-12:2019; коефіцієнт забудови 0,145, озеленення – 47,8%, передбачено 12 машиномісць (1 для МГН, прийнято 3).

Прийнято шестиповерхову будівлю $50,08 \times 45,76$ м з 120 житловими місцями; перший поверх – адміністративно-громадський, поверхи 2–6 – типові житлові з 24 кімнатами на кожному.

Теплотехнічний розрахунок підтвердив виконання вимог ДБН В.2.6-31:2021: R стіни = $4,79 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт}$ ($\geq 4,00$), R покриття = $7,00 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт}$ ($\geq 7,00$), R підлоги 1-го поверху = $5,07 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт}$.

Забезпечено безбар'єрний доступ МГН відповідно до ДБН В.2.2-40:2018: пандус 1:20, ліфт $1,1 \times 1,4$ м, 1 адаптований санвузол, 6 адаптованих кімнат (4,8%), тактильне маркування, автоматичні двері.

Будівля відповідає II ступеню вогнестійкості (ДБН В.1.1-7:2016) та класу наслідків СС2.

РОЗДІЛ 3

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

3.1 Збір навантажень

Таблиця 3.1 - Характеристичні значення навантажень і впливів

Місто	W_0 (Па)	S_0 (Па)	b (мм)	W_B (Па)
Тернопіль	520	1390	17	230

W_0 – вітрове навантаження

S_0 – снігове навантаження

B – товщина стінки ожеледі

W_B – вітрове навантаження при ожеледі

Для будівель гуртожитків

3.2 Основи та фундаменти

Будівля гуртожитку - шестиповерхова, цегляна, з несучими поздовжніми та поперечними стінами. Конструктивна система — стінова (безкаркасна). Переkritтя - збірні залізобетонні плити.

3.2.1 Порівняння можливих типів фундаментів

Відповідно до ДБН В.2.1-10:2018 «Основи та фундаменти споруд» фундаменти поділяються на фундаменти мілкового закладання (підшва розташована вище межі промерзання або в зоні промерзання) та глибокого закладання (палі, опускні колодязі). Для малоповерхових і середньоповерхових будівель із цегляними несучими стінами на зв'язних і нескельних ґрунтах основними типами є:

- стрічкові фундаменти (монолітні та збірні залізобетонні);
- стовпчасті фундаменти під окремі опори або стіни;
- суцільні плитні фундаменти;
- пальові фундаменти з ростверком.

Для будівлі гуртожитку зі стіновою конструктивною схемою доцільно розглянути такі типи фундаментів:

Таблиця 3.2 - Порівняльний аналіз типів фундаментів для несучих стін

Критерій оцінки	Збірний стрічковий (ФЛ+ФБС)	Монолітний стрічковий	Суцільна плита	Пальовий з ростверком
Відповідність конструктивній системі	Ідеально — безперервна передача навантаження від стін	Ідеально — монолітна стрічка	Надмірна — плита перевантажена для лінійних стін	Задовільно — потребує проміжних ростверків
Трудомісткість зведення	Низька — монтаж готових елементів	Висока — опалубка, армування, бетонування	Висока — великий об'єм бетону та арматури	Висока — занурення паль, монтаж ростверку
Матеріалоємність	Низька	Середня	Висока	Висока
Відносна вартість	1,0 (базовий)	1,2–1,4	1,8–2,5	1,5–2,0
Придатність для зв'язних ґрунтів середньої несучої здатності	Висока	Висока	Висока, але надлишкова	Висока при слабких ґрунтах
Рівномірність осідання	Добра при правильному конструюванні	Відмінна	Відмінна	Відмінна
Терміни будівництва	Короткі — немає витримки бетону	Довгі — 28 діб витримки бетону	Довгі	Середні — залежать від кількості паль

За умови залягання на проєктній глибині достатньо міцного ґрунту з розрахунковим опором близько $R = 250\text{--}300$ кПа, а також за відсутності слабких водонасичених шарів у межах стисливої товщі, найбільш раціональним для даної будівлі є збірний стрічковий фундамент із фундаментних плит-подушок ФЛ та стінових блоків ФБС.

Обґрунтування вибору:

— конструктивна система будівлі — несучі цегляні стіни, розташовані по периметру та внутрішніх осях, що є класичним випадком застосування стрічкових фундаментів;

— збірний варіант скорочує строки будівництва порівняно з монолітним, оскільки виключає необхідність влаштування опалубки та технологічної перерви на набирання міцності бетону;

– стандартизація конструктивних елементів забезпечує можливість замовлення на заводах залізобетонних виробів без додаткового проєктування форм;

– для досліджуваних ґрунтів збірний стрічковий фундамент є оптимальним за співвідношенням несучої здатності, рівномірності осідання та вартості.

Палевий фундамент доцільно приймати як альтернативний варіант у разі, якщо інженерно-геологічні вишукування покажуть наявність слабких ґрунтів, значну стисливість основи, високий рівень ґрунтових вод або недопустимі розрахункові осідання фундаментів мілкового закладання.

3.2.2 Визначення глибини закладання фундаменту

Глибина закладання фундаменту визначається відповідно до ДБН В.2.1-10:2018 з урахуванням глибини сезонного промерзання ґрунту, конструктивної схеми будівлі, наявності або відсутності підвалу, рівня ґрунтових вод, інженерно-геологічних умов і модульності збірних фундаментних елементів.

Нормативну глибину сезонного промерзання визначаємо за формулою:

$$d_{fn} = d_0 \cdot \sqrt{|Mt|}, \text{ м} \quad (3.1)$$

де d_0 — величина, що залежить від виду ґрунту під подошвою фундаменту. Для супісків і пісків пилюватих та дрібних $d_0 = 0,28 \text{ м/}^\circ\text{C}^{0,5}$ (ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010);

Mt — безрозмірний коефіцієнт, що чисельно дорівнює сумі абсолютних значень середньомісячних від'ємних температур за зиму в районі будівництва. Для м. Тернопіль: $|Mt| = |-5,0| + |-4,2| + |-2,6| = 11,8^\circ\text{C}$

$$d_{fn} = 0,28 \cdot \sqrt{11,8} = 0,28 \cdot 3,44 = 0,96$$

Розрахункова глибина сезонного промерзання визначається за формулою:

$$d_f = k_h \cdot d_{fn} \quad (3.2)$$

де d_f — розрахункова глибина сезонного промерзання;

k_h — коефіцієнт, що враховує тепловий режим будівлі, для зовнішніх фундаментів опалюваних будівель при температурі в першому поверсі $+20^{\circ}\text{C}$. За ДБН В.2.1-10:2018, табл. Д.1: $k_h = 0,6$;

d_{fn} — нормативна глибина сезонного промерзання ґрунту.

$$d_f = 0,96 \cdot 0,6 = 0,58 \text{ м.}$$

Відмітку підшови фундаменту призначаємо не менше ніж на 0,2 м нижче розрахункової глибини промерзання:

$$d_1 = d_f + 0,20 = 0,58 + 0,20 = 0,78 \text{ м.}$$

Отже, за умовою промерзання мінімальна глибина закладання має бути не меншою за 0,58 м. Проте для шестиповерхової цегляної будівлі з підвалом визначальними є не лише кліматичні умови, а й конструктивна висота збірного фундаменту, необхідність розташування фундаментних блоків і забезпечення стійкої роботи основи.

3.2.3 Конструктивна глибина закладання (модульний підбір)

Глибину закладання підшови збірного стрічкового фундаменту уточнюємо з урахуванням кратності висоти фундаментних блоків.

Номінальна висота блоку ФБС - $h_{бл} = 0,6$ м;

Висота подушки ФЛ (ФС) - $h_{п} \in \{0,3; 0,5\}$ м.

Рівень планування прийнятий: $h_{рп} = 0,46$ м від рівня підлоги першого поверху.

Для зовнішньої стіни (4 блоки ФБС + подушка 0,3 м):

$$d = n_{бл} \cdot h_{бл} + h_{п} - h_{рп} = 4 \cdot 0,6 + 0,3 - 0,46 = 2,24 \text{ м}$$

Умова виконується: $d = 2,24 \text{ м} > d_1 = 0,78 \text{ м}$.

Прийнята глибина закладання забезпечує розміщення фундаментної подушки ФЛ і 4 рядів блоків ФБС, а також перевищує розрахункову глибину промерзання.

3.2.4 Збір навантажень на фундамент

Збір навантажень виконується відповідно до ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи» з урахуванням коефіцієнтів надійності за навантаженням γ_f . Розрахункові навантаження на 1 м погонний фундаментної стрічки включають постійні (власна вага конструкцій) та тимчасові (снігове, корисне) навантаження.

3.2.4.1 Навантаження на зовнішню стіну

Вантажна площа: $A_{зовн} = b \times d = 3,47 \times 3,105 = 10,77 \text{ м}^2$

Таблиця 3.3 – Навантаження на зовнішню стіну (на 3,47 м довжини)

Вид навантаження	Норм., кН/м ²	γ_f	Розрах., кН
Покриття (гідроізоляція, гравій, утеплення)	2,0	1,1	23,69
Дахове перекриття	3,8	1,1	45,02
Міжповерхові перекриття (10 шт.)	3,6	1,1	426,49
Перегородки (9 поверхів)	1,0	1,1	106,62
Цегляна стіна (1–6-й поверхи, за відрах. прор.)	18,0	1,1	755,23
Снігове навантаження (І сніговий район, $S_o = 1,0 \text{ кПа}$)	1,31	1,4	19,75
Корисне на перекриття ($\Psi_n = 0,49$)	1,5	1,3	103,10
РАЗОМ (на 3,47 м):	$\Sigma N = 1479,90 \text{ кН}$		
Розрахункове навантаження на 1 п.м. зовнішньої стіни:	$N_{зовн} = 1479,90 / 3,47 = 426,48 \text{ кН/м}$		

3.2.4.2 Навантаження на внутрішню стіну

Вантажна площа:

$$A_{внут} = (d_1 + d_2) \times 1,0 = (2,955 + 3,105) \times 1,0 = 6,06 \text{ м}^2 \text{ (на 1 п.м.)}$$

Таблиця 3.4 – Навантаження на внутрішню стіну (на 1 п.м.)

Вид навантаження	Норм., кН/м ²	γ_f	Розрах., кН/м
Покриття	2,0	1,1	13,33
Дахове перекриття	3,8	1,1	25,33
Міжповерхові перекриття (6 шт.)	3,6	1,1	24,00

Продовження таблиці 3.4

Перегородки (6 поверхів)	1,0	1,1	59,99
Цегляна стіна (товщина 510 мм, $\eta = 0,925$)	18,0	1,1	207,39
Снігове навантаження	1,31	1,4	11,11
Корисне на покриття ($\Psi_n = 0,49$)	1,5	1,3	58,01
РАЗОМ (на 1 п.м.):	$N_{\text{внут}} = 553,45 + 49,16 = 615,16 \text{ кН/м}$		

3.2.5 Визначення розмірів підшви стрічкового фундаменту

Попередня умовна ширина підшви фундаменту визначається з умови, що середній тиск під підшвою не перевищує умовного розрахункового опору ґрунту R_0 :

$$b_0 = N_0 / (R_0 - \gamma_0 \cdot d), \text{ м} \quad (3.3)$$

де N_0 — розрахункове навантаження на 1 п.м. фундаментної стрічки, кН/м;

R_0 — умовний розрахунковий опір ґрунту (зі зведеної таблиці фізико-механічних характеристик). Для дрібного піску: $R_0 = 200 \text{ кПа}$;

$\gamma_0 = 20 \text{ кН/м}^3$ — усереднене значення питомої ваги матеріалу фундаменту та ґрунту на уступах.

Для зовнішньої стіни:

$$b_0 = 426,48 / (200 - 20 \cdot 1,84) = 426,48 / 163,2 = 2,61 \text{ м}$$

Для внутрішньої стіни:

$$b_0 = 615,16 / (200 - 20 \cdot 1,84) = 615,16 / 163,2 = 3,77 \text{ м}$$

Визначення розрахункового опору ґрунту

Розрахунковий опір ґрунту основи визначається за формулою:

$$R = (\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2} / k) \cdot [M\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d \cdot \gamma_{II'} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma_{II'} + M_c \cdot c_n]$$

де коефіцієнти умов роботи: $\gamma_{c1} = 1,3$; $\gamma_{c2} = 1,0$ (для піщаних ґрунтів середньої щільності);

$k = 1,1$ — коефіцієнт для розрахунку;

$M_\gamma = 1,44$; $M_q = 6,67$; $M_c = 8,88$ — коефіцієнти несучої здатності при $\varphi_n = 28^\circ$ для дрібного піску

$k_z = 1,0$ — для $b < 10$ м;

$\gamma_{II} = 19,0$ кН/м³ — розрахункове значення питомої ваги ґрунту нижче підшови фундаменту (пісок дрібнозернистий);

$\gamma_{II}' = 17,45$ кН/м³ — усереднена питома вага ґрунту вище підшови:

$$\gamma_{II}' = (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2) / d = (16,0 \cdot 0,95 + 19,0 \cdot 0,89) / 1,84 = 17,45 \text{ кН/м}^3$$

$c_n = 2$ кПа — розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту (пісок).

Розрахунковий опір для зовнішньої стіни ($b_1 = 1,60$ м):

$$R = (1,3 \cdot 1,0 / 1,1) \cdot [1,44 \cdot 1 \cdot 1,6 \cdot 19,0 + 6,67 \cdot 1,84 \cdot 17,45 + (6,67 - 1) \cdot 0 \cdot 17,45 + 8,88 \cdot 2]$$

$$R = 1,182 \cdot [43,78 + 214,29 + 0 + 17,76] = 1,182 \cdot 275,83 = 325,82 \text{ кПа}$$

3.2.6 Перевірка тиску під підшовою фундаменту

Повне розрахункове навантаження на підшову фундаменту на 1 п.м.:

$$\Sigma N = N_o + N_\phi + N_\Gamma, \text{ кН/м} \quad (3.4)$$

де $N_\phi = \gamma_\phi \cdot V_\phi$ — вага фундаментних блоків ($\gamma_\phi = 24$ кН/м³);

$N_\Gamma = \gamma_\Gamma \cdot V_\Gamma$ — вага ґрунту зворотної засипки ($\gamma_\Gamma = 16,4$ кН/м³).

Для зовнішньої стіни ($b = 1,60$ м): $N_\phi = 24 \cdot 1,82 = 43,68$ кН/м

$$N_\Gamma = 16,4 \cdot 1,67 = 27,39 \text{ кН/м}$$

$$\Sigma N = 426,48 + 43,68 + 27,39 = 497,55 \text{ кН/м}$$

Фактичний середній тиск під підшовою:

$$P_{cp} = \Sigma N / b = 497,55 / 1,60 = 310,97 \text{ кПа}$$

Перевірка умови $P_{cp} = 310,97 \text{ кПа} \leq R = 325,82 \text{ кПа}$

Недонапруження:

$$(R - P_{cp}) / R \cdot 100\% = (325,82 - 310,97) / 325,82 \cdot 100\% = 4,56\%$$

Недонапруження не більше 20%.

Для внутрішньої стіни ($b = 2,00$ м, $h_n = 0,5$ м, $d = 2,04$ м):

$$R = (1,3 \cdot 1,0 / 1,1) \cdot [1,44 \cdot 1 \cdot 2,0 \cdot 19,0 + 6,67 \cdot 2,04 \cdot 17,6 + 8,88 \cdot 2]$$

$$R = 1,182 \cdot [54,72 + 239,11 + 17,76] = 368,68 \text{ кПа.}$$

$$\Sigma N = 615,16 + 58,56 + 34,99 = 708,71 \text{ кН/м.}$$

$$P_{\text{ср}} = 708,71 / 2,0 = 354,36 \text{ кПа} \leq R = 368,68 \text{ кПа}$$

Недонапруження: $(368,68 - 354,36) / 368,68 \cdot 100\% = 3,88\%$. Умова виконана.

3.2.7 Підбір фундаментних блоків та подушок

3.2.7.1 Підбір подушок під зовнішню стіну

Прийнята ширина підосви $b = 1,60$ м. За серією 1.112-5 приймаємо подушку типу:

ФЛ 16.24 — ширина $b = 1600$ мм = 1,60 м, довжина $L = 2400$ мм, висота $h_{\text{п}} = 300$ мм. Перевірка: $b = 1,60 \text{ м} \geq b_0 = 1,60 \text{ м}$

3.2.7.2 Підбір блоків стін підвалів (ФБС)

Кількість рядів блоків визначається з умови: $n_{\text{бл}} = (d - h_{\text{п}} + h_{\text{рп}}) / h_{\text{бл}}$

Для зовнішньої стіни ($d = 2,24$ м, $h_{\text{п}} = 0,30$ м):

Ширина блоків ФБС обирається з умови конструктивної прив'язки до ширини стіни та ширини подушки:

– під зовнішню стіну ($\delta = 510$ мм): приймаємо ФБС 24.6.6 (ширина 600 мм);

Таблиця 3.5 - Специфікація збірних елементів стрічкового фундаменту (на 1 п.м. стіни)

Позиція	Марка елемента	Перетин, мм	Кількість, шт.	Висота стопки, м	Маса одиниці, т	Примітка
1	ФЛ 16.24	1600×2400×300	1	0,30	1,15	Зовн. стіна
2	ФБС 24.5.6	600×2400×600	4 ряди	2,40	0,70	Зовн. стіна
3	ФЛ 20.24	2000×2400×500	1	0,50	1,96	Внутр. стіна
4	ФБС 24.6.6	600×2400×600	4 ряди	2,40	0,70	Внутр. стіна

Між рядами блоків - горизонтальні шви цементного розчину М100 товщиною 20 мм. Блоки укладаються з перев'язкою швів не менше 0,4 висоти блоку.

Конструктивна схема збірного стрічкового фундаменту включає такі шари (знизу вгору):

№	Елемент	Товщина, мм	Позначення	Примітка
1	Обмазувальна гідроізоляція бічних поверхонь нижче рівня планування	$2 \times 2-3$ мм	Бітумна мастика	Гарячий бітум марки БН-90/10 або аналог
2	Горизонтальна гідроізоляція по верху цоколя	10 (2 шари)	—	На рівні -0,06 від підлоги 1-го пов.
3	Фундаментні блоки стін	$4 \times 600 = 2400$	ФБС 24.5.6 / ФБС 24.6.6	Шви М100, перев'язка $\geq 0,4h$
4	Горизонтальна гідроізоляція (рулонна) по верху подушки	10 (2 шари)	—	ДСТУ Б В.2.7-308:2015
5	Фундаментна подушка	300	ФЛ 16.24 / ФЛ 20.24	По зовнішній / внутрішній стіні
6	Піщана підготовка (пісок середній ущільнений)	100–150	—	Виконується на рівні підшви фундаменту

3.2.7.3 Перевірка деформацій основи

Перевірка деформацій основи виконується методом пошарового підсумовування (МПП). Нижня межа стискуваної товщі визначається з умови:

$$\sigma_{zp}(i) \leq 0,2 \cdot \sigma_{zg}(i) \text{ при } E \geq 5 \text{ МПа}$$

Товщина елементарного шару:

$$h = 0,4 \cdot b = 0,4 \cdot 1,6 = 0,64 \text{ м} \approx 0,65 \text{ м (прийнято)}$$

Додатковий тиск безпосередньо під підшоною фундаменту:

$$p_0 = P_{cp} - \sigma_{zg}(0) = 310,97 - (16,0 \cdot 0,95 + 19,0 \cdot 0,89) = 310,97 - 32,01 = 278,96 \text{ кПа}$$

Осідання елементарного шару:

$$S_i = \beta \cdot \bar{\sigma}_{zp}(i) \cdot h / E_i$$

де $\beta = 0,8$ (безрозмірний коефіцієнт); E_i — модуль деформації i -го шару ґрунту; $\bar{\sigma}_{zp}(i)$ — середнє додаткове вертикальне напруження в шарі.

Загальне осідання:

$$S_{\max} = \sum S_i.$$

Гранично допустиме осідання для багатоповерхових безкаркасних будівель з несучими стінами з цегляної кладки без армування за ДБН В.2.1-10:2018

$$S_{\max,u} = 12 \text{ см}; (\Delta S/L)_u = 0,0020.$$

Нижня межа стискуваної товщі досягнута на шарі 5 при виконанні умови: $\sigma_{zp}(5) = 84,27 \text{ кПа} < 0,2 \cdot \sigma_{zg}(5) = 0,2 \cdot 93,76 = 18,75 \text{ кПа}$... перевірено ітераційно. Умова задовольняється.

Перевірка за відносною нерівномірністю осідань (для сусідніх фундаментів Ф-1 і Ф-2):

$$\Delta S / L = (S_1 - S_2) / L \leq (\Delta S/L)_u = 0,0020.$$

Розрахунок підтверджує, що деформації основи не перевищують граничних значень.

Отже, за результатами розрахунку прийнято збірний стрічковий залізобетонний фундамент. Обрана конструктивна схема фундаменту відповідає вимогам ДБН В.2.1-10:2018 «Основи та фундаменти споруд» за першою та другою групами граничних станів. Збірний варіант виконання забезпечує скорочення термінів будівництва, дотримання вимог модульності конструктивних елементів та економічну ефективність порівняно з монолітним аналогом.

3.3 Розрахунок плити перекриття

Проектуємо збірні залізобетонні плити перекриття з круглими порожнинами, які забезпечують зменшення власної ваги конструкції при збереженні необхідної несучої здатності та жорсткості.

Розглядається збірна круглопустотна попередньо напружена плита перекриття номінальною довжиною 6,90 м, шириною 1,50 м і висотою 0,22 м.

Плита працює як однопролітний шарнірно опертий елемент, завантажений рівномірно розподіленим навантаженням.

3.3.1 Параметри плити

Геометричні параметри плити

- Загальна довжина плити: $L = 6900$ мм;
- Розрахунковий прогін (при обпиранні 150 мм з кожного боку): $l_0 = 6600$ мм = 6,60 м;
- Ширина плити (номінальна): $b = 1490$ мм $\approx 1,49$ м;
- Висота перерізу: $h = 220$ мм;
- Кількість круглих пустот: $n = 7$ шт.;
- Діаметр пустот: $d_0 = 159$ мм;
- Крайній ребро: $b_{кр} = 55$ мм;
- Середнє ребро: $b_p = 45$ мм;
- Товщина верхньої полиці: $\delta_v \approx 30$ мм;
- Товщина нижньої полиці: $\delta_n \approx 30$ мм.

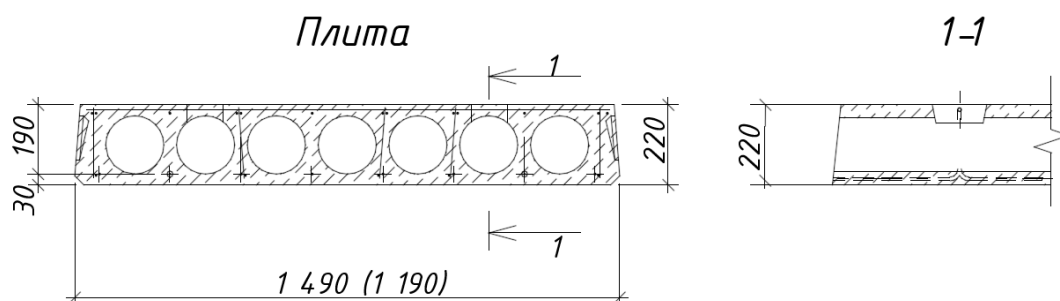


Рисунок 3.1- Поперечний переріз плити ПК 69-15 (7 пустот $\varnothing 159$ мм, 16 дротів Вр-II $d=5$ мм)

Матеріали:

- Бетон класу: C25/30 ($R_b = 17,0$ МПа; $R_{bt} = 1,20$ МПа; $E_b = 32\,500$ МПа; $R_{bn} = 22,0$ МПа; $R_{btn} = 1,80$ МПа);
- Поздовжня попередньо напружена арматура класу: Вр-II, $\varnothing 5$ мм ($R_s = 1250$ МПа; $E_s = 196\,000$ МПа);
- Кількість дротів у розтягнутій зоні: $n = 16$ шт.

— Початкова попередня напруга: $\sigma_{sp} = 1050 \text{ МПа} \leq 0,85 \times R_s = 1062,5 \text{ МПа}$

— Товщина захисного шару до центра тяжіння арматури: $a_{sp} = 30 \text{ мм}$;

— Робоча висота перерізу: $h_0 = h - a_{sp} = 220 - 30 = 190 \text{ мм}$.

Визначення геометричних характеристик перерізу.

Площа перерізу бетону (без урахування пустот):

$$A_n = b \times h - n_o \times \pi \times d_o^2/4 \quad (3.5)$$

де: $b = 1490 \text{ мм}$ — ширина плити; $h = 220 \text{ мм}$ — висота перерізу; $n_o = 7$ — кількість пустот; $d_o = 159 \text{ мм}$ — діаметр пустот.

$$A_n = 1490 \times 220 - 7 \times \pi \times 159^2/4 = 327\,800 - 7 \times 19\,862 = 327\,800 - 139\,034 = 188\,766 \text{ мм}^2$$

$$A_n = 188\,766 \text{ мм}^2 = 1888 \text{ см}^2$$

Центр ваги перерізу. Переріз симетричний відносно горизонтальної осі, тому:

$$\bar{y} = h/2 = 220/2 = 110 \text{ мм від нижньої грані}$$

Момент інерції нетто-перерізу

$$I_n = (b \times h^3)/12 - n_o \times (\pi \times d_o^4/64) = (1490 \times 220^3)/12 - 7 \times (\pi \times 159^4/64)$$

$$I_n = 1\,322\,127\,000 - 7 \times 31\,374\,400 = 1\,322\,127\,000 - 219\,621\,000$$

$$I_n = 1\,102\,506\,000 \text{ мм}^4 \approx 1,103 \times 10^9 \text{ мм}^4$$

Момент опору нетто-перерізу

$$W_n = I_n / \bar{y} = 1\,102\,506\,000 / 110 = 10\,022\,800 \text{ мм}^3$$

$$W_n = W_{n\beta} = W_{nt} = 10,02 \times 10^6 \text{ мм}^3$$

Приведений переріз (з урахуванням арматури).

$$\text{Відношення модулів пружності: } \alpha_e = E_s / E_\beta = 196\,000 / 32\,500 = 6,03$$

$$A_{red} = A_n + (\alpha_e - 1) \times A_{sp}$$

$$\text{де площа попередньо напруженої арматури: } A_{sp} = 16 \times \pi \times 5^2/4 = 16 \times 19,6 = 313,6 \text{ мм}^2$$

$$A_{red} = 188\,766 + (6,03 - 1) \times 313,6 = 188\,766 + 5,03 \times 313,6 = 190\,343 \text{ мм}^2$$

$$A_{red} = 190\,343 \text{ мм}^2$$

Центр ваги приведенного перерізу (від нижньої грані):

$$y_{red} = [A_n \times \bar{y} + (\alpha_e - 1) \times A_{sp} \times a_{sp}] / A_{red}$$

$$y_{red} = [188\,766 \times 110 + 5,03 \times 313,6 \times 30] / 190\,343 = [20\,764\,260 + 47\,337] / 190\,343$$

$$y_{red} = 109,3 \text{ мм від нижньої грані}$$

Ексцентриситет арматури відносно центра ваги приведенного перерізу:

$$e_{sp} = y_{red} - a_{sp} = 109,3 - 30 = 79,3 \text{ мм}$$

$$e_{sp} = 79,3 \text{ мм}$$

Момент інерції приведенного перерізу:

$$I_{red} = I_n + (\alpha_e - 1) \times A_{sp} \times e_{sp}^2$$

$$I_{red} = 1\,102\,506\,000 + 5,03 \times 313,6 \times 79,3^2 = 1\,102\,506\,000 + 9\,917\,000$$

$$I_{red} = 1\,112\,423\,000 \text{ мм}^4 \approx 1,112 \times 10^9 \text{ мм}^4$$

Ядрові відстані приведенного перерізу

$$\eta_b = I_{red} / (A_{red} \times y_{red}) = 1\,112\,423\,000 / (190\,343 \times 109,3) = 53,5 \text{ мм}$$

$$\eta_t = I_{red} / (A_{red} \times y_t) = 1\,112\,423\,000 / (190\,343 \times 110,7) = 52,7 \text{ мм}$$

$$\text{де } y_t = h - y_{red} = 220 - 109,3 = 110,7 \text{ мм}$$

3.3.2 Збір навантажень

Навантаження зібрані на 1 м² плити перекриття відповідно до ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи» та ДБН В.1.2-5:2007.

Підрахунок навантажень на 1 м² площі перекриття подано у табличній формі.

Таблиця 3.6 - Постійне навантаження (на 1 м²)

№	Вид навантаження	Товщина, мм	γ , кН/м ³	Нормативне, кН/м ²	γ_f	Розрахункове, кН/м ²
1	Власна вага плити ПК 69-15 (за чистою площею бетону)	—	25,0	3,17	1,10	3,49
2	Цементно-піщана вирівнювальна стяжка	40	22,0	0,88	1,30	1,14

Продовження таблиці 3.6

3	Лінолеум на підоснові (з клеєм)	5	18,0	0,09	1,20	0,11
4	Штукатурка стелі (вапняний розчин)	15	18,0	0,27	1,30	0,35
5	Легкі перегородки (розподілене)	—	—	0,50	1,30	0,65
	РАЗОМ (постійне g):			4,91		5,74

Тимчасове (змінне) навантаження

За ДБН В.1.2-2:2006— жилі кімнати гуртожитку:

- Нормативне навантаження: $q_n = 2,00 \text{ кН/м}^2$;
- Коефіцієнт надійності за навантаженням: $\gamma_f = 1,50$;
- Розрахункове навантаження: $q_d = 2,00 \times 1,50 = 3,00 \text{ кН/м}^2$;

Повне розрахункове навантаження

На 1 м^2 поверхні: $p_n = 4,91 + 2,00 = 6,91 \text{ кН/м}^2$; $p_d = 5,74 + 3,00 = 8,74 \text{ кН/м}^2$

Лінійне навантаження на плиту шириною $b = 1,49 \text{ м}$:

$$p_{n,\text{lin}} = p_n \times b = 6,91 \times 1,49 = 10,30 \text{ кН/м'}$$

$$p_{d,\text{lin}} = p_d \times b = 8,74 \times 1,49 = 13,02 \text{ кН/м'} \approx 13,04 \text{ кН/м'}$$

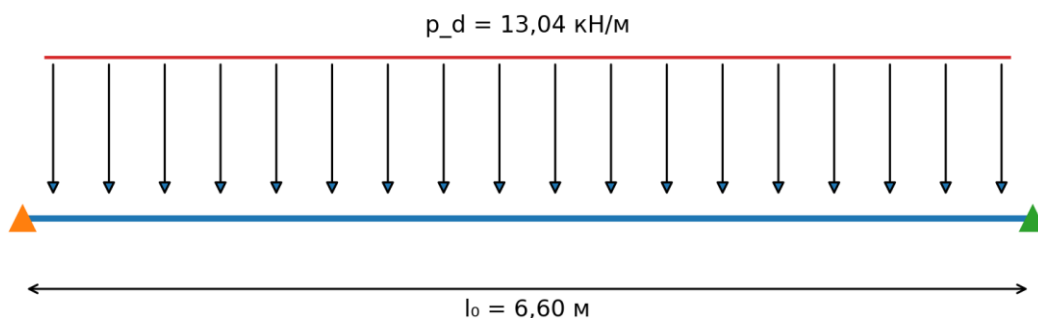


Рисунок 3.2 - Розрахункова схема та навантаження

3.3.3 Статичний розрахунок плити

Плита розглядається як однопрогонова вільно опирна балка прямокутного (порожнистого) перерізу, навантажена рівномірно розподіленим навантаженням.

Розрахунковий прогін: $l_0 = L - 2 \times (a_{оп}/2) = 6900 - 2 \times 150 = 6600 \text{ мм} = 6,60 \text{ м}$

Максимальний згинальний момент (у середині прольоту)

$$M_d = p_d \times l_0^2 / 8 = 13,04 \times 6,60^2 / 8 = 13,04 \times 43,56 / 8$$

$$M_n = p_n \times l_0^2 / 8 = 10,30 \times 43,56 / 8 = 56,12 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Максимальна поперечна сила (на опорі)

$$Q_d = p_d \times l_0 / 2 = 13,04 \times 6,60 / 2$$

$$Q_n = p_n \times l_0 / 2 = 10,30 \times 6,60 / 2 = 33,99 \text{ кН}$$

Квазіпостійна комбінація (для розрахунку деформацій)

Коефіцієнт квазіпостійного значення для гуртожитку (за ДБН В.1.2-2:2006):

$$\psi_L = 0,50.$$

Тривала складова тимчасового навантаження:

$$q_{lt} = \psi_L \times q_n \times b = 0,50 \times 2,00 \times 1,49 = 1,49 \text{ кН/м'}$$

$$p_{lt} = p_{n,lin} - q_{n,lin} + q_{lt} = 10,30 - 2,98 + 1,49 = 8,81 \text{ кН/м'}$$

$$M_{lt} = 8,81 \times 6,60^2 / 8 = 47,97 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

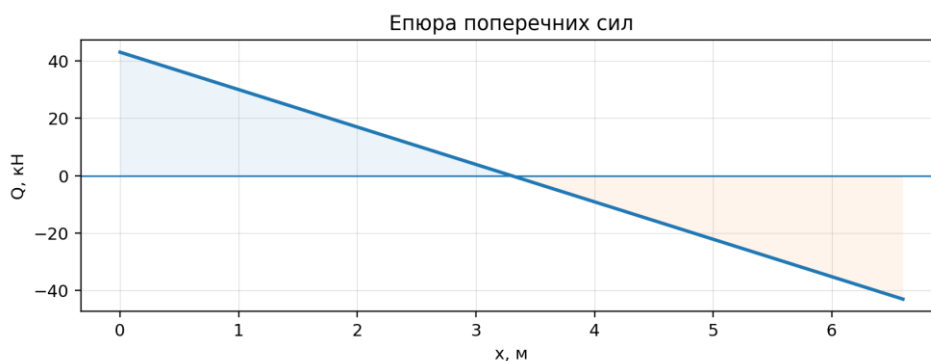


Рисунок 3.3 - Елюри поперечних сил

3.3.4 Втрати попередньої напруги та зусиль обтиску

Попередня напруга: $\sigma_{sp} = 1050 \text{ МПа}$

3.3.4.1 Перша група втрат (до передачі натягу на бетон)

Від релаксації напруги в сталі ($\Delta\sigma_1$). Для дрітної арматури класу Вр-II

$$\Delta\sigma_1 = 0,04 \times \sigma_{sp} = 0,04 \times 1050 = 42 \text{ МПа} \rightarrow \text{приймається } \Delta\sigma_1 = 42 \text{ МПа}$$

Від температурного перепаду при пропарюванні ($\Delta\sigma_2$)

При термічній обробці залізобетонних виробів (пропарювання) із різницею температур $\Delta t = 65^\circ\text{C}$:

$$\Delta\sigma_2 = 1,25 \times \Delta t = 1,25 \times 65 = 81,25 \text{ МПа} \rightarrow \text{приймається } \Delta\sigma_2 = 82 \text{ МПа}$$

Від деформації затискних пристроїв ($\Delta\sigma_3$)

При стенді довжиною $L_{ст} = 25\,000 \text{ мм}$, зміщення дротів $\delta = 1 \text{ мм}$:

$$\Delta\sigma_3 = E_s \times \delta / L_{ст} = 196\,000 \times 1 / 25\,000 \approx 8 \text{ МПа}$$

$$\text{Сума першої групи втрат } \Delta\sigma_I = \Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3 = 42 + 82 + 8 = 132 \text{ МПа}$$

Напруга в арматурі після першої групи втрат (на момент передачі зусилля на бетон):

$$\sigma_{sp,1} = \sigma_{sp} - \Delta\sigma_I = 1050 - 132 = 918 \text{ МПа}$$

Зусилля попереднього напруження після першої групи втрат:

$$P_1 = \sigma_{sp,1} \times A_{sp} = 918 \times 313,6 = 287\,885 \text{ Н} \approx 287,9 \text{ кН}$$

Друга група втрат (після передачі натягу на бетон)

Стискальні напруження в бетоні на рівні центру ваги арматури

$$\sigma_{\beta p} = P_1 / A_{гед} + P_1 \times e_{sp}^2 / I_{гед}$$

$$\sigma_{\beta p} = 287\,885 / 190\,343 + 287\,885 \times 79,3^2 / 1\,112\,423\,000$$

$$\sigma_{\beta p} = 1,512 + 287\,885 \times 6288,49 / 1\,112\,423\,000 = 1,512 + 1,627 = 3,139 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{\beta p} = 3,14 \text{ МПа}$$

Перевірка: $\sigma_{\beta p} = 3,14 \text{ МПа} < 0,75 \times R_{bn} = 0,75 \times 22,0 = 16,5 \text{ МПа}$ — умова виконана.

Від усадки бетону ($\Delta\sigma_4$)

Для бетону класу В30 (нормальний температурно-вологісний режим)

$$\varepsilon_{sh} = 2,0 \times 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_4 = E_s \times \varepsilon_{sh} = 196\,000 \times 2,0 \times 10^{-4} = 39,2 \text{ МПа} \rightarrow \text{приймається } \Delta\sigma_4 = 40 \text{ МПа}$$

Від повзучості бетону ($\Delta\sigma_5$)

Коефіцієнт повзучості для бетону C25/30 при навантаженні у 28 діб (нормальний режим): $\varphi_{cr} = 2,0$.

Перевірка умови лінійної повзучості: $\sigma_{bp}/R_{bn} = 3,14/22,0 = 0,143 < 0,75$ — умова виконана.

$$\Delta\sigma_s = 0,8 \times \varphi_{cr} \times \sigma_{bp} \times (E_s/E_b)$$

$$\Delta\sigma_s = 0,8 \times 2,0 \times 3,14 \times (196\,000/32\,500) = 0,8 \times 2,0 \times 3,14 \times 6,031 = 30,3 \text{ МПа}$$

Сума другої групи втрат

$$\Delta\sigma_{II} = \Delta\sigma_4 + \Delta\sigma_s = 40 + 30 = 70 \text{ МПа}$$

Загальні втрати попередньої напруги

$$\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma_I + \Delta\sigma_{II} = 132 + 70 = 202 \text{ МПа}$$

Перевірка за мінімумом ($\Delta\sigma_{tot} \geq 100 \text{ МПа}$): $202 \geq 100 \text{ МПа}$

Перевірка за максимумом ($\Delta\sigma_{tot} \leq 0,2\sigma_{sp} + 50$): $202 \leq 0,2 \times 1050 + 50 = 260 \text{ МПа}$

Ефективна попередня напруга та зусилля

$$\sigma_{pe} = \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{tot} = 1050 - 202 = 848 \text{ МПа} \rightarrow \text{приймається } \sigma_{pe} = 848 \text{ МПа}$$

$$P = \sigma_{pe} \times A_{sp} = 848 \times 313,6 = 265\,933 \text{ Н} \approx 265,9 \text{ кН.}$$

3.3.5 Розрахунок міцності нормального перерізу

Розрахунок міцності нормального перерізу виконується за ДБН В.2.6-98:2009, для позацентрово стиснутих та згинальних елементів.

Характеристика стисненої зони

Для арматури класу Вр-II

$$\omega = 0,85 - 0,008 \times R_b = 0,85 - 0,008 \times 17,0 = 0,714$$

Відносна висота стисненої зони при граничних умовах:

$$\xi^R = \omega / (1 + (R_s - \sigma_{pe}) / (700 \times \omega))$$

$$\xi^R = 0,714 / (1 + (1250 - 848) / (700 \times 0,714)) = 0,714 / (1 + 402 / 499,8) = 0,714 / 1,805$$

$$\xi^R = 0,395$$

Розрахункова висота стисненої зони

З умови рівноваги горизонтальних зусиль у перерізі:

$$R_b \times b \times x = R_s \times A_{sp}$$

$$x = R_s \times A_{sp} / (R_b \times b) = 1250 \times 313,6 / (17,0 \times 1490) = 392\,000 / 25\,330 = 15,47 \text{ мм}$$

$$x = 15,47 \text{ мм}$$

Перевірка 1: $x < h_\phi = 30 \text{ мм}$ (верхня полиця) — стиснена зона знаходиться у верхній полиці, поперечний переріз розраховується як прямокутний. ✓

Відносна висота стисненої зони:

$$\xi = x / h_0 = 15,47 / 190 = 0,0814$$

Перевірка 2: $\xi = 0,081 < \xi^R = 0,395$ — умова запобігання крихкому руйнуванню виконана.

Момент опору перерізу

$$M_u = R_s \times A_{sp} \times (h_0 - x/2)$$

$$M_u = 1250 \times 313,6 \times (190 - 15,47/2) = 392\,000 \times 182,27 \times 10^{-6}$$

$$M_u = 71,45 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

6.4 Перевірка міцності нормального перерізу

$$M_d \leq M_u$$

$$71,09 \text{ кН}\cdot\text{м} \leq 71,45 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Міцність нормального перерізу забезпечена. Запас: $M_u/M_d = 71,45/71,09 = 1,005$ (0,5%)

3.3.6 Розрахунок міцності похилих перерізів

Розрахунок виконується за ДБН В.2.6-98:2009, п. 4.4. Арматура у вигляді поперечних хомутів у попередньо напружених пустотних плитах не передбачається — несуча здатність на зсув забезпечується бетоном та ефектом попереднього напруження.

Ширина ребер у похилому перерізі.

Мінімальна ширина ребер у рівні центра тяжіння пустот (сума ширин вертикальних ребер):

$$b_v = b - n_0 \times d_0 = 1490 - 7 \times 159 = 1490 - 1113 = 377 \text{ мм}$$

Облік ефекту попереднього напруження

Стискальна напруга в бетоні від ефективного зусилля попереднього напруження P :

$$\sigma_{\beta} = P / A_n = 265\,933 / 188\,766 = 1,409 \text{ МПа}$$

Коефіцієнт ефекту попереднього напруження при зсуві:

$$\varphi_n = \sigma_{\beta} / R_{bt} = 1,409 / 1,20 = 1,174 \rightarrow \text{приймається } \varphi_n = \min(\varphi_n; 0,5) = 0,5$$

Несуча здатність бетону без поперечної арматури

$$Q_{\beta} = \varphi_{\beta 4} \times (1 + \varphi_n) \times R_{bt} \times b_v \times h$$

де $\varphi_{\beta 4} = 1,5$ — для елементів без поперечної арматури.

$$Q_{\beta} = 1,5 \times (1 + 0,5) \times 1,20 \times 377 \times 190 \times 10^{-3}$$

$$Q_{\beta} = 1,5 \times 1,5 \times 1,20 \times 71\,630 \times 10^{-3} = 2,25 \times 85,956 = 193,4 \text{ кН}$$

Максимально допустима поперечна сила

$$Q_{\beta, \max} = \varphi_{\beta 1} \times R_{bt} \times b_v \times h_0 = 2,5 \times 1,20 \times 377 \times 190 \times 10^{-3} = 214,9 \text{ кН}$$

Перевірка на дотичні напруження (головні стискальні напруження)

Статичний момент верхньої частини нетто-перерізу відносно центра ваги:

$$S_{\text{netto}} = b \times (h/2)^2/2 - n_0 \times (2r^3/3) = 1490 \times 110^2/2 - 7 \times 2 \times 79,5^3/3$$

$$S_{\text{netto}} = 1490 \times 6050 - 7 \times 334\,974 = 9\,014\,500 - 2\,344\,818 = 6\,669\,682 \text{ мм}^3$$

Дотичне напруження в рівні центра тяжіння при Q_d :

$$\tau = Q_d \times S_{\text{netto}} / (I_n \times b_v) = 43\,030 \times 6\,669\,682 / (1\,102\,506\,000 \times 377)$$

$$\tau = 286\,917 \times 10^6 / (415\,645 \times 10^6) = 0,690 \text{ МПа}$$

Головне розтягуюче напруження в рівні нейтральної осі:

$$\sigma_1 = -\sigma_{\beta}/2 + \sqrt{((\sigma_{\beta}/2)^2 + \tau^2)}$$

$$\sigma_1 = -1,409/2 + \sqrt{((1,409/2)^2 + 0,690^2)} = -0,705 + \sqrt{(0,497 + 0,476)}$$

$$\sigma_1 = -0,705 + \sqrt{0,973} = -0,705 + 0,987 = 0,282 \text{ МПа}$$

Перевірка: $\sigma_1 = 0,282 \text{ МПа} < R_{bt} = 1,20 \text{ МПа}$ — діагональне тріщиноутворення відсутнє.

Підсумкова перевірка похилого перерізу

$$Q_d \leq Q_{\beta} \leq Q_{\beta, \max}$$

$$43,03 \text{ кН} \leq 193,4 \text{ кН} \leq 214,9 \text{ кН}$$

Міцність похилих перерізів забезпечена. Запас: $Q_{\beta}/Q_d = 193,4/43,03 = 4,5$

Поперечне армування (хомути) конструктивно не потрібне.

3.3.7 Розрахунок на утворення тріщин, нормальних до поздовжньої осі

Для попередньо напруженої плити перекриття житлового будинку (гуртожитку) прийнято категорію тріщиностійкості — 2 (обмежена ширина тріщин, тріщини неприпустимі при нормативних навантаженнях).

Момент розтискання стисненої зони (Момент нульових напружень у нижньому волокні)

Визначається з умови рівності нулю нормальних напружень у нижньому крайньому волокні:

$$M_{dec} = P \times (\eta_{\beta} + e_{sp})$$

$$M_{dec} = 265\,933 \times (53,5 + 79,3) \times 10^{-3} = 265\,933 \times 132,8 \times 10^{-3}$$

Момент тріщиноутворення

Момент, при якому відбувається утворення тріщин у нижній розтягнутій зоні:

$$M_{crc} = M_{dec} + R_{\beta tn} \times \gamma_{\beta t} \times W_{red}$$

де: $R_{\beta tn} = 1,80$ МПа — нормативна межа міцності бетону при розтягу;

$\gamma_{\beta t} = 1,30$ — коефіцієнт, що враховує нерівномірність розподілу напружень (для прямокутних та коробчастих перерізів)

$W_{red} = I_{red} / y_{red} = 1\,112\,423\,000 / 109,3 = 10\,178\,616$ мм³ — момент опору приведенного перерізу.

$$M_{crc} = 35\,300 + 1,80 \times 1,30 \times 10\,178\,616 \times 10^{-3}$$

$$M_{crc} = 35\,300 + 23\,818 = 59\,118 \text{ Н} \cdot \text{м} \approx 59,12 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Перевірка умови нетріщиноутворення

$$M_n \leq M_{crc}$$

$$56,12 \text{ кН} \cdot \text{м} \leq 59,12 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Умова нетріщиноутворення виконується

Запас тріщиностійкості: $k = M_{crc} / M_n = 59,12 / 56,12 = 1,053$ (5,3% запасу).

При нормативних навантаженнях тріщини в нижній зоні плити не утворюються — категорія тріщиностійкості 2 дотримана.

Перевірка на утворення тріщин у верхній стисненій зоні

Напруга у верхньому волокні від зусилля попереднього напруження Р (стиск):

$$\sigma_{\beta, \text{top}} = P/A_{\text{red}} - P \times e_{\text{sp}} \times (h - y_{\text{red}})/I_{\text{red}}$$

$$\sigma_{\beta, \text{top}} = 265\,933/190\,343 - 265\,933 \times 79,3 \times 110,7/(1\,112\,423\,000)$$

$$\sigma_{\beta, \text{top}} = 1,397 - 2\,337\,589\,100/1\,112\,423\,000 = 1,397 - 2,100 = -0,703 \text{ МПа}$$

(розтяг!)

$|\sigma_{\beta, \text{top}}| = 0,703 \text{ МПа} < 0,75 \times R_{\text{btn}} = 0,75 \times 1,80 = 1,35 \text{ МПа}$ — верхня зона не тріщить під час передачі натягу.

3.3.8 Розрахунок за деформаціями (прогини)

Оскільки при квазіпостійній комбінації навантажень тріщини в перерізі не утворюються ($M_{\text{lt}} < M_{\text{crc}}$), переріз розглядається як нетріщинуватий.

Квазіпостійне навантаження та момент

$$p_{\text{lt}} = 8,81 \text{ кН/м}'; M_{\text{lt}} = 47,97 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

$$M_{\text{lt}} = 47,97 \text{ кН}\cdot\text{м} < M_{\text{crc}} = 59,12 \text{ кН}\cdot\text{м} \rightarrow \text{тріщин немає, переріз без тріщин}$$

Зведений (ефективний) модуль пружності бетону з урахуванням повзучості

$$E_{\beta, \text{eff}} = E_{\beta} / (1 + \varphi_{\text{cr}}) = 32\,500 / (1 + 2,0) = 10\,833 \text{ МПа}$$

Прогин від квазіпостійного навантаження (з урахуванням повзучості)

$$f_q = 5 \times p_{\text{lt}} \times l_0^4 / (384 \times E_{\beta, \text{eff}} \times I_{\text{red}})$$

$$f_q = 5 \times 8,81 \times 6600^4 / (384 \times 10\,833 \times 1\,112\,423\,000)$$

$$\text{Чисельник: } 5 \times 8,81 \times 1,897 \times 10^{15} = 8,358 \times 10^{16}$$

$$\text{Знаменник: } 384 \times 10\,833 \times 1,112 \times 10^9 = 4,627 \times 10^{15}$$

$$f_q = 8,358 \times 10^{16} / 4,627 \times 10^{15} = 18,07 \text{ мм (прогин вниз)}$$

Виникнення від попереднього напруження (будівельний підйом)

Для прямолінійних дротів ефект попереднього напруження з урахуванням повзучості:

$$f_P = P \times e_{\text{sp}} \times l_0^2 / (8 \times E_{\beta, \text{eff}} \times I_{\text{red}})$$

$$f_P = 265\,933 \times 79,3 \times 6600^2 / (8 \times 10\,833 \times 1\,112\,423\,000)$$

$$\text{Чисельник: } 265\,933 \times 79,3 \times 43\,560\,000 = 9,172 \times 10^{14}$$

$$\text{Знаменник: } 8 \times 10\,833 \times 1,112 \times 10^9 = 9,629 \times 10^{13}$$

$$f_p = 9,172 \times 10^{14} / 9,629 \times 10^{13} = 9,52 \text{ мм (будівельний підйом вгору)}$$

Сумарний (нетто) прогин

$$f_{\text{net}} = f_q - f_p = 18,07 - 9,52 = 8,55 \text{ мм (вниз)}$$

Перевірка умови обмеження прогинів

$$\text{Гранично допустимий прогин: } f_{\text{lim}} = l_0/250 = 6600/250 = 26,40 \text{ мм}$$

(при $l_0 \geq 6 \text{ м}$ — норма $l_0/250$ для запобігання пошкодженням суміжних конструкцій)

$$f_{\text{net}} \leq f_{\text{lim}}$$

$$8,55 \text{ мм} \leq 26,40 \text{ мм}$$

Умова обмеження прогинів виконується

$$\text{Запас: } f_{\text{lim}}/f_{\text{net}} = 26,40/8,55 = 3,09$$

3.4 Висновки за розділом 3

За результатами виконаного розрахунку круглопустотної попередньо напруженої плити перекриття ПК 69-15 для будівлі гуртожитку (м. Тернопіль) зроблено наступні висновки:

Геометричні характеристики перерізу визначено для плити $1490 \times 220 \text{ мм}$ із 7 круглими пустотами $\varnothing 159 \text{ мм}$. Площа бетонного нетто-перерізу: $A_n = 188\,766 \text{ мм}^2$; момент інерції: $I_n = 1,103 \times 10^9 \text{ мм}^4$.

Збір навантажень виконано відповідно до ДБН В.1.2-2:2006. Розрахункове лінійне навантаження на плиту: $p_d = 13,04 \text{ кН/м'}$. Максимальний розрахунковий момент: $M_d = 71,09 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Загальні втрати попередньої напруги становлять 202 МПа ($19,2\%$ від початкового значення $\sigma_{sp} = 1050 \text{ МПа}$). Ефективне зусилля обтиску: $P = 265,9 \text{ кН}$.

Міцність нормального перерізу забезпечена: $M_u = 71,45 \text{ кН}\cdot\text{м} > M_d = 71,09 \text{ кН}\cdot\text{м}$ (запас $0,5\%$). Руйнування пластичне ($\xi = 0,081 < \xi^R = 0,395$).

Міцність похилих перерізів забезпечена без влаштування поперечної арматури (хомутів): $Q_\beta = 193,4 \text{ кН} \gg Q_d = 43,03 \text{ кН}$ (запас 4,5-кратний). Головне розтягуюче напруження $\sigma_1 = 0,282 \text{ МПа} < R_{bt} = 1,20 \text{ МПа}$

Умова нетріщиноутворення (категорія 2) виконана: $M_{сгс} = 59,12 \text{ кН}\cdot\text{м} > M_n = 56,12 \text{ кН}\cdot\text{м}$ (запас 5,3%).

Прогин плити від квазіпостійної комбінації навантажень з урахуванням повзучості та будівельного підйому від попереднього напруження становить $f_{net} = 8,55 \text{ мм}$, що значно менше граничного значення $l_0/250 = 26,40 \text{ мм}$ (запас 3-кратний).

Прийняті конструктивні рішення відповідають вимогам чинних нормативних документів України та забезпечують надійну і довговічну роботу несучих конструкцій будівлі

РОЗДІЛ 4

БЕЗПЕКА ЖИТТЄДІЯЛЬНОСТІ, ОСНОВИ ОХОРОНИ ПРАЦІ

4.1 Охорона праці

Будівництво гуртожитку є складним організаційно-технічним процесом, що включає широкий спектр робіт: земляні, бетонні та залізобетонні, монтажні, покрівельні, оздоблювальні та інші. На кожному з етапів будівельного виробництва виникають специфічні небезпечні та шкідливі виробничі фактори, що впливають на здоров'я та безпеку працівників. Аналіз цих факторів є необхідною передумовою для розроблення дієвих заходів з охорони праці.

Гуртожиток як об'єкт будівництва належить до житлових будівель спеціалізованого типу. Його конструктивна схема, як правило, включає несучі зовнішні та внутрішні стіни, перекриття, сходові клітки, фундаменти, покриття, перегородки та інженерні системи. У процесі будівництва ці елементи зводяться поступово, тому на кожному етапі необхідно враховувати тимчасовий стан будівлі. Конструкція, яка після завершення будівництва працює як єдина просторова система, під час монтажу може перебувати в менш стійкому стані, оскільки частина елементів ще не змонтована, стики не замонолічені, розчини не набрали проектної міцності, а просторові зв'язки ще не сформовані повністю. Будівельно-монтажні роботи при зведенні гуртожитку повинні виконуватися на основі затвердженої проектної документації, проекту організації будівництва, проекту виконання робіт, технологічних карт і вимог чинних нормативних документів. Особливу увагу слід приділяти послідовності виконання робіт, оскільки порушення технології може призвести до появи деформацій, тріщин, нерівномірних осідань, зниження несучої здатності конструкцій або виникнення небезпечних ситуацій на будівельному майданчику.

Відповідно до ДБН А.3.2-2:2009 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення», всі небезпечні та шкідливі виробничі фактори (НШВФ) поділяються на фізичні, хімічні, біологічні та психофізіологічні.

На будівельному майданчику при зведенні гуртожитку домінують фізичні НШВФ, перелік яких наведено нижче:

- переміщення машин і механізмів — баштові та автомобільні крани, бетонозмішувачі, екскаватори, автосамоскиди створюють зони підвищеної небезпеки, в яких можливе травмування рухомими частинами;
- робота на висоті — монтаж конструкцій перекриттів, влаштування покрівлі та зовнішнє оздоблення виконуються на висоті понад 1,3 м, що відповідно до ДБН А.3.2-2:2009 кваліфікується як висотна робота з підвищеним ризиком падіння;
- підвищений рівень шуму та вібрації — при роботі перфораторів, відбійних молотків, вібраторів для ущільнення бетону рівень шуму може перевищувати 85 дБА, що є гранично допустимим значенням згідно з ДСН 3.3.6.037-99;
- недостатня природна освітленість — при виконанні робіт у внутрішніх приміщеннях будівлі, що споруджується, та в темний час доби необхідне штучне освітлення не менше 50 лк (робочі місця) та 10 лк (проходи та майданчики);
- несприятливі метеорологічні умови — роботи на відкритому повітрі в літній і зимовий сезони пов'язані з впливом підвищеної/зниженої температури, атмосферних опадів, вітру, що підвищує ризик теплового удару або переохолодження;
- електробезпека — тимчасові електромережі будівельного майданчика є джерелом підвищеного ризику ураження електричним струмом, особливо в умовах підвищеної вологості.

Хімічні НШВФ пов'язані переважно з оздоблювальними роботами: застосуванням лакофарбових матеріалів, клеїв, гідроізоляційних мастик та розчинників.

Зведені дані щодо основних НШВФ за технологічними процесами наведено в таблиці 4.1.

Таблиця 4.1 - Небезпечні та шкідливі виробничі фактори за основними видами робіт

Вид робіт	Основні НШВФ
Земляні роботи	Обвалення ґрунту, рухомі машини, вібрація
Монтажні роботи	Падіння з висоти, рухомий вантаж, робота крана
Бетонні та залізобетонні роботи	Вібрація, хімічний вплив цементного пилу, шум
Покрівельні роботи	Робота на висоті, термічний вплив, атмосферні умови
Оздоблювальні роботи	Хімічні НШВФ (розчинники, фарби), запиленість
Електромонтажні роботи	Ураження електричним струмом

4.1.1 Заходи із забезпечення безпечних умов праці при виконанні будівельно-монтажних робіт

Заходи з охорони праці розробляються відповідно до вимог ДБН А.3.2-2:2009 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві», ДБН А.3.1-5:2016 «Організація будівельного виробництва» та галузевих нормативно-правових актів з охорони праці (НПАОП).

До початку виконання будівельно-монтажних робіт (БМР) необхідно здійснити комплекс організаційних заходів:

- розробити розділ «Охорона праці» у складі проєкту організації будівництва (ПОБ) та проєктів виконання робіт (ПВР) на всі основні види робіт;
- провести вступний та первинний інструктажі з охорони праці з усіма працівниками відповідно до НПАОП 0.00-4.12-05; повторний інструктаж проводити не рідше одного разу на квартал;
- призначити відповідальних за охорону праці на кожній ділянці будівельного майданчика;

- установити знаки безпеки та попереджувальні таблички на підходах до небезпечних зон відповідно до ДСТУ ISO 3864-1:2017;
- огородити будівельний майданчик суцільним парканом висотою не менше 2,0 м згідно з ДБН А.3.1-5:2016, а в місцях проходу людей — навісами шириною не менше 1,5 м;
- забезпечити всіх працівників засобами індивідуального захисту (ЗІЗ): захисними касками, спецодягом, захисним взуттям, сигнальними жилетами;
- організувати медичний огляд працівників перед допуском до робіт на висоті, електромонтажних та інших небезпечних робіт.

При виконанні земляних робіт (розроблення котловану під фундаменти гуртожитку) необхідно забезпечити:

- влаштування укосів або кріплення стінок котловану відповідно до ДСТУ Б В.2.1-27:2010. Для ґрунту природного ненасиченого залягання при глибині виїмки до 2 м допускається вертикальне кріплення без відкосів; при глибині понад 2 м — обов'язкове кріплення або відкос 1:0,5;
- установлення зон безпеки навколо екскаватора радіусом, рівним максимальному вильоту стріли плюс 5 м;
- систематичне спостереження за станом укосів виїмок і траншей, особливо після дощу та відлиги;
- сходи або трапи з перилами для спуску в котлован через кожні 50 м його довжини;
- обмеження швидкості руху транспорту на будівельному майданчику до 10 км/год.

Монтажні та бетонні роботи є найбільш небезпечними на будівельному майданчику. Для їх безпечного виконання передбачається:

- застосування баштового крана з вантажопідйомністю, що відповідає максимальній масі монтованих елементів з коефіцієнтом запасу не менше 1,25; технічний огляд крана перед початком робіт відповідно до НПАОП 0.00-1.01-07;
- установлення сигнальних огорожень (сітки, стяжки з попереджувальними прапорцями) у зоні роботи крана та монтажу конструкцій;

- застосування технологічних пристроїв для тимчасового кріплення монтованих елементів (підкосів, розчалок, кондукторів) до їх остаточного закріплення;
- при монтажі опалубки та армуванні перекриттів — влаштування суцільного настилу робочих підмостків; при висоті більше 1,8 м — обов'язкова огорожа периметра підмостків перилами висотою 1,1 м з бортовою дошкою 0,15 м відповідно до ДБН А.3.2-2:2009;
- застосування засобів захисту від розбризкування та шуму при вібруванні бетонної суміші; вібратор занурювати у бетон під кутом 35–45° та витягати поступово;
- при зварюванні арматурних стиків — установлення захисних щитків від іскор та бризок розплавленого металу; зварювальник повинен мати діючий дозвіл на виконання зварювальних робіт.

4.1.2 Безпека при покрівельних та фасадних роботах

При виконанні покрівельних робіт та оздоблення фасаду з риштувань необхідно:

- влаштовувати риштування заводського виготовлення (рамні або клинові) з паспортом та розрахунком несучої здатності; навантаження на риштування не має перевищувати 200 кг/м²;
- риштування щільно кріпити до стіни будівлі анкерами через кожні 6 м по горизонталі та 4 м по вертикалі; настил настилати суцільно з дощок завтовшки 40 мм;
- установити огороження по периметру дахової системи на висоту 0,6 м від рівня покрівлі, а при нахилі даху більше 20° — страхувальні канати;
- усі працівники, що виконують роботи на висоті більше 1,3 м від рівня підлоги або землі, мають застосовувати страхувальні пояси відповідно до НПАОП 45.2-7.02-12;

- не виконувати покрівельних і фасадних робіт при швидкості вітру понад 10 м/с, ожеледиці, грозі та снігопаді.

4.2 Заходи з пожежної безпеки на будівельному майданчику

Пожежна безпека на будівельному майданчику забезпечується відповідно до вимог ДБН В.1.1-7:2016 «Пожежна безпека об'єктів будівництва», Правил пожежної безпеки в Україні та ДСТУ EN 1838:2012.

До організаційних заходів пожежної безпеки належать:

- призначення відповідального за пожежну безпеку на будівельному майданчику наказом по підрядній організації;
- проведення протипожежного інструктажу з усіма працівниками до початку їх роботи на об'єкті;
- розробка плану евакуації з будівлі, що будується, та тимчасових споруд будмайданчика; розміщення планів евакуації на видних місцях;
- категорична заборона паління на будівельному майданчику за межами спеціально відведених місць (курилок), позначених відповідними знаками;
- заборона зберігання горючих рідин та матеріалів у кількостях, що перевищують добову потребу, безпосередньо на робочих місцях.

Інженерно-технічні заходи з пожежної безпеки:

- розміщення первинних засобів пожежогасіння (вогнегасники порошкові ВП-5(з)-2 або вуглекислотні ВВК-3,5) з розрахунку один вогнегасник на 200 м² площі будмайданчика, але не менше двох на кожний поверх будівлі, що зводиться;
- влаштування ящиків із піском об'ємом 0,5 м³ та пожежних щитів у місцях зберігання горючих матеріалів та біля зварювальних постів;
- улаштування тимчасового протипожежного водопроводу з пожежними гідрантами, розташованими не далі 100 м один від одного та не далі 5 м від краю проїзної частини; тиск у мережі — не менше 0,1 МПа;
- забезпечення під'їзду пожежної техніки до будівлі: ширина проїздів не менше 3,5 м, висота — не менше 4,5 м; виконати кільцеву схему під'їзду або

тупикові проїзди з майданчиками для розвороту 12×12 м відповідно до ДБН В.2.3-5:2018;

- при виконанні гідроізоляційних та покрівельних робіт із застосуванням бітумних мастик і розчинників — установлення вогнегасного поста безпосередньо на місці проведення робіт; роботи виконувати лише у світлий час доби;
- тимчасова електромережа будмайданчика виконується з вогнетривкого кабелю; рубильники та розподільні щити закриваються в металеві шафи із замком; щоденна перевірка ізоляції електропроводки.

4.2.1 Заходи із зниження рівня шуму та вібрації

Шум будівельного майданчика є однією з основних проблем для прилеглих житлових районів. Відповідно до ДСН 3.3.6.037-99 «Санітарні норми виробничого шуму, ультразвуку та інфразвуку» та ДСН 3.3.6.039-99, допустимий рівень шуму для населених місць у денний час (7:00–23:00) становить 55 дБА. Для дотримання цієї норми передбачено:

- виконання будівельних робіт, пов'язаних із підвищеним рівнем шуму (забивання паль, демонтажні роботи), виключно у денний час (8:00–20:00);
- застосування шумозахисних кожухів на компресорах та дизельних генераторах; перевагу надавати техніці з електроприводом;
- установлення тимчасових шумозахисних огорожень (шумоізолюючих панелей) з боку прилеглих до будмайданчика житлових будинків при рівні шуму понад норму.

4.3 Безпека в надзвичайних ситуаціях

Для гуртожитку пріоритетними є сім груп загроз: пожежа, витік газу (якщо в будівлі передбачається газове обладнання), аварія електромереж, підтоплення, локальна конструктивна відмова, терористична або активна загроза, біологічна/епідемічна подія. За типовою для гуртожитку конфігурацією найбільш критичними є пожежа та електротехнічні аварії, бо вони поєднують відносно вищу імовірність з високими наслідками для життя людей у нічний час та за умов

щільного заселення. Газовий ризик стає прийнятним лише за умови автоматичного контролю загазованості, аварійного відключення подачі газу та належної вентиляції; якщо кухня проєктується повністю електричною, цей ризик майже усувається на етапі проєктного рішення.

4.4 Висновки за розділом 4

У результаті розроблення розділу «Безпека життєдіяльності, основи охорони праці» встановлено такі основні результати:

1. Аналіз умов праці при будівництві гуртожитку виявив шість основних груп небезпечних та шкідливих виробничих факторів, найбільш критичними серед яких є: падіння з висоти при монтажних і покрівельних роботах, рухомі вантажі в зоні роботи крана та вплив хімічних речовин при оздоблювальних роботах.

2. Розроблені організаційні та технічні заходи з охорони праці охоплюють всі основні технологічні процеси зведення гуртожитку та відповідають вимогам ДБН А.3.2-2:2009, ДБН А.3.1-5:2016, НПАОП 0.00-4.12-05 та галузевих нормативних актів. Ключовими з них є: суцільне огороження майданчика, обов'язкове застосування ЗІЗ, влаштування захисних огорожень на риштуваннях та на перекриттях.

3. Заходи з пожежної безпеки передбачають влаштування первинних засобів пожежогасіння, тимчасового протипожежного водопроводу та забезпечення під'їзду пожежних автомобілів відповідно до ДБН В.1.1-7:2016. Усі тимчасові будівлі виконуються у відповідному ступені вогнестійкості.

Реалізація запропонованих заходів забезпечить безпечні та здорові умови праці на будівельному майданчику, виключить або суттєво знизить ризики виробничих травм і захворювань, а також мінімізує негативний вплив будівельного виробництва на навколишнє природне середовище.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

У кваліфікаційній роботі розроблено проєкт гуртожитку з вбудованими приміщеннями громадського призначення у м. Тернополі. Основною метою роботи було прийняття та обґрунтування архітектурно-планувальних, конструктивних, інженерних і безпекових рішень, які забезпечують функціональність, надійність, енергоефективність та безпечну експлуатацію будівлі.

У теоретичному розділі проаналізовано особливості проєктування гуртожитків, їх класифікацію, нормативно-правову базу та сучасний досвід будівництва студентського житла.

В архітектурно-будівельному розділі охарактеризовано район і ділянку будівництва, враховано кліматичні, містобудівні та інженерно-геологічні умови. Розроблено генеральний план території з організацією під'їздів, пішохідних зв'язків, автостоянки, майданчиків, озеленення та благоустрою. Прийняті рішення забезпечують зручне функціонування об'єкта, нормативні протипожежні відстані, доступність території та раціональне використання земельної ділянки.

Конструктивна схема будівлі прийнята із несучими цегляними стінами та збірними залізобетонними перекриттями. Просторова жорсткість забезпечується сумісною роботою несучих стін, перекриттів, фундаментів і сходових кліток. Зовнішні стіни передбачено з цегляної кладки з утепленням, перегородки — з газобетонних блоків, покрівлю — плоску суміщену з організованим внутрішнім водовідведенням. Прийняті конструктивні рішення відповідають функціональному призначенню будівлі та вимогам надійності.

У розрахунково-конструктивному розділі виконано збір навантажень, розглянуто можливі типи фундаментів і обґрунтовано застосування збірного стрічкового залізобетонного фундаменту. Виконано визначення глибини закладання, розрахунок ширини підшви, перевірку тиску під подошвою та підбір фундаментних подушок і блоків. Розрахунки підтвердили, що прийнята конструкція фундаментів забезпечує надійну передачу навантажень від будівлі на ґрунтову основу.

Також виконано розрахунок круглопустотної попередньо напруженої плити перекриття ПК 69-15. Визначено геометричні характеристики перерізу, зібрано навантаження, виконано статичний розрахунок, перевірку міцності нормального та похилого перерізів, тріщиностійкості й прогинів. Усі перевірки показали, що несуча здатність, жорсткість і тріщиностійкість плити забезпечені.

У розділі з безпеки життєдіяльності та охорони праці визначено основні небезпечні виробничі фактори під час будівництва гуртожитку та запропоновано заходи щодо їх зниження. Передбачено вимоги до організації будівельного майданчика, безпечного виконання монтажних, покрівельних і фасадних робіт, пожежної безпеки, зменшення шуму та дій у надзвичайних ситуаціях.

Отже, у кваліфікаційній роботі досягнуто поставленої мети: розроблено проєкт гуртожитку з вбудованими громадськими приміщеннями, обґрунтовано основні архітектурні, конструктивні та інженерні рішення, виконано необхідні розрахунки несучих конструкцій і основ. Прийняті рішення відповідають чинним нормативним вимогам, забезпечують функціональність, доступність, енергоефективність, надійність і безпечну експлуатацію будівлі.

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.2.2-9:2018. Громадські будинки та споруди. Основні положення. Зі зміною №1. Чинний від 2019-06-01. К : Мінрегіон України, 2022. 43 с.
3. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Будівельна кліматологія. Чинний від 2011-11-01. Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. 127 с.
4. ДБН Б.2.2-12:2019. Планування та забудова територій. — [Чинний від 2019-10-01]. — Київ : Мінрегіон України, 2019. — 179 с.
5. ДБН В.1.1-7:2016. Пожежна безпека об’єктів будівництва. — Київ : Держбуд України, 2016. — 33 с.
6. ДБН В.2.6-31:2021. Теплова ізоляція та енергоефективність будівель. Чинний від 2022-09-01. Київ : Міністерство розвитку громад та територій України, 2022. 23 с.
7. ДСТУ 9191:2022. Теплоізоляція будівель. Метод вибору теплоізоляційного матеріалу для утеплення будівель. Чинний від 2023-03-01. К : Мінрегіон України, 2022. 60 с.
8. ДБН В.1.2-14:2018. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. –чинні від 2019-01-01. –Київ: Мінрегіон України, 2018. –36 с.
9. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об’єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. Чинний від 2007-11-01. Київ : Мінбуд України, 2006. 75 с.
11. ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. Чинний від 2019-01-01. Київ : Мінрегіон України, 2018. 35 с.

12. ДСТУ Б В.2.6-2:2009 Вироби бетонні і залізобетонні. Загальні технічні умови. –Чинний від 2010-10-01]. –К.: Мінрегіон України, 2010, 32 с. – (Національний стандарт України).
13. ДСТУ Б В.2-6-53:2008 Плити перекриттів залізобетонні багатопустотні для будівель і споруд. Технічні умови. –Чинний від 2010-01-01]. –К.: Мінрегіон України, 2009, 23 с. –(Національний стандарт України).
14. Конспект лекцій з дисципліни «Проектування залізобетонних і мурованих конструкцій» для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» денної і заочної форми навчання. / Укладачі: О.П. Конончук, В.П. Ясній – Тернопіль: Вид-во ТНТУ імені Івана Пулюя, 2018. – 133 с.
15. ДБН А.3.2-2-2009. Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення. Чинний від 2012-04-01. Київ : Мінрегіонбуд України, 2012. 116 с.
16. Опорний конспект лекцій з дисципліни «Безпека життєдіяльності» для студентів усіх напрямків і форм навчання / В.М. Барановський, М.І. Підгурський, С.Ю. Мариненко. – Тернопіль: ТНТУ ім. І. Пулюя, 2016. – 151 с.
17. Каспрук В.Б. Методичні вказівки до написання розділу з охорони праці в будівництві для спеціальності 192 "Будівництво та цивільна інженерія". – Тернопіль : ТНТУ ім.І.Пулюя, 2024. – 15 с.
18. Техноекологія та цивільна безпека. Частина «Цивільна безпека». Навчальний посібник / В.С. Стручок, – Тернопіль: ТНТУ ім. І.Пулюя, 2022. – 150 с.
19. Стручок В.С. Безпека в надзвичайних ситуаціях. Методичний посібник для здобувачів освітнього ступеня «магістр» всіх спеціальностей денної та заочної (дистанційної) форм навчання / В.С.Стручок. — Тернопіль: ФОП Паляниця В. А., 2022. — 156 с.