

**ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ МІСЬКОГО
ГОСПОДАРСТВА ІМЕНІ О.М. БЕКЕТОВА**

**НАВЧАЛЬНО-НАУКОВИЙ ІНСТИТУТ
БУДІВНИЦТВА, ЗЕМЛЕУСТРОЮ ТА ЦИВІЛЬНОЇ ІНЖЕНЕРІЇ**

Кафедра технології та організації будівельного виробництва

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА БАКАЛАВРА

ЗВЕДЕННЯ 5-ПОВЕРХОВОГО ЖИТЛОВОГО БУДИНКУ В УЖГОРОДІ

Розробив: студент IV курсу, групи БтаЦІ 2022-1
Спеціальність 192 Будівництво та цивільна інженерія
ОПП «Промислове і цивільне будівництво»
Трофімов Максим Олександрович

Керівник: к.т.н., доц. Говоруха І.В.

Рецензент: к.т.н., доц. Бутнік С.В.

**ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ МІСЬКОГО
ГОСПОДАРСТВА імені О.М.БЕКЕТОВА**

**НАВЧАЛЬНО-НАУКОВИЙ ІНСТИТУТ
БУДІВНИЦТВА, ЗЕМЛЕУСТРОЮ ТА ЦИВІЛЬНОЇ ІНЖЕНЕРІЇ
ЗАТВЕРДЖУЮ**

Завідувач кафедри технології та
організації будівельного виробництва

д.т.н., проф. Шумаков І. В.

” 01 ” 06 2026 року



**ЗАВДАННЯ
ДО ВИКОНАННЯ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ БАКАЛАВРА**

Трофімов Максим Олександрович

Спеціальність: *192 Будівництво та цивільна інженерія*

Освітньо-професійна програма: *Промислове та цивільне будівництво*

Тема кваліфікаційної роботи: *Зведення 5-поверхового житлового будинку в
Ужгороді затверджена наказом ректора ХНУМГ ім. О. М. Бекетова
№ 447-03 від 26.05.2026*

Термін подання завершеної роботи на кафедру “16” червня 2026 р.

Вихідні дані до кваліфікаційної роботи: *інженерно-геологічні умови, основні
вимоги до несучих та огорожувальних конструкцій будівлі, архітектурно-
планувальне рішення об'єкту.*

Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно
розробити): *архітектурно-будівельна частина, розрахунково-конструктивна
частина, технологічні рішення та організація будівництва, розділ охорони
праці.*



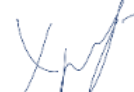
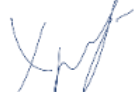








Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень):

- архітектурно-будівельна частина: Генеральний план, план поверху, розріз, план
покрівлі, фасади – 2л.;

- розрахунково-конструктивна частина: конструювання пальового фундаменту,
інженерно-геологічний переріз – 1л.; конструювання пустотної плити
перекриття – 1л.;

- технологічні рішення та організація будівництва: технологічна карта на
улаштування збірного стрічкового фундаменту–1л.; будгенплан–1л.

КОНСУЛЬТАНТИ РОЗДІЛІВ РОБОТИ

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата		
		завдання видав	завдання прийняв	
1. Архітектурно-будівельна частина	Казімагомедов Ф.І. к.т.н. доц.			
2. Розрахунково-конструктивна частина	Розрахунок підземної частини об'єкту	Храпатова І.В. к.т.н. доц.		
	Розрахунок надземної частини об'єкту	Бутенко С.В. к.т.н. доц.		
3. Технологічні рішення та організація будівництва	Говоруха І.В. к.т.н. доц.			
4. Охорона праці	Косенко Н.О. к.т.н. доц.			
Нормоконтроль	Зінов'єва О.М.			

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

Назва етапів роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітка
1. Архітектурно-будівельна частина	28.05.2026-01.06.2026	виконано
2. Розрахунково-конструктивна частина	02.06.2026-08.06.2026	виконано
3. Технологічні рішення та організація будівництва	09.06.2026-12.06.2026	виконано
4. Охорона праці	15.06.2026-16.06.2026	виконано

Керівник кваліфікаційної роботи _____



к.т.н., доц. Говоруха І.В.

Завдання прийняв до виконання _____



Трофімов М.О.

Дата видачі завдання “27” травня 2026 р.

Зміст

РОЗДІЛ 1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА	6
1.1 Вихідні дані	6
1.2 Об'ємно-планувальні рішення	6
1.3 Архітектурно-конструктивні рішення	7
1.3.1 Основи будинку	8
1.3.2 Фундаменти	8
1.3.3 Стіни підвалу	8
1.3.4 Стіни	9
1.3.5 Перекриття	9
1.3.6 Перегородки	9
1.3.7 Сходи	9
1.3.8 Балкони та лоджії	10
1.3.9 Вікна та балконні двері	10
1.3.10 Двері	10
1.3.11 Підлоги	10
1.3.12 Покриття та орище	11
1.3.13 Відмостка	11
1.3.14 Внутрішнє оздоблення	11
1.3.15 Зовнішнє оздоблення	11
1.3.17. Вентиляція	12
1.3.9. Каналізація	12
1.3.10. Електропостачання	12
1.3.13. Опалення	12
1.4 Теплотехнічний розрахунок зовнішніх огорожуючих конструкцій	13
1.4.1 Вихідні дані:	13
1.4.2 Загальний термічний опір конструкції за формулою:	14
1.4.3 Загальний опір конструкції	14
1.4.4 Перевірка	15
РОЗДІЛ 2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА	16
2.1 Розрахунок підземної частини об'єкта	16
2.1.1 Загальні дані для проектування	16
4.1.2 Аналіз інженерно-геологічних умов	17
2.1.3 Визначення напружень від власної ваги ґрунту	19
2.1.4 Збір навантажень на фундаменти	19
2.1.5 Визначення ширини підошви фундаментних плит та	22
конструктивний розрахунок	22
2.1.6 Визначення осідання	24
Вихідні положення	24
2.2 Розрахунок наземної частини об'єкта	26
2.2.1 Розрахунок і конструювання багатопустотної попередньо напруженої плити перекриття	26
2.2.1.1 Вихідні дані	26
2.2.2 Компонування збірного перекриття	26

2.2.3 Розрахунок багатопустотної попередньо напруженої плити за граничними станами I групи	26
2.2.3.1 Розрахунок міцності перерізів похилих до повздовжньої осі.....	31
2.2.4 Розрахунок багатопустотної попередньо напруженої плити за граничними станами другої групи	32
РОЗДІЛ 3. ТЕХНОЛОГІЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА	45
3.1 Технологія будівельного виробництва.....	45
3.1.1 Загальні рішення поточного зведення об'єкта	45
3.1.2 Земляні роботи	46
3.2. Технологічна карта на зведення підземної частини будівлі	46
3.2.1. Технологія зведення елементів підземної частини будівлі.....	46
3.2.2. Технологія зведення залізобетонного перекриття підвалу	47
3.2.3. Склад робіт під час зведення підземної частини будівлі	48
3.2.4. Вибір монтажного крана.....	49
3.2.5. Обчислення обсягів робіт за захватками.....	50
3.2.6. Графік виконання робіт зі зведення фундаментів будівлі	51
3.2.7. Техніко-економічні показники зведення підземної частини будівлі	51
3.3. Проектування будівельного генерального плану об'єкта	52
3.2.1. Склад будівельного генерального плану	52
3.3.2. Вибір монтажного крану.....	52
3.3.3 Прив'язка монтажного крана та небезпечні зони.....	54
3.3.4 Тимчасові будівлі, дороги та склади	54
3.3.5 Інженерне забезпечення та техніка безпеки	55
РОЗДІЛ 4. ОХОРОНА ПРАЦІ.....	56
4.1 Забезпечення охорони праці на законодавчому рівні	56
4.2 Аналіз умов праці та виявлення потенційних небезпек на об'єкті проектування	57
4.3 Дослідження ризику реалізації потенційних небезпек на об'єкті проектування	59
4.4 Розробка організаційно-технічних та архітектурно-планувальних заходів, спрямованих на покращення умов праці	62
4.4.1 Організаційні заходи	62
4.4.2 Технічні заходи. Захист від падіння з висоти	63
4.4.3 Технічні заходи. Електробезпека	63
4.4.4 Технічні заходи. Захист від пилу та хімічних факторів	64
4.4.5 Заходи безпеки в умовах військової агресії.....	64
4.5 Висновки.....	66
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ	67

РОЗДІЛ 1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА

1.1 Вихідні дані

Назва будівлі: 5-поверховий багатоквартирний житловий будинок.

Місто будівництва: м. Ужгород, Закарпатська область.

Кліматичні умови: кліматичний район II згідно з ДСТУ Б В.1.1-27:2010.

Розрахункова зимова температура зовнішнього повітря становить -18°C .

Середньомісячна температура повітря в липні складає $+20,4^{\circ}\text{C}$. Тривалість опалювального сезону – 187 діб, середня температура опалювального сезону – $-0,6^{\circ}\text{C}$. Глибина промерзання ґрунту – 80 см.

Геологічні умови: природні ґрунти – суглинки з розрахунковим опором основи $R = 0,15$ МПа. Підземні води розташовані нижче глибини закладання фундаментів.

Основні характеристики будівлі: кількість поверхів – 5, кількість секцій – 1, висота поверху – 2,8 м.

Конструктивна система: несучі поздовжні цегляні стіни. Фундамент – збірні залізобетонні фундаментні подушки та блоки стін підвалу. Перекриття – залізобетонні пустотні плити товщиною 220 мм. Покрівля – пологий дах з внутрішнім водостоком. Вікна – дерев'яні з подвійним склінням. Підлога у житлових кімнатах – паркет, на кухні та в коридорах – лінолеум, у санвузлах – керамічна плитка.

1.2 Об'ємно-планувальні рішення

Прийняті об'ємно-планувальні рішення відповідають положенням ДБН В.2.2-15:2019 «Житлові будинки. Основні положення» та ДБН Б.2.2-12:2019 «Планування і забудова територій».

Майданчик під забудову розміщений на окраїні міста Ужгород.

Рельєф ділянки спокійний та рівний. Доступ до будівельного майданчика організовано наявними автомобільними дорогами.

Техніко-економічні показники генерального плану: площа території – 45 га; площа забудови – 8,7 га; щільність забудови – 0,25%; площа озеленення – 34 га; коефіцієнт озеленення – 0,52%; протяжність автодоріг – 1 600 м;

коефіцієнт використання території – 70%.

У плані будівля має прямокутну форму з габаритами в осях «1–7»: 25,8 м та в осях «А–Г»: 12,0 м. Будинок п'ятиповерховий за висоти поверху 2,5 м; повна висота споруди від рівня землі дорівнює 18,9 м, а будівельна довжина по фасаду - 26,82 м.

Конструктивна схема будинку з поздовжніми несучими стінами. Просторову жорсткість несучого каркасу кам'яної споруди створюють цегляні несучі стіни разом із залізобетонними плитами перекриття, які працюють як горизонтальні жорсткі диски.

До складу секції входять дві двокімнатні квартири типу двох і трикімнатні квартири типу 3Б, а також комунікаційний блок. Вертикальні зв'язки забезпечуються внутрішнім сходовим маршем та мусоропроводом.

Квартира загальною площею 49,66 м² (житлова площа – 28,93 м²) включає дві кімнати з виходом на лоджію, кухню 7,37 м², суміщений санвузол 4,25 м² та передпокій.

Квартира загальною площею 64,97 м² (житлова площа – 39,84 м²) налічує три кімнати, одна з яких має вихід на балкон, а також лоджію, кухню 10,0 м², суміщений санвузол і передпокій. Балкони площею 3,19 м² створюють зв'язок із відкритим простором.

Техніко-економічні показники квартир: житлова площа двокімнатних квартир – $2 \times 28,93 = 57,86$ м²; житлова площа трикімнатних квартир – $2 \times 39,84 = 79,68$ м²; загальна житлова площа на поверсі – 137,54 м²; загальна площа квартир на поверсі – 229,26 м²;

Покриття будинку складається з ребристих залізобетонних плит покриття, пароізоляції у вигляді двох шарів рубероїду на бітумній мастиці, мінераловатних плит підвищеної жорсткості, стяжки з цементно-піщаного розчину та двох шарів наплавлюваного рубероїду. Будинок має пологу покрівлю з внутрішнім водостоком.

1.3 Архітектурно-конструктивні рішення

В основу конструктивної схеми будівлі покладено систему поздовжніх

несучих цегляних стін згідно з ДБН В.2.6-162:2010 «Кам'яні та армокам'яні конструкції». Сприйняття горизонтальних навантажень — вітрового та сейсмічного — і просторова жорсткість досягаються спільною роботою несучих стін та залізобетонних плит перекриттів, які формують систему жорстких горизонтальних дисків. За ДБН В.1.2-14:2018 клас відповідальності будівлі — СС2, клас довговічності — II.

1.3.1 Основи будинку

З урахуванням інженерно-геологічних умов майданчика основою фундаментів прийнято суглинки з розрахунковим опором $R = 0,15$ МПа. Оскільки рівень підземних вод проходить нижче підшови фундаментів, потреба у влаштуванні дренажу відсутня. Проектування основ та фундаментів здійснено згідно з ДБН В.2.1-10:2018 «Основи та фундаменти споруд».

1.3.2 Фундаменти

Проектом прийнято збірні залізобетонні фундаментні подушки та бетонні блоки стін підвалу. Блоки стін підвалу монтуються на цементно-піщаному розчині за товщини швів не більше 20 мм. Позначку закладання фундаментів призначено нижче глибини промерзання ґрунту з огляду на кліматичні умови Ужгорода.

Горизонтальну гідроізоляцію на позначці $-0,040$ влаштовують із двох шарів гідроізолау або рубероїду на бітумній мастиці. Зовнішню поверхню стін підвалу ізолюють вертикально нанесенням гарячого бітуму за 2–4 рази. Зворотне засипання пазух котловану виконують після монтажу перекриття над підвалом, ретельно ущільнюючи ґрунт пошарово.

1.3.3 Стіни підвалу

Стіни підвалу зведені зі збірних бетонних блоків (ФБС) згідно з чинними технічними умовами. На ділянках стін, що контактують із ґрунтом, передбачено вертикальну гідроізоляцію з двох шарів бітумної мастики, укладених суцільно, без пропусків і розривів. Після завершення гідроізоляційних робіт виконують зворотне засипання з ущільненням ґрунту.

1.3.4 Стіни

Будинок запроєктовано з несучими поздовжніми стінами згідно з ДБН В.2.6-162:2010. Для досягнення нормованого термічного опору зовнішні стіни утеплено фасадною системою. Кладку стін виконано суцільною з силікатної цегли об'ємною вагою $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$. Зведення стін і простінків здійснюють із чітким дотриманням нормативних вимог за обов'язкового систематичного контролю міцності цегли та розчину безпосередньо на майданчику.

Прийнято такі товщини стін: зовнішні несучі та торцеві – 510 мм; внутрішня несуча поздовжня стіна на 1–3 поверхах – 510 мм, на 4–5 поверхах – 380 мм; стіни з вентиляційними каналами – 510 та 770 мм залежно від кількості каналів у пакеті.

1.3.5 Перекриття

Для міжповерхових перекриттів і перекриття над підвалом застосовано залізобетонні попередньо напружені плити з круглими пустотами товщиною 220 мм. Плити вкладають на шар цементно-піщаного розчину. Їх з'єднання між собою забезпечують сталеві анкери, приварені до монтажних петель суміжних плит. Шви між плитами та шви у місцях примикання до стін ретельно очищають від будівельного сміття й заповнюють цементним розчином. Особливу увагу приділяють щільному приляганню та натягу анкерів, а також суцільному заповненню швів.

1.3.6 Перегородки

У санвузлах прийнято шлакобетонні перегородки товщиною 60 мм з об'ємною вагою 1600 кг/м^3 , армовані сталевими зварними сітками задля підвищення міцності та стійкості. В інших приміщеннях застосовано гіпсокартонні перегородочні панелі товщиною 80 мм з об'ємною вагою 1250 кг/м^3 . Перегородки фіксують до стін і перекриттів спеціальними анкерами. Для покращення звукоізоляції ретельно закладають шви та зазори між перегородками, стінами й перекриттями.

1.3.7 Сходи

Сходи прийнято збірні залізобетонні з шириною маршу 1 200 мм та

обов'язковими металевими поручнями. Співвідношення проступі й підступенка становить 1:2, що відповідає умовам зручності та безпеки щоденної експлуатації. Марші спираються на збірні залізобетонні сходові площадки. Сходовий марш розраховано на відповідні нормативні навантаження; він забезпечує евакуацію мешканців згідно з ДБН В.1.1-7:2016 «Пожежна безпека об'єктів будівництва».

1.3.8 Балкони та лоджії

Балкони та лоджії влаштовано як виступні консольні залізобетонні плити. Їх огороження прийнято бетонним суцільним. Підлогу балконів і лоджій виконано з ухилом до водовідвідного лотка, що забезпечує відведення атмосферних опадів. Передбачено часткове застосування лоджій.

1.3.9 Вікна та балконні двері

Прийнято дерев'яні вікна з подвійним склінням, які відповідають ДБН В.2.6-31:2021 «Теплова ізоляція будівель». Для захисту фасаду від зволоження під вікнами встановлено зовнішні підвіконні відливи з оцинкованої сталі.

1.3.10 Двері

Двері зовнішні вхідні – дерев'яні застосування розміром 2400×1300 мм. Для пришвидшення евакуації всі двері відчиняються назовні, у напрямку руху до виходу на вулицю, що відповідає вимогам пожежної безпеки. Внутрішньоквартирні двері прийнято дерев'яними глухими розміром 2100×900 мм, виготовленими за чинними технічними умовами. Дверні коробки по периметру оздоблюють або оштукатурюють.

1.3.11 Підлоги

У житлових кімнатах влаштовано паркетну підлогу товщиною 20 мм по стяжці з цементно-піщаного розчину марки М200 товщиною 40 мм, укладеній на залізобетонну плиту перекриття 220 мм. У кухнях, коридорах і передпокоях прийнято напівкомерційний лінолеум товщиною 5 мм по аналогічній стяжці. У санвузлах застосовано керамічну плитку товщиною 15 мм по стяжці 40 мм з двома шарами гідроізоляції, заведеної на стіни на висоту 100 мм. На балконах і лоджіях вкрито керамічну плитку по стяжці з ухилом для відведення води.

1.3.12 Покриття та ориєнтація

Покрівля будинку запроектована пологою з ухилом 1–2% та організованим внутрішнім водовідведенням. Склад покриття (знизу вгору): залізобетонні ребристі плити покриття 220 мм; пароізоляція – 2 шари рубероїду на бітумній мастиці; утеплювач – мінераловатні плити підвищеної жорсткості товщиною 100 мм; вирівнювальна стяжка з цементно-піщаного розчину марки М150 товщиною 30 мм; гідроізоляційний килим із 2 шарів наплавленого рубероїду. По периметру покрівлі влаштовано цегляний парапет із гідроізоляційним захистом та покриттям з оцинкованої сталі.

1.3.13 Відмостка

По всьому периметру будинку влаштовують відмостку шириною 1000 мм з ухилом від будівлі $i = 0,05$. Її конструкція складається з верхнього шару асфальтобетону товщиною 25 мм та підстильної щебеневої підготовки товщиною 100 мм. Відмостка оберігає фундамент від поверхневих вод і підвищує довговічність підземних конструкцій.

1.3.14 Внутрішнє оздоблення

У житлових кімнатах і коридорах стіни обклеюють шпалерами по попередньо вирівняній та прогрунтованій поверхні. Стелі всіх приміщень виконують вапняною побілкою. У санвузлах і кухнях стіни на всю висоту до стелі облицьовують керамічною плиткою на клейовому розчині. Санвузли укомплектовано ванною, унітазом та умивальником, а кухні газовими плитами й мийками.

1.3.15 Зовнішнє оздоблення

Фасади будинку облицьовано фасадним каменем, який надає зовнішнім поверхням естетичного вигляду та атмосферостійкості. Цоколь оздоблено декоративною штукатуркою підвищеної водостійкості. Вікна, балконні й вхідні двері, а також балконні огорожі пофарбовано масляною фарбою у два шари. Загальне архітектурне рішення відповідає містобудівним вимогам і гармонійно поєднується з існуючою забудовою мікрорайону.

1.3 17. Вентиляція

У будівлі передбачено штучну вентиляцію приміщень з організованим повітрообміном. Відпрацьоване повітря видаляється через систему вентиляційних каналів, а приплив зовнішнього повітря забезпечується в розрахункових об'ємах для підтримання нормативного мікроклімату. Додатково вікна обладнано кватирками, що дає змогу здійснювати природний приплив повітря та періодично провітрювати приміщення вручну.

1.3.9. Каналізація

Каналізаційна система будівлі характеризується такими ознаками: стічні води відводяться через підключення до міської централізованої каналізаційної мережі, що гарантує надійне й централізоване їх видалення;

1.3.10. Електропостачання

Електропостачання будівлі влаштовано в такий спосіб:

- живлення будівлі електроенергією здійснюється від міської електромережі загального користування; під'єднання до централізованої мережі забезпечує надійне та стабільне електропостачання;
- внутрішню електропроводку прокладають до оштукатурювання стін і перегородок. Кабелі та дроти закріплюють на будівельних конструкціях спеціальними кріпленнями. Такий спосіб монтажу дає змогу приховати проводку у внутрішніх стінах і надійно її захистити;
- за потреби під час прокладання електромереж у стінах і перекриттях висвердлюють отвори, необхідні для пропуску проводів і кабелів крізь будівельні конструкції.

1.3.13. Опалення

Систему опалення будівлі прийнято в такій конфігурації:

1. Опалення будівлі здійснюється водяною централізованою системою, що забезпечує рівномірний розподіл тепла по всіх поверхах.
2. Передбачено встановлення таких опалювальних приладів:
 - сталеві радіатори - традиційне рішення зі стабільною та ефективною тепловіддачею;

- конвектори - пристрої, що швидко й рівномірно нагрівають повітря в приміщенні.
3. Джерелом теплоти для системи слугує централізована котельня, розміщена за межами будівельного майданчика. Така централізована схема забезпечує економічну та енергоефективну роботу опалювального контуру.

1.4 Теплотехнічний розрахунок зовнішніх огорожуючих конструкцій

1.4.1 Вихідні дані:

Розрахунковим шляхом визначити товщину шару, що утеплює, зовнішньої стіни цивільної будівлі для зимових умов відповідно до вихідних даних і рисунку 1.1.

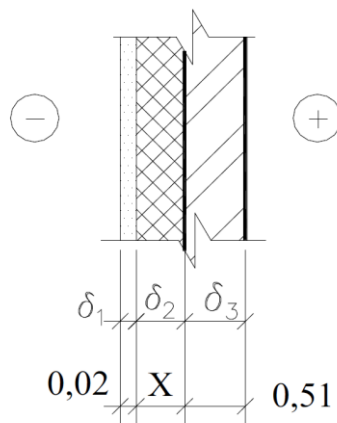


Рис. 1.1 - Конструкція зовнішньої стіни цивільної будівлі

Початкові дані:

Район будівництва: м. Ужгород.

Температурна зона – II.

Для опалювальних будинків обов'язково виконання умов $R_{0ф} \geq R_q \text{ min}$

δ_1 – Внутрішня штукатурка, $\lambda_1 = 800 \text{ кг/м}^3$, $\lambda_1=0,93 \text{ Вт/м.}^\circ\text{C}$. Товщиною 0,020м

δ_2 - утеплювач – Мінераловатний утеплювач: $\gamma_2=32 \text{ кг/м}^3$, $\lambda_2=0,037 \text{ Вт/м.}^\circ\text{C}$.

Товщина - X

δ_3 – Зовнішня штукатурка: $\lambda_1=800$ кг/м³, товщиною 0,020 м, $\lambda_1=0,93$ Вт/м.

δ_4 -цегляна кладка на цементно-піщаному розчині., $\gamma_3 = 500$ кг/м³ , $\lambda_3=0,93$ Вт/м.°С. товщиною 0,510м

1. Визначаємо термічний опір шарів за формулою: $R = \delta/\lambda$

де R – термічний опір однорідної конструкції, м; δ - товщина шару однорідної конструкції; λ – коефіцієнт теплопровідності Вт/м°

- Вн. штукатурка $R_3 = \delta_1/\lambda_1 = 0,02/0,93 = 0,022$ м² °С/Вт.

-Зов. штукатурка $R_4 = \delta_3/\lambda_3 = 0,02/0,93 = 0,022$ м² °С/Вт.

-Кладка $R_5 = \delta_4/\lambda_4 = 0,51/0,87 = 0,586$ м² °С/Вт.

1.4.2 Загальний термічний опір конструкції за формулою:

$$R_{пр} = R_{si} + \Sigma(\delta_i / \lambda_i) + R_{se}$$

Де:

- $R_{si} = 0,13$ м²·К/Вт - опір тепловіддачі внутрішньої поверхні

- $R_{se} = 0,04$ м²·К/Вт - опір тепловіддачі зовнішньої поверхні

Розрахунок термічного опору шарів

$$R_1 = 0,02 / 0,93 = 0,022 \text{ м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт}$$

$$R_3 = 0,02 / 0,93 = 0,022 \text{ м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт}$$

$$R_4 = 0,51 / 0,87 = 0,586 \text{ м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт}$$

1.4.3 Загальний опір конструкції

$$R_{пр} = 0,13 + 0,022 + 0,586 (x / 0,037) + 0,04$$

$$R_{пр} = 0,80 + (x / 0,037)$$

Визначення товщини утеплювача

$$R_{пр} \geq R_{пр, \min}$$

$$0,80 + (x / 0,035) \geq 4,0$$

$$x / 0,037 \geq 2,5$$

$$x = 0,093 \text{ м}$$

1.4.4 Перевірка

Термічний опір утеплювача:

$$R_2=0,10/0,037=2.70 \text{ м}^2\cdot\text{К}/\text{Вт}$$

Загальний приведений опір

$$R_{\text{пр}}=0.13+0.022+0.586+2.70+0.022+0.04=4.50 \text{ м}^2\cdot\text{К}/\text{Вт}$$

Висновок: розрахунок підтвердив, що теплоізоляційні характеристики прийнятої конструкції задовольняють нормативні вимоги. Мінімальна товщина утеплювача має становити не менше ніж 93мм, тому остаточно приймаємо утеплювач товщиною 150мм.

РОЗДІЛ 2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

2.1 Розрахунок підземної частини об'єкта

2.1.1 Загальні дані для проектування

Розрахувати стрічковий фундамент під зовнішні стіни п'яти-поверхового житлового будинку без підвалу. Подошва фундаменту закладена від нульової поверхні на глибину $H=1,5$ м. Будівництво ведеться в м.

Ужгород, який відноситься за вагою снігового покриву до другого району.

Нормативні значення ваги снігового покриву на 1 м^2 горизонтальної поверхні землі $S_0=0,5\text{ кН/м}^2$

Проектована будівля в плані є прямокутником з розмірами в осях «1-7» - 25,8 м, в осях «А-Г» - 12,34 м. Будівля висотна п'яти поверхова, з висотою поверху 2,8 м, висота будівель від рівня землі становить 19,980 м. За конструктивною схемою будівля з поздовжніми стінами, що несуть.

Фундаменти:

У проекті розроблені фундаменти із збірних залізобетонних плит та бетонних блоків стін фундаменту.

Стіни:

Будівля запроектована з поздовжніми стінами, що несуть. Стіни будівлі запроектовані відповідно до ДБН В.2.6-162:2010 «Кам'яні та армокам'яні конструкції».

Стіни розроблені в монолітній цегляній кладці, яка виконується із силікатної цегли об'ємною вагою. $\gamma=1800\text{ кг/м}^3$.

По товщині стін прийнято:

- зовнішні несучі – 510 мм, утеплені твердими мінераловатними плитами, оброблені перфорованими сталевими листами;
- торцеві стіни з 1-го по 5-й поверхи – 510 мм, оздоблені перфорованими оцинкованими металевими листами;
- внутрішня несуча поздовжня стіна з 1-3 поверх 510 мм, з 4-го по 5-й поверх-380 мм;
- стіни з вентиляційними каналами товщиною 510 та 770 мм.

Перекриття:

Перекриття над підвалом і міжповерхові перекриття розроблені з використанням залізобетонних плит з круглими порожнечами товщиною 220мм.

Покриття:

Покриття над технічним поверхом розроблені з використанням залізобетонних попередньо напружених ребристих плит заввишки 400мм.

2.1.2 Аналіз інженерно-геологічних умов

1 шар. Сverdловина №2, потужність шару 0,3-0,5м

Ґрунтово-рослинний шар підлягає зрізання, з подальшою рекультивацією.

2 шар. Сverdловина №2, потужність шару 2,0-2,3м.

Визначаємо число пластичності $I_p = 0$, відповідно ґрунт піщаний. -

коефіцієнт пухкості: $e = P_s(1+W)/p - 1 = 2,69*(1+0,14)/1,86 - 1 = 0,648$

- рівень вологості: $S_r = W * P_s / 1 * P_w = 0,14 * 2,89 / 0,648 * 1 = 0,58$

- пористість ґрунту $n = (1 - P_d / P_s) * 100 = (1 - 1,69 / 2,69) * 100 = 23\%$

- щільність сухого ґрунту $P_d = P / 1 + W = 1,86 / 1 + 0,14 = 1,63 \text{ т/м}^3$

Остаточо встановлюємо: ґрунт – пісок середньої крупності, середньої щільності, вологий.

3 шар. Сverdловина №2 потужність шару 1,5-1,7м.

Визначаємо число пластичності $I_p = W_1 - W_p = 0,3 - 0,21 = 0,09$

Класифікуємо ґрунт як суглинок.

Показник плинності: $I_1 = (W - W_p) / I_p = (0,11 - 0,21) / 0,09 = 1,11$

Пористість ґрунту $n = (1 - 1,83 / 2,71) * 100\% = 30\%$

Щільність сухого ґрунту $P_d = 2,24 / 1 + 0,11 = 1,83 \text{ т/м}^3$

Остаточо встановлюємо: ґрунт-суглинок твердий.

4 шар. Сverdловина №2 потужність шару 2,5-2,7мм.

Визначаємо число пластичності $I_p = 0$; відповідно ґрунт піщаний.

Коефіцієнт пухкості: $b = 2,26 * (1 + 0,16) / 1,9 - 1 = 0,625$

Рівень вологості: $S_r = 0,16 * 2,66 / 0,625 * 1 = 0,68$

Пористість ґрунта $n=(1-1,64/2,66)*100=23\%$ щільність сухого ґрунту
 $P_d=1,9/1+0,16=1,64\text{т/м}^3$

Остаточно встановлюємо: ґрунт пісок дрібний, середньої щільності, вологий.

5 шар. Свердловина №2 потужність шару 5,1-5,3м

Визначаємо число пластичності $I_p = 0,38-0,26 = 0,12$

Класифікуємо ґрунт як суглинок

Показник плинності $I_l=(0,27-0,26)/0,12=0,08$

Пористість ґрунту $n=(1-1,26/2,74)*100\%=22\%$

Щільність сухого ґрунту $P_d=2,06/1+0,27=1,62\text{т/м}^3$

Остаточно встановлюємо: ґрунт – суглинок твердий.

Висновок:

Загальна оцінка будівельного майданчика відповідно до геологічним розрізом: майданчик характеризується спокійним рельєфом з абсолютними відмітками 125-126 м. Кожен із шарів, крім рослинного, може служити природною основою.

Розрахуємо збірний залізобетонний стрічковий фундамент на природній основі.

Отримані інженерно-геологічні умови враховані при подальших розрахунках фундаменту.

Табл. 2.1. - Розрахункові значення фізико-механічних характеристик ґрунтів.

Найменування ґрунтів	Міцність шару	Щільність			Показники		Показники		Коефіцієнт рихлості e	рівень вологості S_r	Угол тертя ϕ	сцеплення c	Модуль деформації, E
		Вязк. ρ_s	ρ	С.г ρ_d	W_p	W_l	I_p	I_l					
1. почва	0,3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2. пісок	2	2,69	1,86	1,63	-	-	0	-	0,648	0,51	33	1	25
3. суглинок	1,6	2,71	2,04	1,83	0,21	0,3	0,09	-1,11	-	-	24	22	16

4. пісок	2,5	2,66	1,9	1,6 4	-	-	0	-	0,625	0,68	34	1	20
5. суглино к	5,2	2,74	2,0 6	1,0 2	0,2 6	0,3 8	0,1 2	0,0 8	-	-	21	21	18

2.1.3 Визначення напружень від власної ваги ґрунту

Напруга від власної ваги ґрунту:

$$\sigma_{zg} = \Sigma(\gamma_i \cdot h_i)$$

1 шар:

$$\gamma_1 = 18,6 \text{ кН/м}^3, h_1 = 2,0 \text{ м}$$

$$\sigma_1 = 18,6 \cdot 2,0 = 37,2 \text{ кПа}$$

2 шар:

$$\gamma_2 = 20,4 \text{ кН/м}^3, h_2 = 1,6 \text{ м}$$

$$\sigma_2 = 37,2 + 20,4 \cdot 1,6 = 69,8 \text{ кПа}$$

3 шар:

$$\gamma_3 = 19,0 \text{ кН/м}^3, h_3 = 2,5 \text{ м}$$

$$\sigma_3 = 69,8 + 19,0 \cdot 2,5 = 117,3 \text{ кПа}$$

4 шар:

$$\gamma_4 = 20,6 \text{ кН/м}^3, h_4 = 7,9 \text{ м}$$

$$\sigma_4 = 117,3 + 20,6 \cdot 7,9 = 280,0 \text{ кПа}$$

Отримані значення природних напружень використовуються при визначенні додаткових напружень у ґрунті та розрахунку осадки фундаменту.

2.1.4 Збір навантажень на фундаменти

За розрахункову ділянку приймаємо відрізок стіни завдовжки 11м.

Навантаження на 1м довжини стіни від міжповерхового перекриття та покриття збираємо з площі $A=1*5,76/2=2,88\text{м}^2$

Навантаження від покриття та перекриття (згідно з таблицями 2.2 та 2.3)

Табл. 2.2. - Навантаження на збірне покриття

Навантаження від покриття	Нормативні навантаження $g^H, \text{Н/м}^2$	Коефіцієнт надійності за навантаженням γ_f	Розрахункове навантаження $g, \text{Н/м}^2$
---------------------------	---	---	---

Постійна Шар гравію на бітумній мастиці	250	1,2	300
Три шари руберойду покрівельного з дрібнозернистим посипанням	120	1,2	144
Мінеральні плити з базальтової вати завтовшки $t=40\text{мм}$, $\gamma=96\text{кг/м}^3$	80	1,2	96
Руберойд наклеєний на гарячому бітумі	70	1,2	84
з/б ребриста плита наведеної товщини $t=0.10, \gamma=2500\text{кг/м}^3$			
Всього	$g^H=3020$		$g=3374$
Тимчасові по ДБН	$P^H=350$	1,4	$P=490$
Суммарная нагрузка	$g^H+p^H=3370$		$g+p=3864$

Табл. 2.3 - Навантаження на збірне міжповерхове перекриття.

Навантаження від перекриття	Нормативна навантаження g^H , Н/м ²	Коефіцієнт надійності за навантаженням γ_f	Розрахункова навантаження g , Н/м ²
Постійна: Паркетна підлога $t=0,002$ м; $\gamma=800$ кг/м ³	160	1,1	176
Цементно-піщана стяжка $t=0,02$ м, $\gamma=1600$ кг/м ³	320	1,3	416
шар терафома на бітумній мастиці	50	1,1	55
з/б плита даної товщини $t0,11$ м, $\gamma=2500$ кг/м ³	2750	1,1	3020
Всього	$G^H=3280$		$G=3672$
Тимчасово По ДБН	$P^H=1500$	1,3	$P=1950$
Сумарне навантаження	$g^H+p^H=4780$		$g+p=5622$

Навантаження від стіни вище відмітки $\pm 0,000$:

$$N_1 = b * p * h (1 - k) = 0,5 * 18000 * 3,7 * (1 - 0,082) = 311807 \text{ Н/м} = 312 \text{ кН/м}$$

де: коефіцієнт k враховує кількість віконних та дверних прорізів у межах поверху:

$$k = N_0 / A_c = 1,4 * 1,6 / 3 * 9 = 0,089$$

Вага підземної частини стіни із стінових блоків

$$N_2 = b * p * h = 0,6 * 1,8 * 34000 = 37 \text{ кН/м}$$

У формулах щільності ρ дано Н/м³

Розрахунок сумарного навантаження на 1м стіни:

Нормативна

$$N_3 = (g_1 + g * n + P_1 + P_2 * n) A + N_1 + N_2 + N_3 = (3,02 + 3,28 * 13 + 0,65 + 1,42 * 13) * 2,88 + 312 + 37 + 34 = 570 \text{ кН/м}^2$$

де: n кількість міжповерхових перекриттів;

$$P_1 = g_{\text{снк}} * \psi_1 + g_{\text{снд}} * \psi_2 = 0,49 * 0,95 + 0,28 * 0,9 = 0,72 \text{ кН/м}^2$$

$$P_2 = g_c * \psi_1 = 1.95 * 0.95 = 1.85 \text{ кН/м}^2$$

$\psi_1 = 0,95$ – для тривалого навантаження

$\psi_2 = 0,9$ – для короткочасного навантаження

Розрахунок

$$N_3' = (g_1 + g_n' + P_1' + P_{2n}')A + N_1\gamma + N_2\gamma + N_3\gamma = (3.347 + 3.672 * 13 + 0.72 + 1.85 * 13) * 2.88 + 312 + 37 * 1.1 + 34 * 1.1 = 609 \text{ кН/м}$$

$$\text{де: } P_1' = g'_{\text{cnk}}\psi_1 + g'_{\text{cnk}} * \psi_2 = 0.686 * 0.95 + 0.294 * 0.9 = 0.91 \text{ кН/м}^2$$

$$P_2' = g_c' * \psi_1 = 1.95 * 0.95 = 1.85 \text{ кН/м}^2$$

2.1.5 Визначення ширини підшви фундаментних плит та конструктивний розрахунок

Приймаємо розміщення фундаментних плит у плані щільно один до одного. Умовний розрахунковий опір ґрунту, згідно з таблицею дод. 2 з ДБН В.2.1-10:2018 становить: $R_0 = 400 \text{ кПа}$

Знайдемо бік у підшві фундаменту:

При довжині блоку 1м потрібна ширина з урахуванням $\gamma_n = 0,95$

$$b = N_n' * \gamma / 10(R_0 - \gamma_{\text{hf}} * d) = 569000 * 0.95 / 100(40 - 0.02 * 1.5) = 135 \text{ см}$$

$$\text{де } R_0 = 40 \text{ Н/см}^2 * \gamma_{\text{nf}} = 20 \text{ Н/см}^3 = 0,02 \text{ кН/см}^3$$

Розрахунковий опір ґрунту визначаємо за формулою

$$R = \gamma_{c1} * \gamma_{c2} / k(M_y * K_z * b * \gamma_{11} + M_g * d_1 * \gamma_{11}' + M_c * C_{11})$$

$$R = 1.4 * 1.2 / 1(1.44 * 1 * 1.6 * 20.1 + 6.76 * 1.5 * 18.6 + 8.88 * 1) = 410 \text{ кПа}$$

де: γ_{c1} и γ_{c2} – коефіцієнти умови роботи $\gamma_{c1} = 1,4$; $\gamma_{c2} = 1,2$;

k – коефіцієнт, що приймається рівним $k = 1$ якщо твердість

характеристики ґрунту визначені безпосередньо випробуваннями;

k_z – коефіцієнт приймається рівним при $b < 10 \text{ м}$, $k_z = 1,0$;

b – ширина підшви фундаменту $b = 1,6 \text{ м}$;

M_y , M_g , M_c – коефіцієнти, що приймаються за таблицею 44[7].

$$M_g = 1,44, M_g = 6,77, M_c = 8,88$$

γ_{11} – середнє розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, які залягають нижче за підшву фундаменту.

$$\gamma_{11} = (0,8 * 18,8 + 1,6 * 20,4 + 2,5 * 19 + 7,9 + 20,6) / (0,8 + 1,6 + 2,5 + 7,6) = 20,1 \text{ кН/м}^3;$$

γ_{11}' – Середнє розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, які залягають вище підосви фундаменту

γ_{11} – середнє розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, які залягають вище підосви фундаменту

$$\gamma_{11}=1,5*1,86/1,5=18,6$$

D_1 глибина залягання фундаменту $d_1=1,5\text{м}$

C_{11} – розрахункове значення шуканого значення ґрунту, що залягає нижче підосви фундаменту

$$C_{11}=1.$$

Знайдемо бік у підосві фундаменту з урахуванням розрахункового опору ґрунту:

$$b=N^n*\gamma/100*(R-\gamma_{mf}*d)=569000*0.95*(38.7-0.02*1.5)=135\text{см}.$$

Розрахунковий опір ґрунту складає:

$$R=1.4*1.2/1(1.44*1*1.2*20.1+6.76*1.5*18.6+8.88*1)=410\text{кПа}$$

Тип на підосві фундаменту складає:

$$P=N*\gamma_n/1*b=609*0.95/1*1.2=362\text{кН/м}^2$$

Отримані значення відповідають умові:

$$P=362\text{кПа}<R=410\text{кПа}$$

Остаточно приймаємо розміри підосви фундаменту $b=1,6\text{м}$

Розрахунок площі перетину арматури підосви фундаменту. Крутий момент у консолі грані біля стіни від розрахункових навантажень

$$N=546\text{кН/м}; M=p*c^2/2=362*0,3^2/2=53,70\text{кН*м};$$

Мінімальна робоча висота фундаментного блоку:

$$h_o=c*p/\varphi_b*R_{bt}*\gamma_b*1=30*3840/0.6*0.9*(100)*0.9*120=20\text{см}.$$

Остаточно приймаємо $h=30\text{см}$; $h_o=30-5=25\text{см}$

Площа перетину арматур

$$A_s=M/0.9*h_o*R_s=53.70*10^5/0.9*25*28(100)=0.85\text{см}^2$$

Приймаємо рекомендований крок стрижнів 200мм, тоді по довжині плити в 1м укладаємо. $6\phi 10*A240$, $A_s=3,82\text{см}^2$

Продольну арматуру приймаємо конструктивно $7\phi 10*8A240$ с кроком

стрижнів 200мм.

2.1.6 Визначення осідання

Осадка основи фундаменту визначається відповідно до вимог ДБН В.2.1-10:2018 методом пошарового підсумовування з урахуванням розподілу додаткових напружень у ґрунтовому масиві.

Вихідні положення

Розрахунок виконується для стрічкового фундаменту шириною:

$$b = 1,6 \text{ м}$$

Глибина закладання фундаменту:

$$d = 1,5 \text{ м}$$

Середній тиск під подошвою фундаменту:

$$p = 362 \text{ кПа}$$

Природне напруження на рівні подошви:

Середнє значення питомої ваги ґрунту вище подошви фундаменту:

$$\gamma = 18,6 \text{ кН/м}^3$$

$$\sigma_{zg} = \gamma \cdot d = 18,6 \cdot 1,5 = 27,9 \text{ кПа}$$

Додаткові напруження в ґрунті визначаються за формулою:

$$\sigma_z = \alpha \cdot p_0$$

де:

α — коефіцієнт, що залежить від відносної глибини

$$\xi = 2z / b$$

Значення коефіцієнта α приймаються за таблицями ДБН.

Визначаємо осадку:

Розбиття ґрунту на елементарні шари

Товщина елементарного шару приймається:

$$h = 0,2 \text{ м} (\leq 0,4b)$$

1. Пісок середньої крупності ($E = 25 \text{ МПа}$)

$$S_1 = 0,8 \cdot 0,2 / 25000 \cdot [(333,7 + 313,7)/2 + (313,7 + 267)/2 + (267 + 202,2)/2]$$

$$S_1 = 0,543 \text{ м} = 0,54 \text{ см}$$

2. Суглинок ($E = 16 \text{ МПа}$)

$$S_2 = 0,8 \cdot 0,2 / 16000 \cdot [(202.2 + 159.2)/2 + (159.2 + 124.8)/2 + (98.8 + 79.1)/2]$$

$$S_1 = 0,523 \text{ м} = 0,52 \text{ см}$$

Загальна осадка

$$S = S_1 + S_2$$

$$S = 0,54 + 0,52 = 1,07 \text{ см}$$

$$S = 1,07 \text{ см}$$

Перевірка

Допустима осадка для житлових будівель:

$$S_{\text{доп}} = 8\text{--}10 \text{ см}$$

Оскільки:

$$1,07 \text{ см} < 8 \text{ см}$$

Незначне значення осадки пояснюється достатньою жорсткістю основи та високими модулями деформації ґрунтів. Умова виконується.

2.2 Розрахунок наземної частини об'єкта

2.2.1 Розрахунок і конструювання багатопустотної попередньо напруженої плити перекриття

2.2.1.1 Вихідні дані

Район будівництва розташований в Ужгороді. У проєкті передбачено використання збірного залізобетонного перекриття, представленого багатопустотними плитами.

2.2.2 Компонування збірного перекриття

Для формування перекриттів застосовуються панелі типу ПК. Це кругло-пустотні вироби висотою 220 мм та пустотами діаметром $\varnothing 159$ мм. Конструкція перекриття будівлі передбачає, що багатопустотні плити опираються безпосередньо на несучі стіни.

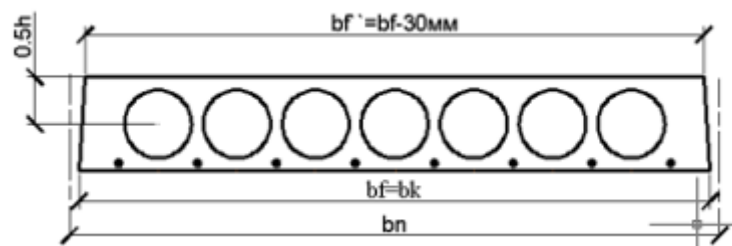


Рис. 2.1 - Поперечні перерізи плити: фактичний

2.2.3 Розрахунок багатопустотної попередньо напруженої плити за граничними станами I групи

Розглядувана плита перекриття (ПК 60.12) має номінальну ширину 1,2 м та конструктивні розміри 5980 x 1190 x 220 мм.

Ця плита містить 6 пустот і виготовлена із застосуванням електротермічного натягування арматури на упори. Для її виробництва використано важкий бетон класу С16/20, що має наступні характеристики:

- розрахункове значення міцності бетону на стиск: $f_{cd} = 11,5$ МПа;
- коефіцієнт прямокутної частини білінійної епюри напружень: $k = 0,82$;
- коефіцієнт центра ваги: $\beta = 0,457$;

- коефіцієнт повноти білінійної епюри напружень: $\omega_c = 0,91$;
- фактичний модуль пружності: $E_c = 27000$ МПа;
- $\varepsilon_{cz,cd} = 0,58$ ‰;
- $\varepsilon_{cu3,cd} = 3,23$ ‰.

Для армування використовується арматура класу А600С, з характеристиками:

Розрахункове значення опору на розтяг для граничних станів другої групи: $f_{pk} = 630$ МПа;

Характеристичне значення умовної гранці текучості: $f_{p,0.1k} = 575$ МПа;

Розрахункове значення модуля пружності попередньо напруженої арматурної сталі: $E_p = 190000$ МПа;

$\varepsilon_{uk} = 0,02$;

Розрахункове значення опору розтягу арматури:

$$f_{pd} = \frac{f_{po,1k}}{\gamma_s} = \frac{575}{1,2} = 479,17 \text{ МПа,}$$

де γ_c – коефіцієнт надійності за бетоном.

Збір навантажень та визначення зусиль

Для розрахунку плити приймаємо модель однопрольотної, вільноопертої балки.

Розрахунковий прольот плити визначається як відстань між серединами її опор. З огляду на глибину опору по зовнішній стіні 130 мм, по внутрішній стіні 120 та загальну довжину плити 5980 мм, розрахунковий прольот становить:

$$l_0 = 5980 - 130 - 120 = 5730 \text{ мм} = 5,73 \text{ м}$$

Для проєктування важливо врахувати різні види навантажень, що діють на перекриття. Представляємо їх у розрахунковому та нормативному значеннях:

1. Повне розрахункове навантаження:

$$q = q \cdot b_n = 11,3 \cdot 1,2 = 13,56 \text{ кН/м.}$$

2. Повне нормативне навантаження:

$$q = q \cdot b_n = 9,7 \cdot 1,2 = 11,64 \text{ кН/м.}$$

3. Постійне і тривале навантаження:

$$q = q \cdot b_n = 8,7 \cdot 1,2 = 10,44 \text{ кН/м.}$$

4. Короткочасне навантаження:

$$q = q \cdot b_n = 1 \cdot 1,2 = 1,2 \text{ кН/м.}$$

Розрахунок згинаючих моментів

Згинаючі моменти визначаються за такою формулою:

$$M = \frac{q \cdot l_0^2}{8} = \frac{(q \cdot b)l_0^2}{8},$$

де q – навантаження, кН/м²;

b – номінальна ширина панелі, м;

l_0 – розрахункова довжина панелей, м.

Поперечні (перерізуючі) сили розраховуються за формулою:

$$V = \frac{q \cdot l_0}{2} = \frac{(q \cdot b)l_0}{2}.$$

Згинаючий момент від повного розрахункового навантаження:

$$M_{ed} = M_{max} = \frac{13,56 \cdot 5,73^2}{8} = 55,65 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Поперечна сила від повного розрахункового навантаження:

$$V_{ed} = V_{max} = \frac{13,56 \cdot 5,73}{2} = 38,85 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Згинаючий момент від повного нормативного навантаження:

$$M_n = \frac{11,64 \cdot 5,73^2}{8} = 47,77 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Поперечна сила від повного нормативного навантаження:

$$V_n = \frac{11,64 \cdot 5,73}{2} = 33,35 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Згинаючий момент від довготривалого навантаження:

$$M_l = \frac{10,44 \cdot 5,73^2}{8} = 42,85 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Поперечна сила від довготривалого навантаження:

$$V_l = \frac{10,44 \cdot 5,73}{2} = 29,91 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Розрахунок міцності перерізів, нормальних до повздовжньої осі Для розрахунку багатопустотної плити переріз приводимо до таврового, висотою $h = 220$ мм.

Ширина полиці плити, враховуючи підрізки, становить $b_{\text{eff}} = 1160$ мм. Ширина ребра розрахункового перерізу визначається як сума товщин всіх ребер за формулою:

$$b_w = b_{\text{eff}} - 6 \cdot 159 = 206 \text{ мм},$$

де 6 – кількість пустот в плиті, шт;

159 – діаметр пустоти, мм.

Висота стиснутої полиці розраховується наступним чином:

$$h_f' = (h - 159)/2 = (220 - 159)/2 = 30,5 \text{ мм}.$$

Робочу висоту перерізу приймаємо, припускаючи, що $a = 25$ мм:

$$d = h - a = 220 - 25 = 195 \text{ мм}.$$

Згинаючий момент, який сприймає переріз полиці (момент полиці):

$$M_{Rdf} = \alpha_{mf} \cdot f_{cd} \cdot b_{\text{eff}} \cdot d^2,$$

де α_{mf} – відносний момент, що дорівнює:

$$\alpha_{mf} = \omega_c \cdot \xi_f(1 - \beta \cdot \xi_f) = 0,91 \cdot 0,156(1 - 0,457 \cdot 0,156) = 0,132,$$

де ξ_f – відносна висота стиснутої зони, що дорівнює:

$$\xi_f = \frac{h_f'}{d} = \frac{30,5}{195} = 0,156.$$

$$M_{Rdf} = 0,132 \cdot 11,5 \cdot 1160 \cdot 195^2 = 67,04 \text{ кНм}.$$

На цьому етапі ми порівнюємо отримане значення несучої здатності стиснутої полиці M_{Rdf} з величиною згинаючого моменту від зовнішнього навантаження $M_{\text{ed}} = 55,65$ кН · м.

Оскільки $M_{Rdf} \geq M_{\text{ed}}$, це означає, що нейтральна вісь проходить у полиці. Відповідно, подальший розрахунок та підбір арматури виконується як для прямокутного перерізу шириною $b = 1160$ мм, що працює під дією згинального моменту M_{ed} .

Далі визначаємо область деформування перерізу за умови, що

нейтральна вісь розташована по нижній грані полиці. Для цього з'ясуємо, до якої області деформування, згідно зі значенням ξ потрапляє відносна висота полиці ξ_f :

$$\xi_a = \frac{\xi_{cz,cd}}{\xi_{cz,cd} + \xi_{ud}} = \frac{0,58}{0,58 + 18} = 0,031,$$

де

$$\varepsilon_{ud} = \varepsilon_{uk} \cdot 0,9 = 0,02 \cdot 0,9 = 0,018 = 18\%.$$

$$\xi_b = \frac{\xi_{cuз,cd}}{\xi_{cuз,cd} + \xi_{ud}} = \frac{3,23}{3,23 + 18} = 0,152,$$

$$\xi_{lim} = \frac{\xi_{cuз,cd}}{\xi_{cuз,cd} + \xi_{so}} = \frac{3,23}{3,23 + 2,5} = 0,564,$$

де

$$\xi_{so} = \frac{f_{pd}}{E_p} = \frac{479,17}{190000} = 2,5 \text{ ‰}.$$

При $\xi_b = 0,152 < \xi_f = 0,156 < \xi_{lim} = 0,564$ переріз працює в області деформування 2.

1. Значення відносного плеча внутрішньої пари сил:

$$\eta = \frac{z_c}{d} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{2\beta \cdot a_m}{1+k}} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{2 \cdot 0,457 \cdot 0,110}{1+0,82}} = 0,941,$$

де

$$a_m = \frac{M_{ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{55,65 \cdot 10^6}{11,5 \cdot 1160 \cdot 195^2} = 0,110.$$

2. Значення плеча внутрішньої пари сил:

$$z_c = \eta \cdot d = 0,941 \cdot 195 = 183,6 \text{ мм}.$$

3. Значення необхідної площі арматури:

$$A_{st} = \frac{M_{ed}}{f_{yd} \cdot z_c} = \frac{55,65 \cdot 10^6}{479,17 \cdot 183,6} = 632,61 \text{ мм}^2.$$

Виконання перевірки:

Значення висоти стиснутої зони бетону:

$$x = \frac{d(1-\eta)}{\beta} = \frac{195(1-0,941)}{0,457} = 25,0 \text{ мм},$$

Значення відносної деформації розтягнутої арматури:

$$\varepsilon_{st} = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}(d - x)}{x} = \frac{3,23(195 - 25,0)}{25,0} = 21,99\%.$$

Рішення: приймається 6Ø12 A600 ($A_{st} = 679 \text{ мм}^2$).

2.2.3.1 Розрахунок міцності перерізів похилих до повздовжньої осі

Поперечна арматура класу A240C, яка має такі характеристики:

- $f_{yk} = 240 \text{ МПа}$;
- $f_{ywd} = 170 \text{ МПа}$.

Кількість поперечний стержнів у складі каркасу становить $n = 4$.

Визначається поперечна сила, яку може сприйняти без поперечного армування елемент:

$$V_{Rd,c} = \left[\left(\frac{0,18}{\gamma_c} \right) \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,15\sigma_{cp} \right] b_w d,$$

де $\gamma_c = 1,3$.

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{195}} = 2,01 > 2; \text{ приймаємо } k = 2.$$

$$\rho_l = \frac{A_{st}}{b_w d} = \frac{679}{206 \cdot 195} = 0,0169.$$

$$A_c = b_w h = 206 \cdot 220 = 45320 \text{ мм}^2.$$

$$V_{Rd,min} = (V_{min} + 0,15\sigma_{cp}) b_w d,$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{ed}}{A_c} \leq 0,2 \cdot f_{cd} = 0,2 \cdot 11,5 = 2,3,$$

де N_{ed} – значення осьової сили у поперечному перерізі, що викликана навантаженням чи попереднім напруженням у ньютонках, $N_{ed} > 0$ при стиску.

Сила попереднього напруження що прикладається до арматури P_{max} не повинна перевищувати величини:

$$P_{max} = A_p \cdot \sigma_p, \quad (2.2.28)$$

де A_p – значення площі перерізу попередньо напруженої арматури;

σ_p – максимальні напруження, які прикладені до попередньо напруженої арматури та обираються менші із двох:

$$\sigma_{p,} = 0,8 \cdot f_{pk} = 0,8 \cdot 630 = 504 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{p,} = 0,9 \cdot f_{p01k} = 0,9 \cdot 575 = 517,5 \text{ МПа};$$

За результатами приймаємо $\sigma_{p,max} = 504 \text{ МПа}$.

$$P_{max} = N_{ed} = 504 \cdot 679 = 342216 \text{ Н} = 342,22 \text{ кН}.$$

За виразом (2.2.27):

$$\sigma_{cp} = \frac{342216}{45320} = 7,55 > 0,2 \cdot f_{cd} = 2,3,$$

$$V_{Rd,c} = \left[\left(\frac{0,18}{1,3} \right) \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,0169 \cdot 15)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 2,3 \right] \cdot 206 \cdot 195 = 78179 \text{ Н} \\ = 78,179 \text{ кН}.$$

$$V_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \cdot 2^{\frac{3}{2}} \cdot 15^{\frac{1}{2}} = 0,38 \text{ Н}.$$

За виразом (2.2.26):

$$V_{Rd,min} = (0,38 + 0,15 \cdot 7,55) \cdot 206 \cdot 195 = 60901 \text{ Н} = 60,901 \text{ кН}.$$

$$V_{Rd,c} = 78,179 \text{ кН} > V_{Rd,min} = 60,901 \text{ кН}.$$

У висновку: не потрібне поперечне армування.

2.2.4 Розрахунок багатопустотної попередньо напруженої плити за граничними станами другої групи

Геометричні характеристики перерізу плити

Спершу визначимо коефіцієнти приведення арматури до бетону для нижньої та верхньої арматури відповідно:

$$\alpha_{sp} = E_p / E_{cm} = 1900000/27000 = 7,037;$$

$$\alpha_{sc} = E_{sc} / E_{cm} = 170000/27000 = 6,296.$$

Верхня стиснута арматура представлена 8 стержнями діаметром – 8Ø3 Вр-I із кроком 200 мм загальна площа яких становить $A_{sc} = 5,100 \text{ мм}^2$.

Тепер вкажемо розміри перерізу та дані по армуванню:

$$b_{eff} = 1160 \text{ мм}; b_{ef} = 1190 \text{ мм}; b_w = 206 \text{ мм};$$

$$h_{eff} = 41.16 \text{ мм}; h_{ef} = 41.16 \text{ мм}; \alpha_{sc} = c_1 = 20 \text{ мм};$$

$$\alpha_{sp} = c_p = 28 \text{ мм}; A_{sc} = 5,100 \text{ мм}^2; A_{sp} = 452 \text{ мм}^2.$$

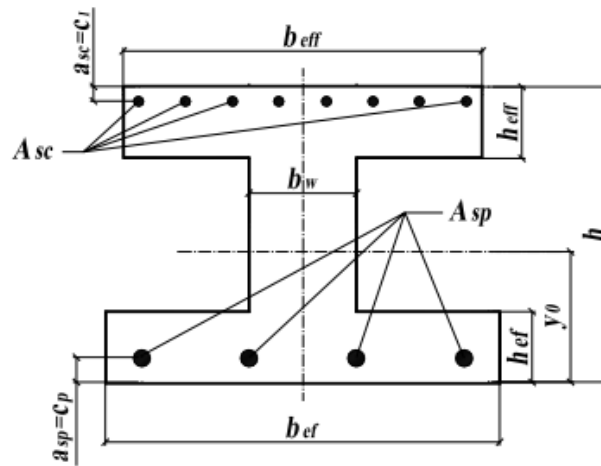


Рис. 2.2 - Схема розрахункового перерізу плити

1. Площа поперечного перерізу бетону:

$$A_c = b_{eff}h_{eff} + b_w(h - 2h_{eff}) + b_{ef}h_{ef} =$$

$$= 1160 \cdot 41,26 + 206(220 - 2 \cdot 41,16) + 1190 \cdot 41,16 = 125088 \text{ мм}^2;$$

Площа приведенного поперечного перерізу:

$$A_{red} = A_c + \alpha_{cp}A_{sp} + \alpha_{sc}A_{sc} = 125088 + 7,037 \cdot 452 + 6,296 \cdot 100,5 =$$

$$= 128902 \text{ мм}^2;$$

2. Статичний момент бетонного перерізу відносно нижньої розтягнутої грані:

$$S_c = b_{eff}h_{eff}(h - 0,5h_{eff}) + b_w(h - 2h_{eff}) \cdot 0,5h + b_{ef}h_{ef} \cdot 0,5h_{ef} =$$

$$= 1160 \cdot 41,16(220 - 0,5 \cdot 41,16) + 206(220 - 2 \cdot 41,16) \cdot 0,5 \cdot 220 +$$

$$+ 1190 \cdot 41,16 \cdot 0,5 \cdot 41,16 = 13649273 \text{ мм}^3.$$

Статичний момент приведенного перерізу відносно нижньої розтягнутої грані:

$$S_{red} = S_c + \alpha_{cp}A_{sp}c_p + \alpha_{sc}A_{sc}(h - c_1) =$$

$$= 13649273 + 7,037 \cdot 452 \cdot 28 + 6,296 \cdot 100,5 \cdot (200 - 20) = 13864889 \text{ мм}^3.$$

3. Визначимо відстань від центру ваги бетонного та приведенного перерізів до:

- розтягнутої нижньої грані;
- осей напруженої арматури;
- осей стиснутої арматури.

$$y_{0,c} = \frac{S_c}{A_c} = \frac{13649273}{125088} = 109,1 \text{ мм};$$

$$y_{0,red} = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{13864889}{128902} = 107,6 \text{ мм};$$

$$y_{sp} = y_{0,red} - c_p = 107,6 - 28 = 79,6 \text{ мм};$$

$$y_{sc} = h - c_1 - y_{0,red} = 220 - 20 - 107,6 = 92,4 \text{ мм}.$$

4. Момент інерції бетонного перерізу:

$$\begin{aligned} I_c &= \sum (I_{ci} + A_{ci}y_{ci}^2) = \frac{b_{ef}h_{ef}^3}{12} + b_{ef}h_{ef}(y_{0,c} - 0,5h_{ef})^2 + \frac{b_{eff}h_{eff}^3}{12} + \\ &+ b_{eff}h_{eff}(h - y_{0,c} - 0,5h_{eff})^2 + \frac{b_w(h - h_{ef})^3}{12} + b_w(h - 2h_{ef})(y_{0,c} - 0,5h)^2 \\ &= \\ &= \frac{1190 \cdot 41,16^3}{12} + 1190 \cdot 41,16 \cdot (109,1 - 0,5 \cdot 41,16)^2 \\ &+ \frac{1160 \cdot 41,16^3}{12} + 1160 \cdot 41,16 \cdot (220 - 109,1 - 0,5 \cdot 41,16)^2 \\ &+ \frac{206(220 - 2 \cdot 41,16)^3}{12} + 206(220 - 2 \cdot 41,16)(109,1 - 0,5 \cdot 220)^2 \\ &= 831775258 \text{ мм}^4. \end{aligned}$$

Момент інерції приведенного перерізу:

$$\begin{aligned} I_{red} &= \frac{b_{ef}h_{ef}^3}{12} + b_{ef}h_{ef}(y_{0,red} - 0,5h_{ef})^2 + \frac{b_{eff}h_{eff}^3}{12} + \\ &+ b_{eff}h_{eff}(h - y_{0,red} - 0,5h_{eff})^2 + \frac{b_w(h - h_{ef})^3}{12} + b_w(h - 2h_{ef})(y_{0,red} \\ &- 0,5h)^2 = \\ &= \frac{1190 \cdot 41,16^3}{12} + 1190 \cdot 41,16 \cdot (107,6 - 0,5 \cdot 41,16)^2 \\ &+ \frac{1160 \cdot 41,16^3}{12} + 1160 \cdot 41,16 \cdot (220 - 107,6 - 0,5 \cdot 41,16)^2 \\ &+ \frac{206(220 - 2 \cdot 41,16)^3}{12} + 206(220 - 2 \cdot 41,16)(107,6 - 0,5 \cdot 220)^2 \\ &= 832077913 \text{ мм}^4. \end{aligned}$$

5. Моменти опору приведенного перерізу:

– відносно нижньої грані

$$W_{red}^{inf} = \frac{I_{red}}{y_{0,red}} = \frac{832077913}{107,6} = 7735812 \text{ мм}^3;$$

– відносно верхньої грані

$$W_{red}^{sup} = \frac{I_{red}}{h - y_{0,red}} = \frac{832077913}{220 - 107,6} = 7400314 \text{ мм}^3.$$

Попереднє напруження і втрати напружень у напруженій арматурі

Максимальні напруження, що виникають у напруженій арматурі при натягуванні, призначають меншим із двох значень:

$$\sigma_{p,max} = 0,8 \cdot f_{pk} \text{ або } \sigma_{p,max} = 0,9 \cdot f_{p0,1k}.$$

$$\sigma_{p,max} = \min\{0,8 \cdot 630; 0,9 \cdot 575\} = \min\{504; 517,5\} = 504 \text{ МПа}.$$

Напруження, які передаються на конструкцію після перших (миттєвих) втрат, не повинні перевищувати меншого із двох значень:

$$\sigma_{pm0}(x) = 0,75 \cdot f_{pk} \text{ або } \sigma_{pm0}(x) = 0,85 \cdot f_{p0,1k}.$$

$$\sigma_{pm0}(x) = \min\{0,75 \cdot 630; 0,85 \cdot 575\} = \min\{472,5; 488,75\} = 472,5 \text{ МПа}.$$

У всіх випадках, незалежно від класу арматури, значення напружень при натягуванні σ_p приймаються як:

$$0,3 f_{p0,1k} \leq \sigma_p \leq \sigma_{p,max},$$

тобто

$$0,3 \cdot 575 = 172,5 \text{ МПа} \leq \sigma_p \leq 504 \text{ МПа}.$$

Ми призначаємо напруження при натягуванні арматури $\sigma_p = 470 \text{ МПа}$.

Миттєві втрати попереднього напруження

Розглянемо миттєві втрати попереднього напруження:

1. Втрати від релаксації напружень в арматурі ΔP_r для арматури класу А600С при електротермічному способі натягування:

$$\Delta P_r = 0,03 A_{sp} \sigma_p = 0,03 \cdot 452 \cdot 470 = 6373 \text{ Н}.$$

2. Втрати від теплової обробки збірних залізобетонних плит ϵ :

$$\Delta P_\theta = 0,5 A_{sp} E_p \alpha_c (T_{max} - T_0),$$

де A_{sp} - це поперечний переріз напруженої арматури, мм^2 ;

E_p - це модуль пружності напруженої арматури, МПа;

$\alpha_c = 1 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ - це коефіцієнт лінійного температурного розширення (див. п.3.1.2.4 ДБН В 2.6-98:2009);

$\Delta t = T_{\max} - T_0$ - це різниця між максимальною і початковою температурами бетону поблизу напруженої арматури; за відсутності точних даних щодо перепаду температур допускається приймати $\Delta t = T_{\max} - T_0 = 65^\circ\text{C}$.

При використанні електротермічного способу натягу арматури та пропарюванні, коли форма з упорами нагрівається одночасно з виробом, втрати від температурного перепаду відсутні. Це означає, що: $\Delta P_\theta = 0$

3. Крім того, втрати попереднього напруження від деформацій сталевих форм (упорів), що виникають при неодноразовому натягуванні арматури на форму, також не враховуються для електротермічного способу натягу. Отже:

$$\Delta P_4 = 0.$$

4. Втрати зусилля в арматурі внаслідок миттєвої деформації бетону ΔP_{el} необхідно враховувати згідно з деформацією бетону. При цьому важливо враховувати порядок натягування арматури.

Ці втрати ΔP_{el} можуть прийматися як середні втрати для кожного стержня арматури:

$$\Delta P_{el} = A_{sp} E_p \sum \left[\frac{j \cdot \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right];$$
$$\Delta P_{el} = 452 \cdot 190000 \sum \left[\frac{0,5 \cdot 3,76}{27000} \right] = 5979 \text{ H},$$

де $\Delta \sigma_c(t)$ - це зміна напруження у центрі ваги арматури, прикладеного в момент часу t ;

$j = (n - 1)/2n$, де n - кількість успішно напружених ідентичних пучків. Для спрощення можна прийняти (Примітка: якщо зміни викликані постійними діями, прикладеними після попереднього напруження $j = 0,5$ ($j = 1$));

$E_{cm}(t)$ - це зміна модуля пружності з часом:

$$E_{cm}(t) = (f_{cm}(t)/f_{cm})^{0,3} E_{cm}$$

де $E_{cm}(t)$ і $f_{cm}(t)$ - значення у віці t діб, а f_{cm} і E_{cm} - значення у віці 28 діб. Зусилля попереднього напруження зі врахуванням миттєвих втрат

$$P_{0,c} = \sigma_p A_{sp} - \Delta P_r - \Delta P_\theta - \Delta P_3 - \Delta P_\mu(x) - \Delta P_4;$$

$$P_{0,c} = 470 \cdot 452 - 6373 - 0 - 0 - 0 - 0 = 206067 \text{ Н.}$$

$$\Delta \sigma_c(t) = \frac{P_{0,c}}{A_{red}} + \frac{P_{0,c} z_{cp} y_{0,red}}{I_{red}} = \frac{206067}{128902} + \frac{206067 \cdot 81,1 \cdot 107,6}{832077913} = 3,76 \text{ МПа,}$$

$$\text{де } z_{cp} = y_{0,c} - c_p = 109,1 - 28 = 81,1 \text{ мм.}$$

Сила попереднього напруження

У певний момент часу (t) і на відстані (або довжині дуги) від напруженого кінця арматури (x), середня сила попереднього напруження $P_{m,t}(x)$ дорівнює максимальній силі P_{max} , прикладеній до напруженого кінця, за вирахуванням миттєвих і часозалежних втрат. Абсолютна величина $P_{m,t}(x)$ враховує всі ці втрати.

Величину початкової сили напруження арматури $P_{m,0}(x)$ яка діє на бетон відразу після натягу та анкерування (або передачі попереднього напруження на упори), отримуємо шляхом віднімання миттєвих втрат від сили натягу P_{max} . Ця початкова сила не повинна перевищувати певних значень.

$$P_{m,0}(x) = P_{m,c} - \Delta P_{el}; P_{m,0} \leq P_{m,0}(x)$$

$$P_{m,0} = 206067 - 5979 = 200087 \text{ Н} < P_{m,0}(x) = 213570 \text{ Н,}$$

то умова виконується.

Обмеження напружень у бетоні

Максимальні стискаючі напруження у бетоні в момент обтиску:

$$\sigma_c = \frac{P_{m,0}}{A_{red}} + \frac{P_{m,0} z_{cp} y_{0,red}}{I_{red}} = \frac{200087}{128902} + \frac{200087 \cdot 81,1 \cdot 107,6}{832077913} = 3,65 \text{ МПа.}$$

Напруження стиску у бетоні конструкції, що виникають внаслідок дії сили попереднього напруження та інших навантажень, прикладених під час натягування або передавання попереднього напруження, повинні обмежуватися величиною

$$\sigma_c \leq 0,6 f_{ck}(t) = 0,6 \cdot 15 = 9,0 \text{ МПа.}$$

де $f_{ck}(t)$ - характеристичний опір стиску бетону в момент часу t, коли до нього прикладається сила попереднього напруження.

Оскільки $\sigma_c = 2,68 \text{ МПа} < 9,0 \text{ МПа}$, то умова виконується.

Для елементів, арматура яких натягується на упори, напруження в момент передачі попереднього напруження може бути збільшене до $0,7f_{ck}(t)$, за умови, що випробуваннями або практикою підтверджено відсутність утворення поздовжніх тріщин.

Якщо напруження стиску в бетоні від попереднього напруження арматури перевищують $0,45f_{ck}(t) = 0,45 \cdot 15,0 = 6,75$ МПа, необхідно обов'язково враховувати нелінійну повзучість бетону.

Тепер виконаємо перевірку напружень у верхніх розтягнутих фібрах бетону плити безпосередньо під час передачі попереднього напруження на бетон:

$$\begin{aligned}\sigma_{c(1)} &= -\frac{P_{m,0}}{A_{red}} + \frac{P_{m,0}z_{cp}}{W_{red}^{sup}} = -\frac{200087}{128902} + \frac{200087 \cdot 81,1}{7400314} = 0,641 \text{ МПа} < f_{ctm} \\ &= 1,9 \text{ МПа.}\end{aligned}$$

Розрахункове армування верхньої зони плити не потрібне; вона армується конструктивно за допомогою 8 стержнів (8Ø3 Вр-I).

Клас бетону, в якому розташована попередньо напружена арматура без анкерів, має відповідати наступним вимогам:

Для арматури класів А600, А800, Вр1400, Вр1200 – клас бетону не нижче С16/20.

Для арматури класів А1000, Вр1200, Вр1300, К1400, К1200 – клас бетону не нижче С25/30.

Передаточна міцність бетону f_{cp} що контролюється аналогічно класу бетону на стиск під час його обтиснення, повинна бути не менше С12/15 і становити не менше 50% від прийнятого класу бетону.

Залежні від часу втрати попереднього напруження

Середнє значення сили напруження ($P_{m,t}(x)$) у момент часу $t_0 > t$ повинно визначатись залежно від методу попереднього напруження арматури. На додаток до миттєвих втрат, необхідно враховувати залежні від часу втрати попереднього напруження ($\Delta P_{c+t}(x)$) як наслідок:

- Повзучості та усадки бетону.

- Довготривалої релаксації напруженої сталі.
- Таким чином, загальні втрати розраховуються за формулою:

$$P_{m,t}(x) = P_{m,0}(x) - \Delta P_{c+s+r}(x).$$

Спрощений метод визначення втрат, що залежать від часу, на відстані x при дії постійних навантажень представлений виразом:

$$\begin{aligned} \Delta P_{c+s+r}(x) &= A_{sp} \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_{sp} \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p A_{sp}}{E_{cm} A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2\right) [1 + 0,8 \varphi(t, t_0)]} = \\ &= 452 \frac{0,0003641 \cdot 190000 + 0,8 \cdot 48,4 + \frac{190000}{27000} \cdot 3,0 \cdot 4,72}{1 + \frac{190000 \cdot 452}{27000 \cdot 125088} \left(1 + \frac{125088}{831775258} 81,1^2\right) [1 + 0,8 \cdot 3,0]} = 80037 \text{ Н} \\ &\approx 80,04 \text{ кН}, \end{aligned}$$

де $\Delta \sigma_{p,c+s+r}$ - абсолютне значення зміни напружень в арматурі внаслідок повзучості і усадки та релаксації на відстані x в момент часу t ;

ε_{cs} - це обчислене значення деформації усадки згідно з п.3.1.3.8 ДСТУ, абсолютна величина;

E_p - це модуль пружності напруженої арматури;

E_{cm} - це середній модуль пружності бетону;

$\Delta \sigma_{pr}$ - є абсолютною величиною зміни напружень в арматурі на відстані x в момент часу t , викликана релаксацією напруженої арматури. Вона визначається при напруженнях $\sigma_p = \sigma(G + P_{m0} + \varphi_2 Q)$, де $\sigma(G + P_{m0} + \varphi_2 Q)$ - початкові напруження в арматурі, викликані попереднім напруженням, постійними та квазіпостійними впливами;

Для точного визначення часозалежних втрат, які впливають на попередньо

напружену арматуру, необхідно враховувати наступні коефіцієнти та напруження: $\varphi(\infty, t_0) = 3,0$.

$\varphi(t, t_0)$ - це коефіцієнт повзучості у момент часу t , що враховує час прикладання навантаження t_0 . Якщо $t = 100$ становить 100 діб або більше, для розрахунків можна прийняти значення граничного коефіцієнта повзучості

$\varphi(\infty, t_0) = 3,0$ для бетону класу С16/20. Цей показник розраховується при відносній вологості навколишнього середовища 40–75%, згідно з таблицею 2.1 ДСТУ.

$\sigma_{c,QP}$ - це напруження у бетоні, що знаходиться безпосередньо біля арматури.

Воно виникає внаслідок дії власної ваги, попереднього напруження та інших відповідних квазіпостійних впливів. Величина $\sigma_{c,QP}$ оже відобразити наслідок часткової власної ваги та початкового напруження, або ж повне сполучення дії $\sigma_p = \sigma(G + P_{m0} + \varphi_2 Q)$, залежно від стадії роботи конструкції, яка розглядається;

$$\sigma_{c,QP} = \frac{M_{Ed,l} z_{cp}}{I_c} + \frac{P_{m,0}}{A_c} + \frac{P_{m,0} z_{cp}^2}{I_c};$$

$$\sigma_{c,QP} = \frac{15,76 \cdot 10^6 \cdot 81,1}{831775258} + \frac{200087}{125088} + \frac{200087 \cdot 81,1^2}{831775258} = 4,72 \text{ МПа};$$

$$\text{де } M_{Ed,l} = \frac{q_1 l_0^2}{8} = \frac{3,84 \cdot 5,73^2}{8} = 15,76 \text{ кНм} = 15,76 \cdot 10^6 \text{ Нм};$$

$q_1 = 3,84 \text{ кН/м}$ – навантаження від власної ваги (постійне) та тривале;

A_{sp} - площа всієї напруженої арматури на відстані x ;

A_c - площа перерізу бетону;

I_c - момент інерції перерізу бетону;

$z_{cp} = y_{0,c} - c_p = 109,1 - 28 = 81,1 \text{ мм}$ - відстань між центром ваги перерізу бетону і віссю напруженої арматури.

Повна деформація усадки (абсолютна величина) складається з двох основних компонентів: деформації усадки при висиханні та деформації внутрішньої усадки.

Отже, значення загальної деформації усадки ϵ_{cs} ϵ визначається як:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd}(t) + \epsilon_{ca}(t) = 0,0003533 + 10,81 \cdot 10^{-6} = 0,0003641,$$

де $\epsilon_{cd}(t)$ - це деформація усадки при висиханні (абсолютна величина);

$\epsilon_{ca}(t)$ - це деформація внутрішньої усадки (абсолютна величина).

Деформація усадки при висиханні має таке кінцеве значення:

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_n \varepsilon_{cd,0} = 1,0 \cdot 0,00052 = 0,00052,$$

де $\varepsilon_{cd,0} = 0,52 \text{ ‰} = 0,00052$ - прийняте за таблицею 7.2 для бетону С 16/20 при відносній вологості 60% (очікуване середнє значення з коефіцієнтом варіації близько 30%);

k_n - коефіцієнт, що залежить від умовного розміру h_0 (в мм), згідно із табл. 2.4

Табл. 2.4 - Номінальні значення усадки при висиханні $\varepsilon_{cd,0}$, ε (‰) для бетону нормального твердіння на цементі згідно з ДСТУ Б В.2.7-46:2010

$f_{ck} / f_{ck.cube}$, МПа	Відносна вологість, %					
	20	40	60	80	90	100
16/20	0,68	0,60	0,52	0,33	0,18	0,00
32/40	0,54	0,51	0,43	0,27	0,14	0,00
50/60	0,43	0,42	0,34	0,22	0,12	0,00

Умовний розмір поперечного перерізу

$$h_0 = 2A_c / u = 2 \cdot 125088 / 2790 = 89,7 \text{ мм}$$

де $u = 1190 + 1160 + 2 \cdot 220 = 2790$ мм - периметр тієї частини, яка піддається висушуванню (периметр поперечного перерізу плити);

$A_c = 125088 \text{ мм}^2$ - площа перерізу бетону.

Тоді $k_n = 1,0 - \frac{(1-0,85)}{100} (89,7 - 100) = 1,0$ (за пропорцією із табл. 2.2.2).

Табл. 2.5 - Масштабний коефіцієнт

h_0	k_n
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

Розвиток деформації усадки при висиханні визначається із виразу:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \varepsilon_{cd}(\infty) = 0,6795 \cdot 0,00052 = 0,0003533,$$

$$\text{де } \beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04\sqrt{h_0^3}} = \frac{(100 - 28)}{(100 - 28)0,04\sqrt{89,7^3}} = 0,6795;$$

t - вік бетону, діб, в момент часу, що розглядається (для $t=100$ діб);

t_s - вік бетону, діб, при початку усадки висихання (або набухання) (для $t_s = 28$ діб). Як правило, це час завершення догляду.

Деформації внутрішньої усадки (абсолютне значення) визначають:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{es}(t, t_s)\varepsilon_{ca}(\infty) = 0,8646 \cdot 12,5 \cdot 10^{-6} = 10,81 \cdot 10^{-6};$$

$$\text{де } \varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck} - 10)10^{-6} = 2,5(15 - 10) \cdot 10^{-6} = 12,5 \cdot 10^{-6};$$

$$\beta(t) = 1 - \exp(1 - 0,2t^{0,5}) = 1 - \exp(1 - 0,2 \cdot 100^{0,5}) = 1 - \exp(-2) = 0,8646;$$

$t = 100$ - час, діб.

Відповідно до Єврокоду, арматура класифікується за релаксацією на три основні класи:

Клас 1: Дріт або канат зі звичайною релаксацією.

Клас 2: Дріт або канат із низькою релаксацією.

Клас 3: Гарячекатані або оброблені стрижні.

Значення ρ_{1000} можна приймати наступними:

8% для Класу 1;

2,5% для Класу 2;

4% для Класу 3.

Ці значення також можуть бути взяті безпосередньо з сертифіката на арматуру. Визначати слід із застосуванням нижченаведеного виразу:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 1,98 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{8\mu} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-5}.$$

Для класу 3:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 1,98 \cdot 4 \cdot e^{8 \cdot 0,75} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-0,75)} \cdot 10^{-5} = 0,102,$$

де $\Delta\sigma_{pr}$ - це абсолютне значення втрат від релаксації попереднього напруження;

σ_{pi} - при напруженні на упори – абсолютна величина початкових

попередніх

$$\text{Напружень } \sigma_{pi} = \sigma_{pm0}(x) = 472,5 \text{ МПа};$$

t - є часом після напруження, год (500000 год, тобто близько 57 років);

$\mu = \sigma_{pi}/f_{pk}$, де $f_{pk} = 630$ МПа - характеристичне значення міцності на розтяг

$$\text{напруженої арматури: } \mu = 472,5/630 = 0,75.$$

$$\text{Тоді } \Delta\sigma_{pr} = \sigma_{pi} \cdot 0,102 = 472,5 \cdot 0,102 = 48,4 \text{ МПа.}$$

Середнє значення сили напруження $P_{m,t}(x)$ момент часу $t > t_0$ (з врахуванням усіх втрат)

$$P_{m,t}(x) = P_{m0} - \Delta P_{c+s+r} = 201,73 - 80,04 = 120,05 \text{ кН}$$

Величина $P_{m,t}(x)$ повинна відповідати двом наступним умовам:

$$P_{m,t}(x) = 120,05 \text{ кН} \leq 0,65 f_{pk} A_{sp} = 0,65 \cdot 630 \cdot 452 \cdot 10^{-3} = 185,1 \text{ кН};$$

$$P_{m,t}(x) = 120,05 \text{ кН} \leq P_{m0}(x) - 100 A_{sp} = 201,73 - 100 \cdot 452 \cdot 10^{-3} = 156,53 \text{ кН.}$$

Умови виконуються.

Напруження у попередньо напруженій арматурі, яке враховує усі втрати:

$$\sigma_{sp} = P_{m,t}(x)/A_{sp} = 126950/452 = 265,6 \text{ МПа.}$$

Відносні деформації в арматурі ε_{sp} визначають, в залежності від напружень σ_{sp} , відповідно до діаграми стану арматури за виразом:

$$\text{коли } 0 \leq \sigma_{sp} = 265,6 \text{ МПа} < f_{pd0} = 479,17 \text{ МПа:}$$

$$\varepsilon_{sp} = \sigma_{sp}/E_p = 265,6/190000 = 0,00140\%.$$

Розрахунок за деформаціями

Величину проліт/висота за формулою, якщо $\rho > \rho_0$:

$$\frac{l}{d} = k \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho - \rho_0} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \right].$$

Або якщо $\rho < \rho_0$:

$$\frac{l}{d} = k \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \sqrt{f_{ck}} \cdot \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right].$$

де $\frac{l}{d}$ – це граничне відношення проліт/висота.

$k = 1$ – це коефіцієнт, що враховує різні конструктивні системи.

$\rho_0 = 10^{-3} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 10^{-3} \cdot \sqrt{15} = 0,0039 \text{ см}^2$ – довідковий відсоток армування.

ρ – це необхідний відсоток армування для розтягнутої арматури в середині прольоту, призначений для сприйняття моменту від розрахункового навантаження.

$$\rho = \frac{A_{s2}}{b \cdot d} = \frac{679}{1200 \cdot 195} = 0,0029 \text{ см}^2.$$

Так як $\rho = 0,0029 \text{ см}^2 < \rho_0 = 0,0039 \text{ см}^2$ співвідношення проліт висота розраховуємо за формулою:

$$\frac{l}{d} = 1 \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{15} \cdot \frac{0,0039}{0,0029} + 3,2 \sqrt{15} \cdot \left(\frac{0,0039}{0,0029} - 1 \right)^{3/2} \right] = 21,15.$$

Крім того, ще необхідно помножити отримане значення на $310/\sigma_s$.

$$\frac{l}{d} \cdot \frac{310}{\sigma_s} = 21,15 \cdot \frac{310}{426} = 15,4.$$

$$\frac{l}{d} = \frac{5980}{195} = 30,67 > 15,4.$$

Оскільки співвідношення проліт/висота не відповідає граничному значенню, перевірку прогину необхідно виконати розрахунковим методом.

Ми перевіряємо величину прогину при дії моменту 55,65 кНм. Кривизна в перерізі, отримана за деформаційною методикою при розрахунках за II групою граничних станів і для цього рівня навантаження, дорівнює 0,0049.

$$f = \frac{1}{r} \cdot k_m l^2 = 0,0049 \cdot \frac{5}{48} \cdot 5,73^2 = 0,017 \text{ м.}$$

Перевірка виконана.

РОЗДІЛ 3. ТЕХНОЛОГІЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА

3.1 Технологія будівельного виробництва

3.1.1 Загальні рішення поточного зведення об'єкта

Щоб організувати зведення будівлі потоковим методом, встановлюють його технологічну та просторову структуру, основні параметри, а також ув'язують складові потоки в часі й просторі. Застосування поточного методу дозволяє раціонально завантажувати матеріально-технічну базу, забезпечувати ритмічний випуск будівельної продукції, підвищувати продуктивність праці та скорочувати строки й собівартість будівництва.

Для поточного виконання робіт проектувану будівлю поділяють на захватки відповідно до видів робіт, що виконуються.

Провідним процесом прийнято зведення кам'яних несучих зовнішніх стін. Технологічна структура потоку охоплює три періоди будівництва: підготовчий, основний та заключний.

Протягом підготовчого періоду освоюють територію, виконують геодезичні роботи та приєднання до зовнішніх мереж і підземних комунікацій. Тоді ж установлюють інвентарні будівлі й будівельне оснащення, постачають інвентар, матеріали та конструкції для зведення підземної частини, а також виконують розбивку будівлі й закріплення осей.

Основний період об'єднує всі роботи з безпосереднього зведення будівлі й розподіляється на технологічні стадії.

1 стадія – виконання робіт підземної частини. Роботи цієї стадії групують у комплекси, кожен із яких реалізує спеціалізований потік; до комплексу відносять тільки ті роботи, що можуть вестися на захватці одночасно.

2 стадія – зведення надземної частини. Її роботи розпочинають після завершення підземної частини на кожній захватці чи групі захваток і об'єднують у комплекси: зведення кам'яних стін, влаштування покрівлі, а також санітарно-технічні та електромонтажні роботи, що формують комплекс спеціальних робіт.

3 стадія – утеплення зовнішніх стін і опорядження фасаду, а також

облаштування внутрішніх приміщень.

4 стадія – благоустрій прилеглої території.

3.1.2 Земляні роботи

Рослинний шар зрізають бульдозером ДЗ-104 і складують для подальшого використання під час благоустрою майданчика. Надлишковий ґрунт вивозять автосамоскидом МАЗ-205 вантажопідйомністю 6 т. Котлован розробляють екскаватором ELEX 81. Ґрунт, необхідний для зворотного засипання пазух котловану, залишається на краю котловану. Зворотне засипання пазух виконується пошарово з ущільненням кожного шару пневмотрамбівками, щоб уникнути осідання порогів. Крутість укосів, згідно зі НПАОП 45.2-7.02-12, 1:0,5 м (за глибини котловану до 3,5 м).



Рис. 3.2 - Екскаватор ELEX 81

3.2. Технологічна карта на зведення підземної частини будівлі

У проекті прийнято фундаменти зі збірних залізобетонних плит і бетонних блоків стін підвалу.

3.2.1. Технологія зведення елементів підземної частини будівлі

Перед монтажем фундаментів необхідно виконати підготовчі роботи:

- розбивка та закріплення осей;
- очищення дна котловану;
- перевірка його позначок.

Осі фундаментів фіксують на обносці, яку влаштовують за межами котловану. Щоб досягти точності монтажу, осі переносять безпосередньо на

місце встановлення фундаментів і закріплюють металевими штирями, скобами чи кілками, забитими у ґрунт. Збірні елементи монтують безпосередньо з транспортних засобів.

У даному випадку стрічкові фундаменти утворені двома конструктивними елементами: балками-подушками трапецеподібного перерізу та стіновими блоками, з яких викладається стіна фундаменту.

Подушки фундаменту встановлюють на вирівняне піщане дно. Монтаж стрічкових фундаментів розпочинають з укладання маякових блоків на кутах будівлі та в місцях перетину стін; за значної протяжності стрічок, як у цьому випадку, маякові блоки розташовують з кроком не більше ніж 20 м.

Для встановлення маякових блоків від точки перетину осей фундаментів у куті будівлі по обидва зовнішні боки рулеткою відкладають положення зовнішніх граней кутового блока, у цих точках забивають два металеві штирі, натягують між ними шнури й за ними вкладають усі проміжні блоки.

Блоки піднімають за чотири петлі чотиригілковим стропом. Строп знімають лише після того, як блок займе проектне положення в плані та за висотою. Відмітку верху маякових блоків контролюють нівеліром, а інших блоків – шнуром або візуванням за раніше встановленими. Якщо відхилення в плані чи за висотою перевищує допустиме, блок піднімають краном, відводять убік, вирівнюють основу й укладають повторно.

Після монтажу фундаментних блоків зрізають монтажні петлі, перевіряють горизонтальність їх поверхні та за потреби вирівнюють цементним розчином. Шви між подушками засипають піском і трамбують, а у верхній частині закладають шаром цементного розчину завтовшки 4 см.

Стінові фундаментні блоки монтують тим самим краном, що й блоки-подушки. Їх застроплюють двома стропами за монтажні петлі та виставляють у проектне положення. Стики й шви між блоками заповнюють цементним розчином марки М400.

3.2.2. Технологія зведення залізобетонного перекриття підвалу

Монтаж плит перекриття розпочинають після зведення стін, за потреби

вирівнюючи опорну поверхню шаром цементного розчину. У плитах, що спираються на зовнішні стіни, порожнини до початку монтажу заповнюють на глибину 0,2 м керамзитобетонною сумішшю або готовими керамзитобетонними пробками. Такі пробки забезпечують необхідну теплоізоляцію та запобігають утворенню вологи на перекриттях. Плити монтують чотири гілковими стропами.

Укладання плит перекриття зазвичай розпочинають від зовнішньої стіни, найвіддаленішої від крана.

Першими вкладають плити поблизу сходових майданчиків і маршів; цю операцію монтажники виконують, стоячи на сходових майданчиках. Наступні плити укладають поряд із раніше змонтованими, причому монтажники мають бути закріплені запобіжними поясами. Плину приймають двоє монтажників, опускаючи її на опорні чверті так, щоб уникнути подальшого горизонтального переміщення панелі. Неточно покладену плиту піднімають краном і вкладають заново. Строп знімають лише після остаточного вивіряння плити. Допускається переміщення плити тільки в поперечному напрямку за допомогою ломів.

3.2.3. Склад робіт під час зведення підземної частини будівлі

1. Встановлення фундаментних блоків:

- вирівнювання піщаної основи котловану;
- встановлення фундаментних блоків;
- вивіряння встановлених блоків;
- закладення швів розчином.

2. Влаштування стінових блоків:

- укладання розчину шаром 20 мм;
- укладання маяків і клинів;
- безпосереднє встановлення блока;
- заповнення каналів у стінах блоків розчином;
- заповнення горизонтальних і вертикальних швів з вилученням клинів.

3. Влаштування гідроізоляції бітумом у два шари.

4. Монтаж плит перекриття:

- укладання шару розчину для вирівнювання основи блоків під плити перекриття;
- укладання плит;
- влаштування монолітних ділянок;
- закладення швів між плитами.

Покладені панелі та плити в ході монтажу з'єднують зі стінами й між собою скрутками або зварюванням.

Переконавшись, що змонтовані на ділянці плити лежать правильно, приступають до замонолічування швів між ними з ущільненням укладеного розчину. Одночасно із закладенням швів замонолічують ділянки, які неможливо перекрити типовими плитами перекриття.

3.2.4. Вибір монтажного крана

Монтажний кран добирають з огляду на об'ємно-планувальні та конструктивні особливості споруди. Для зведення підземної частини прийнято гусеничний кран МКГ-25 БР (виробництва м. Дніпро), який має достатню вантажопідйомність і виліт стріли для монтажу фундаментних і стінових блоків та плит перекриття.

Табл. 3.1. - Основні параметри та технічна характеристика монтажного крана.

Марка крана	Максимальна вантажопідйомність, т	Висота підйому гака, м	Швидкість підйому гака, м/хв	Маса, т
МКГ – 25 БР (виробництво — м. Дніпро)	6	13,5	12	38,9



Рис. 3.3 - Гусеничний кран МКГ-25 БР

3.2.5. Обчислення обсягів робіт за захватками

Зведення підземного поверху організовано на двох захватках. Обсяги робіт визначають за схемами креслень.

Табл. 3.2. - Підрахунок обсягів робіт на зведення підземного поверху.

№	Найменування процесів	Одиниці виміру	Тип елемента	Кількість (1 / 2 захватка)
1	Влаштування підосви фундаменту зі збірних блоків	шт.	ФЛ16.24	17 / 16
			ФЛ16.12	4 / 3
			ФЛ16.8	1 / 1
			ФБЛ14.24	6 / 5
2	Влаштування стін підвалу зі збірних блоків	шт.	ФБС6.6.24	66 / 66
			ФБС6.6.12	12 / 9
			ФБС6.6.8	12 / 9
3	Влаштування	100 м ²	—	0,9 / 0,9

	гідроізоляції фундаменту			
4	Монтаж збірних плит перекриття підвалу	шт.	ПК	32 / 32
5	Закладення швів між плитами	100 м	—	0,78 / 0,78
6	Зворотне засипання котловану	1 м ³	—	58 / 58

3.2.6. Графік виконання робіт зі зведення фундаментів будівлі

Графік виконання робіт побудовано за підрахованими обсягами та прийнятими нормами трудовитрат. Роботи ведуть у дві зміни на двох захватках, а загальна тривалість зведення фундаментів дорівнює 6 робочим дням. Узгоджена послідовність і сумісність процесів забезпечують безперервне завантаження монтажного крана й бригади. Календарний графік наведено в таблиці 3.3.

Табл. 3.3. - Графік виконання робіт зі зведення фундаментів будівлі

№	Найменування процесу	Од.	Кількість	Труд-сть, люд-зм	Трив., дн	Марка крана	Склад бригади	Робочі дні / зміни														
								1.1	1.2	2.1	2.2	3.1	3.2	4.1	4.2	5.1	5.2	6.1	6.2			
1	Влаштування підшви фундаменту зі збірних плит	шт.	ФЛ16.12 – 9; ФЛ16.24 – 44	0,96 / 5,70	2	МКГ-25 БР	Монтажники 4, 3, 2, 6 р.	■	■	■												
2	Влаштування стін підвалу зі збірних блоків	шт.	ФБС16.6 – 21 / 21 / 132	1,6 / 2,3	4,5	МКГ-25 БР	Монтажники 4, 3, 2, 6 р.			■	■	■	■	■	■							
3	Влаштування гідроізоляції фундаменту	100 м ²	1,8	1,1	0,9	—	Малярі 4, 2 р.										■					
4	Монтаж збірних плит перекриття підвалу	шт.	32	4,5	1	МКГ-25 БР	Монтажники 4, 3, 2, 6 р.											■	■			
5	Закладання швів між плитами	100 м	1,56	1,2	1	—	Монтажники 4, 3 р.												■	■		
6	Зворотне засипання котловану	1 м ³	116	8,5	2	—	Землекопи 2, 1 р.														■	■

Примітка. Залиті клітинки відповідають часу виконання процесу; у заголовку «день.зміна» перша цифра — робочий день, друга — номер зміни (роботи ведуться у дві зміни).

3.2.7. Техніко-економічні показники зведення підземної частини будівлі

Щоб оцінити загальну ефективність прийнятих у проекті рішень,

обчислюють техніко-економічні показники зведення будівлі.

Табл. 3.4. Техніко-економічні показники зведення підземної частини будівлі

Найменування показників	Одиниці виміру	Кількість
Тривалість	дні	6
Питома трудомісткість	люд.-зм/обсяг робіт	0,12
Виробіток	обсяг робіт/люд.-зм	8,3

3.3. Проектування будівельного генерального плану об'єкта

Будівельний генеральний план розробляють задля раціонального використання майданчика та розміщення тимчасових чи інвентарних будівель і споруд, складських, адміністративно-побутових приміщень та інженерних споруд. Будгенплан складають на період зведення підземної й надземної частин будівлі з прив'язкою до прийнятого монтажного крана

3.2.1. Склад будівельного генерального плану

На будгенплані визначають і показують:

- огорожі та тимчасові огороження майданчика;
- дороги в межах робочої зони об'єкта з урахуванням пожежних проїздів;
- приоб'єктні склади матеріалів, деталей і збірних конструкцій;
- схеми мереж тимчасового водопостачання та електропостачання;
- розташування прожекторних установок;
- постійні мережі, що використовуються під час будівництва;
- підсобні приміщення, що обслуговують об'єкт;
- тимчасові або інвентарні будівлі та споруди;
- протипожежні пристрої та пристрої з техніки безпеки.

3.3.2. Вибір монтажного крану

Баштовий кран для монтажних робіт добирають за розрахунком необхідної вантажопідйомності, висоти підйому гака та вильоту стріли. Монтажну масу визначають як суму маси монтажного елемента й маси стропувальних пристроїв. Висота підйому гака враховує перевищення монтажного

горизонту, запас висоти, висоту елемента в монтажному положенні та висоту стропування.

Технічні параметри баштового крана для монтажних робіт:

1. Монтажна маса (Q_M):

Необхідна вантажопідйомність вантажозахоплювальних елементів (Q_e), пристроїв (Q_d) і вантажозахоплювальних пристроїв (Q_g).

$$Q_M = Q_e + Q_{\text{стр}}$$

2. Висота підйому гака (H_k):

$$H_k = h_o + h_3 + h_e + h_{\text{стр}}, \text{ де}$$

- h_o - збільшення монтажного горизонту над рівнем положення крана,
- h_3 - запас висоти (1 м).
- h_e - висота елемента в монтажному положенні,
- $h_{\text{стр}}$ - висота стропуч. Засобу.

3. Виліт стріли (L_k):

$$L_k = a/2 + b + c, \text{ де}$$

- a - ширина колії,
- b - відстань від осі кранової рейки до найближчої виступаючої частини будівлі,
- c - відстань від центру ваги елемента до виступаючої частини будівлі з боку крана.

$$a = 7,5 \text{ м}, B = 2,6 \text{ м}, C = 6 \text{ м}$$

$$L_k = 7,5/2 + 2,6 + 7 = 12,35 \text{ м}$$

За розрахованими параметрами вибираємо баштовий кран Liebherr 63 EC-B 5:

$$Q_M = 5 \text{ т}$$

$$L_k = 45 \text{ м}$$

$$H_k = 43 \text{ м}$$

Виліт стріли встановлюють з огляду на ширину колії крана, відстань від осі кранової рейки до виступних частин будівлі та положення центра ваги монтажного елемента. За отриманими розрахунковими параметрами для

виконання робіт прийнято баштовий кран Liebherr 63 EC-B 5 з вантажопідйомністю 5 т, вильотом стріли 45 м та висотою підйому гака 43 м.

3.3.3 Прив'язка монтажного крана та небезпечні зони

Монтажний кран прив'язують до будівлі, враховуючи потрібний виліт стріли та максимальний робочий радіус. Поперечну прив'язку рейкового (стоянкового) шляху відраховують від найбільш виступної частини будівлі з дотриманням безпечної відстані. Уздовж траси руху крана наносять межі робочої, небезпечної та монтажної зон, у яких обмежують перебування людей і розташування тимчасових споруд.

3.3.4 Тимчасові будівлі, дороги та склади

Тимчасові дороги влаштовують кільцевими з урахуванням пожежних проїздів завширшки не менше ніж 3,5 м. Приоб'єктні відкриті склади збірних конструкцій розміщують у зоні дії монтажного крана, завдяки чому елементи монтують прямо з транспортних засобів або зі складу без перевантаження. Адміністративно-побутові та підсобні приміщення приймають інвентарними й розташовують поза небезпечною зоною роботи крана.

Основні елементи будівельного генерального плану зведено в таблиці 3.5.

Табл. 3.5 - Основні елементи будівельного генерального плану.

№	Найменування елемента будгенплану	Тип	Площа, м ²	Кількість
1	Тимчасова огорожа майданчика	інвентарна	—	за периметром
2	Тимчасові дороги (з урахуванням пожежних проїздів)	кільцева	—	ширина 3,5 м
3	Приоб'єктний відкритий склад збірних конструкцій	відкритий	—	у зоні дії крана
4	Закритий склад матеріалів	інвентарний	—	1
5	Адміністративно-побутові приміщення	інвентарні	—	за розрахунком
6	Тимчасове водопостачання та електропостачання	тимчасові мережі	—	—
7	Прожекторні установки	—	—	по контуру
8	Протипожежне обладнання	—	—	за нормами

3.3.5 Інженерне забезпечення та техніка безпеки

Тимчасове водопостачання покриває виробничі, господарсько-питні та протипожежні потреби майданчика. Тимчасове електропостачання живить силові споживачі, а також робоче й аварійне освітлення робочої зони прожекторними установками, розміщеними по контуру майданчика. Майданчик оснащують протипожежними засобами та пристроями з техніки безпеки згідно з чинними нормами; біля в'їзду встановлюють стенд зі схемою руху транспорту й попереджувальними знаками.

РОЗДІЛ 4. ОХОРОНА ПРАЦІ

4.1 Забезпечення охорони праці на законодавчому рівні

Зведення 5-поверхового житлового будинку в м. Ужгород передбачає виконання широкого комплексу будівельних робіт, у тому числі влаштування теплоізоляції зовнішніх стін. Роботи з утеплення є трудомісткими, виконуються на висоті та пов'язані із застосуванням хімічно активних матеріалів клейових сумішей, полімерних плит, армувальних сіток, фасадних фарб. За цих умов питання охорони праці набувають першочергового значення як з точки зору збереження здоров'я і життя працівників, так і з погляду соціально-економічної відповідальності будівельного підприємства.

Правову основу охорони праці в Україні становить Конституція України, яка гарантує кожному громадянину право на безпечні та здорові умови праці (стаття 43) [1]. На її положеннях ґрунтується спеціальний Закон України «Про охорону праці», що закріплює обов'язки роботодавця щодо створення безпечних умов на кожному робочому місці, організації навчання та інструктажів, забезпечення засобами індивідуального захисту [1].

Кодекс законів про працю України встановлює загальні вимоги до охорони праці в трудових відносинах. В умовах продовження воєнного стану чинним залишається Закон України «Про організацію трудових відносин в умовах воєнного стану», що допускає певну гнучкість щодо режимів праці, проте жодним чином не скасовує базових вимог безпеки на будівельних майданчиках.

Нормативно-технічне регулювання будівельної галузі в частині охорони праці здійснюється на підставі ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення» [2]. Цей документ визначає загальні принципи організації безпечного провадження будівельних робіт, вимоги до будівельного майданчика, до інструктажів та документації з охорони праці. Відповідно до його положень роботодавець зобов'язаний розробити і впровадити систему управління охороною праці на об'єкті будівництва.

Роботи з утеплення фасадів відносяться до робіт на висоті, тому на них поширюються вимоги НПАОП 45.2-1.02-90 «Правила з охорони праці при будівництві та ремонті об'єктів житлово-комунального господарства» [3]. Документ регламентує порядок установа, експлуатації та демонтажу будівельних риштувань і помостів, вимоги до огорожень, захисних козирків та знаків безпеки.

Використання теплоізоляційних матеріалів мінеральної вати та пінополістиролу — передбачає контакт працівників із пилом і хімічними речовинами. Відповідні вимоги щодо захисту органів дихання та шкіри встановлені ДСН 3.3.6.042-99 «Санітарні норми мікроклімату виробничих приміщень» та нормами Наказу МОЗ України від 08.04.2014 № 248 [4]. Освітлення будівельного майданчика в темний час доби регулюється ДБН В.2.5-28:2018. Природне і штучне освітлення [5].

Таким чином, охорона праці при влаштуванні теплоізоляції регулюється розгалуженою системою законодавчих та нормативних актів, що в сукупності формують правову базу для забезпечення безпечних умов праці на будівельному майданчику в м. Ужгород.

4.2 Аналіз умов праці та виявлення потенційних небезпек на об'єкті проєктування

Основне робоче місце, що розглядається в даному розділі, монтажник систем утеплення будівель, який виконує роботи з влаштування зовнішньої теплоізоляційної композитної системи (ЗТКС) на фасадах 5-ти поверхового житлового будинку. Роботи ведуться на трубчастих риштуваннях на висоті від 3 до 16 м над рівнем землі.

Аналіз умов праці проведено відповідно до класифікації небезпечних і шкідливих виробничих факторів згідно з ДСТУ 2293:2014 «Охорона праці. Терміни та визначення основних понять» [5] та Наказу МОЗ України від 08.04.2014 № 248 «Гігієнічна класифікація праці» [4].

Фізичні небезпечні та шкідливі фактори:

- Розташування робочого місця на значній висоті роботи виконуються на риштуваннях на висоті до 16 м. Падіння працівника або предметів праці може призвести до важких травм чи летального випадку.
- Підвищена запиленість повітря робочої зони при різанні плит пінополістиролу та мінеральної вати, нанесенні клейових і штукатурних сумішей у повітрі виникає тонкодисперсний пил, який при тривалому вдиханні уражає дихальні шляхи.
- Підвищений рівень шуму та вібрації при роботі перфораторів, шліфувальних машин і будівельних мішалок рівень шуму перевищує допустиме значення 80 дБА. Локальна вібрація від ручного електроінструменту може досягати рівнів, що перевищують допустимі за ДСН 3.3.6.039-99.
- Підвищена або знижена температура повітря робочої зони роботи проводяться у відкритому просторі, тому на працівників впливають несприятливі погодні умови: перегрів у літню спеку та переохолодження при роботах в перехідний сезон. Ужгород знаходиться в зоні помірно-континентального клімату з вологим повітрям, що підвищує ризик переохолодження.
- Недостатня освітленість робочої зони при продовженні робіт після настання темряви (що характерно для осінньо-зимового сезону) освітленість на фасадних риштуваннях може не відповідати вимогам ДБН В.2.5-28:2018, мінімальне значення якого становить 30 лк [5].
- Підвищена напруга в електричному ланцюзі застосування переносного електроінструменту на висоті в умовах підвищеної вологості (дощ, туман, конденсат) різко підвищує ризик ураження електрострумом.

Хімічні небезпечні та шкідливі фактори:

- Клейові та штукатурні суміші на цементній та полімерній основах містять луги та пластифікатори, що при контакті зі шкірою і слизовими оболонками можуть викликати подразнення, алергічні реакції та хімічні опіки.

- Розчинники, які входять до складу ґрунтувальних і фінішних фарб, є токсичними при вдиханні парів і мають подразнювальну дію.
- Пил мінеральної вати штучне мінеральне волокно є подразником шкіри та слизових оболонок, при тривалому вдиханні потенційний канцерогенний фактор.

Психофізіологічні фактори:

- Фізичне перевантаження монтажник виконує значні статичні та динамічні зусилля: підйом і утримання ізоляційних плит масою до 12–15 кг, тривала робота в незручних позах на риштуваннях (нахили, розтягнення).
- Нервово-психічне напруження постійна концентрація уваги при роботі на висоті, необхідність дотримання геометричної точності при укладанні плит спричиняє підвищену стомлюваність і зниження реакції наприкінці зміни.

Таким чином, умови праці монтажника систем утеплення характеризуються наявністю кількох одночасно діючих небезпечних і шкідливих факторів. Найбільший ризик становлять падіння з висоти та ураження електрострумом, що потребує розробки конкретних технічних і організаційних заходів.

4.3 Дослідження ризику реалізації потенційних небезпек на об'єкті проєктування

Оцінювання ризиків виконано методом матричного аналізу. Для кожної виявленої небезпеки визначено категорію серйозності (табл. 4.1) та рівень ймовірності виникнення небезпечної події (табл. 4.2). На підставі цих параметрів за матрицею оцінки ризику (табл. 4.3) встановлено ступінь прийнятності ризику.

Табл. 4.1 — Категорії серйозності небезпеки

Вид	Категорія	Опис наслідків
Катастрофічна	I	Смерть або зруйнування системи
Критична	II	Серйозна травма, стійке захворювання, суттєве пошкодження системи
Гранична	III	Незначна травма, короточасне захворювання, пошкодження системи
Незначна	IV	Менш значні, ніж у категорії III, травми, захворювання, пошкодження

Табл. 4.2 — Рівні ймовірності небезпеки

Вид	Рівень	Опис
Часта	A	Велика ймовірність того, що подія відбудеться
Можлива	B	Може трапитися декілька разів за життєвий цикл
Випадкова	C	Іноді може відбутися за життєвий цикл
Віддалена	D	Малоймовірна, але можлива подія протягом життєвого циклу
Неймовірна	E	Настільки малоймовірно, що можна припустити: такого не станеться

Табл. 4.3 — Матриця оцінки ризику

Ймовірність \ Серйозність	I Катастрофічна	II Критична	III Гранична	IV Незначна
(A) Часто	1A	2A	3A	4A
(B) Вірогідно	1B	2B	3B	4B
(C) Час від часу	1C	2C	3C	4C
(D) Віддалено	1D	2D	3D	4D
(E) Неймовірно	1E	2E	3E	4E

Умовні позначення: 1A, 1B, 1C, 2A, 2B, 3A - неприпустимий ризик; 1D, 2C, 2D, 3B, 3C - небажаний ризик; 1E, 2E, 3D, 3E, 4A, 4B - прийнятний з перевіркою; 4C, 4D, 4E - знехтуваний.

Результати оцінювання ризиків для обраного робочого місця монтажника систем утеплення зведено в таблицю 4.4.

Табл. 4.4 - Оцінка ризиків небезпек на робочому місці монтажника систем утеплення

№	Небезпека	Серйозність	Ймовірність	Індекс ризику	Клас ризику
1	Падіння з висоти (з риштувань)	I - катастрофічна (можлива смерть)	C - випадкова	1C	Неприпустимий (надмірний)
2	Ураження електрострумом від переносного інструменту	II - критична (серйозна травма)	D - віддалена	2D	Небажаний (гранично допустимий)
3	Шкідливий вплив пилу мінеральної вати на органи дихання	III - гранична (захворювання)	B - вірогідна	3B	Небажаний (гранично допустимий)
4	Хімічний опік шкіри клейовими сумішами	III - гранична (незначна травма)	C - випадкова	3C	Небажаний (гранично допустимий)
5	Фізичне перевантаження (підйом плит)	IV - незначна (стомлюваність)	A - часта	4A	Прийнятний з перевіркою
6	Недостатнє освітлення на риштуваннях	IV - незначна (підвищена стомлюваність)	D - віддалена	4D	Знехтуваний

Отримані результати свідчать про те, що найбільшу загрозу становить небезпека падіння з висоти (клас неприпустимий), що вимагає першочергового вжиття конкретних технічних заходів захисту. Небезпека ураження електрострумом, запиленість та хімічний вплив відносяться до небажаного класу ризику і також потребують розробки технічних рішень. Для двох останніх небезпек (фізичне навантаження та освітлення) достатньо організаційних заходів.

4.4 Розробка організаційно-технічних та архітектурно-планувальних заходів, спрямованих на покращення умов праці

На підставі виявлених небезпек та проведеного оцінювання ризиків розроблено комплекс заходів організаційного та технічного характеру, спрямованих на забезпечення безпечних умов праці при виконанні робіт з утеплення фасадів п'ятиповерхового житлового будинку в м. Ужгород.

4.4.1 Організаційні заходи

Допуск до робіт на висоті. До робіт на риштуваннях допускаються лише особи, які пройшли спеціальний медичний огляд, не мають протипоказань за станом здоров'я (захворювання вестибулярного апарату, серця, органів зору) та пройшли цільовий інструктаж з охорони праці відповідно до вимог ДБН А.3.2-2-2009 [2]. Журнал інструктажів ведеться безперервно із підписами відповідальної особи та кожного працівника.

Навчання та атестація. Монтажники систем утеплення, допущені до роботи на висоті понад 5 м, повинні мати посвідчення про проходження навчання з охорони праці для даного виду робіт. Повторний інструктаж проводиться не рідше одного разу на квартал або після кожного нещасного випадку на суміжному об'єкті. Усі роботи з утеплення виконуються не менш ніж двома особами - принцип взаємостраховки є обов'язковим.

Засоби індивідуального захисту. Кожному монтажнику видається комплект ЗІЗ: запобіжний пояс з амортизатором ривка та стропом (клас відповідно до EN 361), захисна каска, захисні окуляри для захисту від пилу та бризок хімічних сумішей, протипилова напівмаска класу FFP2 при роботі з мінеральною ватою та при нанесенні декоративних покриттів, нітрилові рукавички при контакті з клейовими і ґрунтувальними складами, спецодяг з водовідштовхувальним просоченням. Застосування ЗІЗ є обов'язковим - майстер здійснює щозмінний контроль.

Режим праці та відпочинку. Враховуючи фізичні навантаження та роботу в незручних позах, тривалість безперервної роботи на риштуваннях не

повинна перевищувати 50 хвилин. Після кожного такого відрізка обов'язкова перерва не менше 10 хвилин із обов'язковим спуском на землю. У спеку (температура понад +28°C) роботи переносяться на ранішній або вечірній час.

4.4.2 Технічні заходи. Захист від падіння з висоти

Проектом виконання робіт (ПВР) передбачено встановлення металевих трубчастих риштувань системи «Layher» або аналогічної з навантажувальною здатністю не менше 2,0 кН/м². Риштування встановлюються із суворим дотриманням НПАОП 45.2-1.02-90 [3]:

- по всьому периметру фасаду встановлюються огорожувальні поручні на висоті 1,0 м та 0,5 м з відборткуванням по підлозі настилу висотою не менше 150 мм;
- настил кожного ярусу виконується із суцільних дошок завтовшки не менше 50 мм або металевих трапів без щілин понад 5 мм;
- місця проходів пішоходів та в'їздів транспортних засобів обладнуються захисними козирками, що виступають за ширину риштувань не менше ніж на 1,5 м;
- щодня перед початком зміни виконавець робіт особисто перевіряє стан кріплень і настилу та робить запис у журналі прийомки риштувань.

Монтажники обов'язково закріплюють страхувальний строп у точках анкерування, вбудованих у конструкцію риштувань, - пересування зі звільненим стропом не допускається.

4.4.3 Технічні заходи. Електробезпека

Увесь переносний електроінструмент повинен живитись від розподільних щитів із пристроями захисного відключення (ПЗВ) з порогом спрацювання не більше 30 мА. Кабелі живлення прокладаються в захисних рукавах і не допускають провисання над проходами нижче 2,5 м. Подовжувальні шнури застосовуються лише у вологозахисному виконанні. Перед початком кожної зміни електрик будівельного майданчика виконує

зовнішній огляд інструменту та вимірює опір ізоляції (не рідше одного разу на місяць за результатами вимірювань оформлюється протокол).

При роботах під час або після дощу (відносна вологість понад 80 %) використання електроінструменту з мережевим живленням забороняється — допускається тільки акумуляторний інструмент напругою 12–18 В.

4.4.4 Технічні заходи. Захист від пилу та хімічних факторів

Різання теплоізоляційних плит із мінеральної вати виконується виключно за допомогою ножа або спеціальної пилки - застосування болгарки та інших обертальних інструментів, що генерують дрібнодисперсний пил, забороняється. Місце різання повинно бути максимально видалено від зони безпосередньої роботи інших монтажників (не менше 5 м). Зберігання теплоізоляційних плит на будівельному майданчику здійснюється в заводській упаковці до моменту їх безпосереднього монтажу.

Нанесення ґрунтувальних і декоративних покриттів із вмістом розчинників здійснюється пензлями або валиками. Застосування пневматичних фарборозпилювачів допускається тільки за наявності у кожного зайнятого в цій операції монтажника напівмаски класу FFP2 або повнолицьового захисного лицьового щитка.

4.4.5 Заходи безпеки в умовах військової агресії

Ведення будівельних робіт під час дії воєнного стану вимагає особливого підходу до забезпечення безпеки персоналу. Для будівельного майданчика в м. Ужгород, що знаходиться в зоні можливих загроз, передбачені такі заходи:

Укриття на будівельному майданчику. До початку зведення та виконання зовнішніх оздоблювальних робіт роботодавець зобов'язаний обладнати або визначити захисне укриття, час досяжності якого від будь-якої точки будівельного майданчика не перевищує 3 хвилин (пішки). Укриттям може слугувати підвал суміжної споруди, підземний паркінг або спеціально

обладнане приміщення в цокольному поверсі будинку, що зводиться. Місце розташування укриття та маршрут евакуації відпрацьовуються з усіма працівниками на першому інструктажі та повторюються щотижня.

Плани евакуації з риштувань. На кожному ярусі риштувань встановлюються покажчики напрямку евакуації, що ведуть до найближчого спуску. Для ярусів, розташованих вище третього поверху, передбачені два незалежні маршрути спуску з протилежних торців фасаду для евакуації при заблокуванні одного із входів. Евакуаційні маршрути завжди звільнені від матеріалів та інструменту.

Сигналізація повітряної тривоги. Усі працівники повинні мати увімкнені мобільні телефони з підключеним застосунком «Повітряна тривога» або мати доступ до радіоприймача. При сигналі повітряної тривоги роботи негайно припиняються: монтажники в першу чергу закріплюють інструмент страхувальними шнурами до риштувань (щоб уникнути падіння предметів) та організовано спускаються до укриття. Повернення до роботи виключно після сигналу відбою тривоги.

Документальний облік. На будівельному майданчику ведеться журнал перерв у роботі у зв'язку з повітряними тривогами. Роботодавець надає цей журнал замовнику для коригування строків виконання робіт відповідно до вимог Закону України «Про організацію трудових відносин в умовах воєнного стану». Понаднормові перерви фіксуються і не відносяться на рахунок порушення графіку з вини підрядника.

Охорона майданчика. У неробочий час та при тривалих перервах у роботі (більше доби) будівельний майданчик огорожується суцільним парканом з виставленням цілодобової охорони або встановленням систем відеоспостереження. Несанкціонований доступ сторонніх осіб повністю виключається.

Психологічна підтримка персоналу. Тривала робота в умовах постійного стресу від загрози обстрілів призводить до підвищеного нервово-психічного навантаження, що збільшує ймовірність виробничих травм через зниження

уваги. Тому роботодавець зобов'язаний забезпечити можливість консультацій з психологом, а також передбачити скорочені перерви між змінами для відновлення (мінімум 12 годин між виходами) та позачергові вихідні при загостренні ситуації.

4.5 Висновки

У розділі «Охорона праці» розглянуто питання забезпечення безпеки праці при виконанні робіт з утеплення фасадів 5-ти поверхового житлового будинку в м. Ужгород. Дані роботи виконуються монтажниками систем утеплення на риштуваннях висотою до 16 м із застосуванням хімічно активних матеріалів та переносного електроінструменту.

На підставі аналізу умов праці виявлено шість небезпечних і шкідливих виробничих факторів: падіння з висоти, ураження електрострумом, вплив пилу мінеральної вати, хімічний опік шкіри, фізичне перевантаження, недостатнє освітлення. Матрична оцінка ризиків показала, що небезпека падіння з висоти відноситься до класу неприпустимого ризику (індекс 1С), три наступних — до класу небажаного ризику.

Для зниження ризиків розроблено комплекс заходів, що включає: встановлення риштувань з огороженнями та козирками відповідно до НПАОП 45.2-1.02-90; обов'язкове застосування запобіжних поясів із стропами; захист мережі електроінструменту пристроями захисного відключення; застосування ЗІЗ від пилу та хімічних факторів; нормалізацію освітлення на рівні не менше 30 лк.

Окрему увагу приділено заходам безпеки в умовах воєнного стану: визначено укриття з досяжністю не більше 3 хвилин, встановлено порядок евакуації з риштувань при сигналі повітряної тривоги, передбачено облік простоїв та психологічну підтримку персоналу.

Впровадження запропонованих заходів дозволить забезпечити відповідність умов праці на будівельному майданчику чинному законодавству та мінімізувати ризик виробничого травматизму.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Закон України «Про охорону праці» від 14.10.1992 № 2694-ХІІ (в редакції Закону від 21.11.2002 № 229-IV). URL: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/2694-12> (дата звернення: 10.05.2026).
2. ДБН А.3.2-2-2009 (НПАОП 45.2-7.02-12). Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення. Київ: Мінрегіонбуд України, 2012. 48 с.
3. НПАОП 45.2-1.02-90. Правила з охорони праці при будівництві та ремонті об'єктів житлово-комунального господарства. Чинний від 1990. 65 с.
4. Наказ МОЗ України від 08.04.2014 № 248 «Про затвердження Державних санітарних норм та правил «Гігієнічна класифікація праці за показниками шкідливості та небезпечності факторів виробничого середовища, важкості та напруженості трудового процесу». URL: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/z0472-14> (дата звернення: 10.05.2026).
5. ДБН В.2.5-28:2018. Природне і штучне освітлення. – Київ : Мінрегіон України, 2018. – 136 с.
6. ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010. Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1992-1-1:2004, IDT). — Київ : Мінрегіонбуд України, 2012.
https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page?id_doc=26636
7. ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. — Київ : Мінрегіон України, 2018. — 36 с.
https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=82012
8. ДСТУ 3760:2019 Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. — Київ : Мінрегіон України, 2019. — 56 с.
https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=82146
9. ДБН В.2.6-31:2021. Теплова ізоляція та енергоефективність будівель. [Чинний від 2022–09–01]. Київ : Мінрегіон України, 2021. 41 с.
https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=98037

10. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія. [Чинний від 2011–11–01]. Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. 123 с.
https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=25761
11. ДСТУ-Н Б EN 1990:2008. Єврокод. Основи проектування конструкцій (EN 1990:2002, IDT). [Чинний від 2013–07–01]. Київ : Мінрегіон України, 2012.
https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=24946
12. Інноваційні технології каркасного будівництва : навч. посібник / Г.М. Тонкачєєв, О.С. Молодід, В.Г. Тонкачєєв, О.Г. Шандра : Під ред. проф. Г.М. Тонкачєєва. К.: Видавництво Ліра-К. 2024. 316 с.
13. Правила охорони праці під час експлуатації вантажопідіймальних кранів, підіймальних пристроїв і відповідного обладнання.
<https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/z0244-18#Text>
14. Теліченко О.І., Нагорний М.В. Зведення і монтаж будівель та споруд : навч. пос. Суми : Видавництво СНАУ, 2020. 197 с.
15. Технологія монтажу будівельних конструкцій : навч. пос. / В. К. Черненко, О. Ф. Осипов, Г. М. Тонкачєєв та ін.; За ред. В. К. Черненка. Вид. 1-ше і 2-ге. видання К.: Горобець, 2011. 372 с.: іл.
16. ДБН В.2.6-162:2010. Конструкції будинків і споруд. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення. Із Зміною №1. К. : Міністерство розвитку громад та територій України. 2022. 103 с.
https://online.budstandart.com/ua/catalog/document.html?id_doc=26738
17. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. К. : Мінрегіонбуд України, 2011. 71 с.
https://online.budstandart.com/ua/catalog/document.html?id_doc=112670
18. ДСТУ-Н Б В 2.1-28:2013. Настанова щодо проведення земляних робіт, улаштування основ та спорудження фундаментів. [Чинний від 2014–01–01]. Київ, 2013. 98 с.
https://online.budstandart.com/ua/catalog/document.html?id_doc=54094

19. ДСТУ–Н Б В.2.6-203:2015. Настанова з виконання робіт при виготовленні та монтажу будівельних конструкцій. [Чинний від 2016–04–01]. К. : Мінрегіон України, 2015. 62 с.
https://online.budstandart.com/ua/catalog/document.html?id_doc=63372
20. ДСТУ 9243.4:2023. Система проектної документації для будівництва. Основні вимоги до проектної документації. К. : ДП «УкрНДНЦ», 2024. 59 с.
https://online.budstandart.com/ua/catalog/document.html?id_doc=103963
21. ДСТУ 3008-2015. Інформація та документація. Звіти у сфері науки і техніки. Структура та правила оформлювання. К. : ДП «УкрНДНЦ», 2016. 31 с.
https://online.budstandart.com/ua/catalog/document.html?id_doc=64463
22. НАПБ А.01.001-2014. Правила пожежної безпеки в Україні.
https://online.budstandart.com/ua/catalog/document.html?id_doc=60541
23. ДБН А.3.1-5:2016. Організація будівельного виробництва. К.: Мінрегіонбуд України, 2016. 46 с. https://www.minregion.gov.ua/wp-content/uploads/2016/01/A315_Organizatsiyabudivelnogo-virobnitstva.pdf
24. ДБН А.3.2-2-2009. Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення (НПАОП45.2-7.02-12) http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page?id_doc=25399
25. ДБН В.1.1-7:2016. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги. [Чинний від 2016–10–31]. К. : Мінрегіон України, 2016. 39 с.
https://online.budstandart.com/ua/catalog/document.html?id_doc=68456
26. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. Зміна №1 К. : Мінбуд України, 2006. 75 с.
http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=21670106
27. ДБН В.2.2-15:2019. Житлові будинки. Основні положення. [Чинний від 2019–01–19]. Зі Зміною №1. К. : Міністерство розвитку громад та територій України, 2022. 51 с.
https://online.budstandart.com/ua/catalog/document.html?id_doc=59627

- 28.ДБН В.2.6:220-2017. Покриття будівель і споруд. К. : Мінрегіонбуд України, 2017. 46 с.
https://online.budstandart.com/ua/catalog/document.html?id_doc=72201
- 29.ДБН А.1.1-1:2009. Система стандартизації та нормування у будівництві. Основні положення. К. : Мінрегіонбуд України, 2013. 16 с.
https://online.budstandart.com/ua/catalog/document.html?id_doc=112664
- 30.ДБН В.1.1-45:2017. Будівлі і споруди в складних інженерно-геологічних умовах. Загальні положення. К. : Мінрегіонбуд України, 2017. 26 с.
https://online.budstandart.com/ua/catalog/document.html?id_doc=71184
- 31.ДБН В.2.2-41:2019. Висотні будівлі. Основні положення. К. : Мінрегіонбуд України, 2019. 50 с.
https://online.budstandart.com/ua/catalog/document.html?id_doc=84353
- 32.ДБН Б.2.2-12:2019. Планування та забудова територій. — Київ : Мінрегіон України, 2019. — 185 с.
https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=77080
- 33.ДБН В.2.6-31:2021. Конструкції будинків і споруд. Теплова ізоляція та енергоефективність будівель. — Київ : Мінрегіон України, 2022. — 35 с.
https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=98037